



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

MODELO PARA CUANTIFICAR FUGAS EN SECTORES HIDROMÉTRICOS DE  
REDES DE AGUA POTABLE

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
NADIR FERNANDA LÓPEZ GÓMEZ

TUTOR PRINCIPAL:  
DR. LEONEL HUMBERTO OCHOA ALEJO  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2015

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. Gutiérrez Ojeda Carlos  
Secretario: M.I. González Verdugo José A.  
1er. Vocal: Dr. Ochoa Alejo Leonel Humberto  
2do. Vocal: Dr. Arroyo Correa Víctor Manuel  
3er. Vocal: M.I. Pedroza González Edmundo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería UNAM  
Campus Morelos

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Leonel Humberto Ochoa Alejo

-----  
**FIRMA**

Dedicado con mucho cariño a mis padres por brindarme su amor incomparable,  
a mis hermanos a quienes admiro mucho,  
a mis sobrinos por todas las alegrías compartidas y  
a Joaquín por acompañarme siempre en las buenas y en las malas.

## Agradecimientos

En primer lugar agradezco a Dios por permitirme concluir este trabajo, a mi familia por creer en mi, en particular Conchita, Kristell, Chember y a mi tío Cristobal por todos aquellos consejos que jamás olvidare.

Gracias a cada uno de mis amigos que me apoyaron lejos y cerca, que seguramente están leyendo estas palabras. En resumen, muchas gracias por cada consejo, momento y día compartido. Los quiero mucho ... Penny, Anita, Mayra, Itzel, Angi, Eber, Javier, José Luis, Kary, Abner, Fabián, Carlitos, Angel, Ferb, Noé, Celestino, Amada...

Un agradecimiento especial a mi tutor Dr. Leonel Ochoa Alejo por dirigir este trabajo y sobre todo por su apreciada amistad.

También quiero agradecer al Sistema de Aguas de la Ciudad de México, en particular al Ing. Marco Pozos Leal, Subdirector del área de Sectorización por su colaboración con la información utilizada del sitio de estudio.

Gracias a cada uno de mis profesores de la UNACH que durante sus clases hicieron crecer mi afecto hacia mi profesión.

A mis profesores de la Maestría en el campus Morelos por su dedicación y paciencia, así como el personal Administrativo por su amable atención y gran disposición.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al CONACyT por permitirme esta gran oportunidad de seguir preparándome profesional y personalmente.

## RESUMEN

La demanda de agua potable ha aumentado considerablemente en los últimos años, y resulta que satisfacer esta necesidad es cada vez más complicado debido a la disponibilidad, el desperdicio y la contaminación del agua, que son un problema global al que nos enfrentamos. En efecto, surge la necesidad de implementar estrategias para la reducción de pérdidas de agua en redes de distribución, pues son las causantes de los mayores desperdicios de agua potable, especialmente, las fugas que pueden llegar a ser del orden del 50 % del agua suministrada a una red.

Con el propósito de reducir dicho porcentaje, se han tenido avances en el desarrollo de equipos y técnicas para la gestión de fugas, pero los métodos de evaluación de fugas no han cambiado sustancialmente, por lo general, sólo permiten estimar un porcentaje del nivel de fugas en la red. Por ello, en este trabajo se desarrolló un modelo que proporciona más información sobre el comportamiento de las fugas, consiste en una rutina de cálculo con base en el problema inverso, que determina los caudales de fugas en nodos y tuberías de sectores hidrométricos. Este criterio, consiste en ajustar el valor de un determinado coeficiente de fugas  $C$  y al mismo tiempo evaluar los caudales de fugas.

Para el análisis y validación de la metodología propuesta, fue aplicada en el sector hidrométrico Las Águilas ubicado en la red de agua potable de la Ciudad de México, D.F. para dos condiciones distintas de operación, primero se efectuó con válvulas reductoras de presión totalmente abiertas (condición I) y posteriormente con válvulas reductoras de presión operando (condición II).

Con las pruebas realizadas, resultó que la metodología es más precisa durante el control de las presiones, en particular los caudales de fugas en los nodos que se aproximaron a los reportes de fugas en el sector de estudio; con esto se confirma que se trata de una herramienta eficiente para la detección y localización de las fugas en sectores hidrométricos.

En resumen, se puede mencionar que se obtuvieron los resultados esperados luego de obtener los esquemas de fugas, donde se ubicaron las zonas más afectadas del sector hidrométrico de estudio. Para la condición I se determinaron 15 fugas con caudales mayores a 250 l/h, correspondientes a fugas no detectables u ocultas, que si se consideran en conjunto contribuyen un alto porcentaje de fugas para el sector. Mientras que en la condición II las incidencias de fugas fueron menores, aquí se identificaron cuatro fugas con caudales superiores a 90 l/h, probablemente se deben a fugas que ocurren en accesorios y uniones de tuberías principales o de servicio. Así se concluye que con este tipo de análisis se pueden definir las zonas con mayor ocurrencia de fugas y establecer con mejor eficacia los programas de detección y localización de fugas en sectores hidrométricos.

## ÍNDICE GENERAL

1. Introducción.....	1
1.1 Problemática de la evaluación de fugas en redes de agua potable.....	1
1.2 Justificación .....	4
1.3 Objetivos.....	4
1.4 Estructura de la investigación .....	5
1.5 Estado del arte. Métodos para la evaluación de fugas .....	6
2. Pérdidas de agua en redes de distribución de agua potable.....	27
2.1. Fundamentos de las fugas .....	28
2.1.1 Clasificación y tipos .....	28
2.1.2 Factores que ocasionan las fugas.....	32
2.2. Gestión de fugas en redes de agua potable .....	35
2.3. Técnicas y metodologías para la gestión de fugas .....	39
2.3.1 Métodos de evaluación .....	40
2.3.2 Métodos de detección y localización .....	42
2.3.3 Técnicas de control .....	52
2.4. Efecto de la presión y su relación con las fugas .....	53
3. Sectores hidrométricos en redes de agua potable .....	57
3.1 Definición y características.....	57
3.2 Proceso para implementar la sectorización de la red.....	60
3.3 Diseño de distritos hidrométricos .....	61
3.4 Operación de sectores hidrométricos.....	64
3.5 Métodos de evaluación de fugas en sectores hidrométricos .....	65
3.4.1 Auditoría de fugas de corta duración .....	66
3.4.2 Caudal Mínimo Nocturno .....	67
3.4.3 Medición con subdivisión nocturna.....	68
3.4.4 Caudal mínimo sin consumo.....	70
3.4.5 Indicador de Fugas Estructural .....	70
4. Modelación y simulación hidráulica de una red de distribución.....	72
4.1 El programa MATLAB.....	73
4.2 El programa EPANET .....	73

4.3	Características de cálculo del programa EPANET .....	75
4.4	Implementación de un modelo de simulación hidráulica .....	77
5.	Planteamiento del modelo para cuantificar fugas en sectores hidrométricos .....	84
5.1	El análisis inverso en redes de distribución agua.....	84
5.2	Metodología propuesta .....	85
6.	Aplicación del modelo propuesto.....	94
6.1	Descripción y características del sitio de estudio .....	94
6.2	Modelo hidráulico del sector SH-5.....	109
6.3	Análisis de los consumos y evaluación del caudal de fugas.....	118
6.4	Análisis de resultados .....	122
7.	Conclusiones.....	135
8.	Bibliografía.....	139
9.	Referencias .....	141
	ANEXO I. Información técnica de los equipos de medición .....	145
	ANEXO II. Registros de fugas en el sector hidrométrico “Las Águilas” 2009 - 2014.....	150

## ÍNDICE TABLAS

Tabla 1.1. Procedimiento básico para elaborar un balance de pérdidas de agua.....	8
Tabla 1.2. Componentes del caudal mínimo nocturno .....	10
Tabla 1.3. Matriz de evaluación de pérdidas físicas.....	24
Tabla 2.1. Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA.....	40
Tabla 2.2. Aplicación de la teoría FAVAD.....	56
Tabla 6.1. Información de la estación de medición en la fuente de abastecimiento .....	97
Tabla 6.2. Características de los tanques en el sector Las Águilas .....	97
Tabla 6.3. Resumen del volumen consumido.....	98
Tabla 6.4. Presiones establecidas en las VRP del sector Las Águilas.....	99
Tabla 6.5. Características de las válvulas del sector Las Águilas .....	100
Tabla 6.6. Presiones establecidas en las VRP del sector SH-5 durante su calibración .....	105
Tabla 6.7. Resumen del modelo hidráulico del SH-5.....	112
Tabla 6.8. Resumen de las presiones para la condición I.....	113
Tabla 6.9. Resumen de las presiones para la condición II.....	114
Tabla 6.10. Coeficientes de pérdidas finales para la condición I.....	115
Tabla 6.11. Coeficientes de pérdidas finales para la condición II.....	116
Tabla 6.12. Obtención del consumo nocturno en el sector SH-5 .....	120
Tabla 6.13. Ajustes de los caudales de fugas y consumos nodales, condición I.....	121
Tabla 6.14. Ajustes de los caudales de fugas y consumos nodales, condición II.....	121
Tabla 6.15. Resultados del ajuste del coeficiente $C$ .....	123
Tabla 6.16. Resultados finales de las fugas nodales, condición I.....	124
Tabla 6.17. Resultados finales de las fugas en tuberías, condición I .....	128
Tabla 6.18. Resultados finales de las fugas nodales, condición II. ....	130
Tabla 6.19. Resultados finales de las fugas en tuberías, condición II.....	131
Tabla 7.1. Resumen de la calibración de las fugas nodales.....	137

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1. Esquema de la estructura del trabajo.....	5
Figura 1.2. Variación del caudal, presión y fugas en una red de distribución.....	9
Figura 1.3. Componente del caudal mínimo nocturno .....	11
Figura 1.4. Elementos principales de la metodología BABE.....	12
Figura 1.5. Modelación de fugas con nodos ficticios.....	20
Figura 1.6. Modelación de fugas en zonas de influencia.....	21
Figura 2.1. Clasificación y tipo de fugas.....	29
Figura 2.2. Fallas en tuberías principales .....	30
Figura 2.3. Relación entre la tasa de fuga ( $Q$ ) y tiempo de fuga ( $t$ ) .....	31
Figura 2.4. Estrategias de la IWA en la gestión de fugas.....	35

Figura 2.5. Ejemplo del CAF en tres pasos .....	37
Figura 2.6. Pasos para la implementación de un SGP.....	38
Figura 2.7. Evolución de tecnologías en la detección de fugas.....	42
Figura 2.8. Variación de la presión en una fuga debido a una propagación transitoria .....	44
Figura 2.9. Relación entre el material y la propagación de las ondas acústicas .....	45
Figura 2.10. Esquema del funcionamiento del correlador de ruidos de fugas.....	47
Figura 2.11. Localización de fugas por métodos acústicos directos .....	48
Figura 2.12. Indicadores internos de ruido: (a) Sahara®, (b) SmartBall.....	49
Figura 2.13. Oruga de inspección.....	49
Figura 2.14. Esquema de localización de fugas por inyección de gas.....	50
Figura 2.15. Obtención de imágenes a través del sondeo por GPR.....	51
Figura 2.16. Localización de fugas por termografía infrarroja.....	51
Figura 2.17. Análisis del NEF .....	53
Figura 2.18. Efecto del exponente de fuga N en la tasa de fugas .....	56
Figura 3.1. Distrito hidrométrico típico.....	57
Figura 3.2. Sectorización de una red de distribución de agua potable .....	58
Figura 3.3. Esquema de sectores y distritos hidrométricos .....	59
Figura 3.4. Etapas de la sectorización de redes de agua potable.....	60
Figura 3.5. Registro de caudales durante la prueba de subdivisión nocturna.....	69
Figura 4.1. Desarrollo histórico de los modelos de simulación de redes de distribución ....	72
Figura 4.2. Esquema de una tubería del nodo i al j. ....	76
Figura 4.3. Proceso de modelación de redes en EPANET .....	78
Figura 5.1 Componentes del Caudal Mínimo Nocturno.....	86
Figura 5.2. Algoritmo de cálculo del coeficiente de fugas C .....	90
Figura 5.3. Esquema gráfico del algoritmo para el cálculo de fugas.....	93
Figura 6.1. Ubicación geográfica del Sector Las Águilas .....	94
Figura 6.2. Sitio de los macrosectores del Distrito Federal.....	95
Figura 6.3. Límites del sector hidrométrico Las Águilas .....	95
Figura 6.4. Representación del Portal 29.....	96
Figura 6.5. Localización del Acueducto Lerma Sur - Portal 29.....	96
Figura 6.6. Tanques de almacenamiento y regulación en el Sector Las Águilas .....	97
Figura 6.7. Fugas detectadas en el Sector Las Águilas. ....	98
Figura 6.8. Ubicación de las Válvulas Reductoras de Presión .....	99
Figura 6.9. Red de suministro de agua del sector Las Águilas.....	100
Figura 6.10. Perfil longitudinal de la línea principal del sector Las Águilas .....	101
Figura 6.11. Perfiles longitudinales en el sector Las Águilas .....	101
Figura 6.12. Curvas de nivel en la red del sector Las Águilas .....	102
Figura 6.13. Límites de los subsectores dentro del sector Las Águilas.....	102
Figura 6.14. Ubicación de las válvulas en el sector SH-5 .....	103
Figura 6.15. Estación de medición de caudal en el Tanque 5 .....	104

Figura 6. 16. Mediciones de caudal en el Tanque 5 .....	104
Figura 6. 17. Registro de caudales suministrados en el SH-5, sin control de presiones ....	105
Figura 6. 18. Registro de caudales suministrados en el SH-5, controlando presiones .....	106
Figura 6. 19. Localización de los puntos de medición de presión en el sector SH-5 .....	107
Figura 6. 20. Registro de presión en el sector SH-5, sin operar válvulas VRP .....	107
Figura 6. 21. Registro de presión en el sector SH-5, operando válvulas VRP .....	108
Figura 6. 22. Medición de presión con Data logger en tomas domiciliarias .....	109
Figura 6. 23. Plano de la red secundaria de agua potable de la delegación Álvaro O.....	110
Figura 6. 24. Modelación del sector Las Águilas en EPANET .....	111
Figura 6. 25. Simulación del sector hidrométrico SH-5 para la condición I .....	112
Figura 6. 26. Curvas de variación de la demanda (CVD) del sector SH-5.....	113
Figura 6. 27. Resultados de la calibración del modelo en EPANET, Condición I.....	117
Figura 6. 28. Resultados de la calibración del modelo en EPANET, Condición II .....	117
Figura 6. 29. Distribución de usuarios por tipo de uso en el sector Las Águilas. ....	118
Figura 6. 30. Cobertura global de micromedición en el sector Las Águilas. ....	118
Figura 6. 31. Curvas diarias del caudal suministrado en el SH-5 (Condición I).....	119
Figura 6. 32. Curvas diarias del caudal suministrado en el SH-5 (Condición II).....	119
Figura 6. 33. Ficheros de datos importados en el algoritmo de cálculo .....	122
Figura 6. 34. Resultados de la calibración del modelo con fugas, iteración 3 .....	123
Figura 6. 35. Esquema de fugas nodales para la Condición I.....	125
Figura 6. 36. Verificación de fugas en nodos, condición I.....	126
Figura 6. 37. Caudales de fugas en las tuberías, Condición I.....	126
Figura 6. 38. Esquema de los caudales de fugas en tuberías, Condición I. ....	127
Figura 6. 39. Resultados de la calibración del modelo con fugas, condición II.....	129
Figura 6. 40. Esquema de fugas nodales para la Condición II .....	131
Figura 6. 41. Caudales de fugas en las tuberías, Condición II .....	132
Figura 6. 42. Esquema de los caudales de fugas en tuberías, Condición II.....	133
Figura 6. 43. Verificación de fugas en tuberías, condición II .....	134
Figura 7. 1. Fugas ocultas o no reportadas, condición I.....	135
Figura 7. 2. Fugas de fondo, condición II.....	136
Figura A1. 1. Detector Tipo II.....	146
Figura A1. 2. Amplificador Tipo ModMAG®.....	149
Figura A2. 1. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2009.....	151
Figura A2. 2. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2010.....	151
Figura A2. 3. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2011 .....	152
Figura A2. 4. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2012.....	152
Figura A2. 5. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2013.....	153
Figura A2. 6. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2014.....	153

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 PROBLEMÁTICA DE LA EVALUACIÓN DE FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE

Debido a varias alteraciones en el medio ambiente por el proceso de urbanización, el cambio climático, el crecimiento demográfico, la contaminación, entre otros, los recursos hídricos están sufriendo nuevos desafíos, pues el agua no sólo se trata de un recurso esencial para la supervivencia y el bienestar humano, también se considera un producto primario importante para muchos sectores de la economía, por lo tanto, la demanda de agua va en constante aumento. En México, uno de los factores que más influyen en los problemas relacionados con el agua es su distribución, se tiene una cifra relativamente alta de personas que carecen de agua potable, especialmente en las zonas rurales.

Ante la necesidad de preservar este recurso se han realizado diversas acciones para evitar su desperdicio y contaminación, pero la situación sigue siendo muy similar, en México aún existen redes de distribución de agua potable que carecen de un diseño y mantenimiento adecuado, lo que conlleva a considerables pérdidas de agua.

A nivel mundial la demanda de agua potable va incrementando mientras que los recursos hídricos van disminuyendo, y las fugas constituyen uno de los problemas más frecuentes en las redes de distribución que generan los desperdicios más significativos de agua, en especial las provocadas por fallos en las tuberías y accesorios, como lo menciona Bourguett (2004) y Benavides (2007). Además, sus efectos producen diversas alteraciones en las condiciones físicas e hidráulicas de un sistema de distribución, sin perder de vista que aumentan los costos de producción de agua potable, principalmente de energía eléctrica y en tratamientos químicos para la potabilización.

Las fugas involucran una serie de inconvenientes adicionales, los más significativos de acuerdo con Cabrera *et al.* (1996) son los problemas de salud de los usuarios debido a la contaminación del agua por la intrusión de patógenos, provenientes de aguas residuales y otros contaminantes en el suelo. Este efecto se origina cuando la presión en algún punto del sistema desciende por debajo de la atmosférica, provocando el reingreso de agua contaminada en la red que en su mayoría se produce por fallas en las tuberías.

También se presentan problemas técnicos que se generan por las grandes fugas, estos comienzan cuando no se logran cubrir las demandas en toda la red de distribución y el sistema ya no puede seguir operando continuamente, admitiendo que el suministro intermitente provoca daños en los medidores de agua, errores de medición y se tienen que tomar alternativas de suministro como los camiones cisternas (pipas).

Entonces se asume que la existencia de fugas en una red de agua potable, siempre causa perjuicios económicos al organismo operador y de higiene a los usuarios del sistema. Incluso se originan impactos ambientales al tratar de compensar el agua desperdiciada, como la sobreexplotación de los recursos hídricos y el incremento de energía eléctrica necesaria para la extracción del agua, lo que causa emisiones adicionales de dióxido de carbono que podrían ser evitados.

Como ha sido indicado por Farley y Trow (2003) las pérdidas de agua ocurren en todos los sistemas de abastecimiento de agua, únicamente varía el volumen de pérdidas. Aún en países del primer mundo como Escocia se tienen niveles de pérdidas de 40 % a 50 % (Ochoa & Bourguett, 2001). Según Ulanicki *et al.* (2008), en Addis Abeba, Etiopía, también el 50% del agua producida se pierde; el mismo nivel se reporta para la ciudad de Mutare, Zimbabwe situada en el país africano; en muchas ciudades de Asia el 46% es agua no contabilizada de la cual más del 75% son pérdidas reales.

De la misma manera se ha reportado que estos porcentajes suelen ser altos, por ejemplo en Malasia ha llegado a ser del 40% mientras que en Brasil y Suecia del 25%; según la Autoridad Reguladora de Servicios de Agua (OFWAT, por sus siglas en inglés) en el Reino Unido las empresas de agua estiman una pérdida del 23% de la entrada total. En México se estimó un porcentaje global de pérdidas de agua en los sistemas del país del orden de 37% del agua producida (Ochoa & Bourguett, 2001).

Con la finalidad de reducir estos porcentajes se han ido implementando diversas metodologías, técnicas y modelos matemáticos para la gestión de fugas, donde la cuantificación y localización de fugas representan los mayores retos para las empresas de abastecimiento de agua, pues comúnmente las fugas se encuentran ocultas.

En México se ha concluido por Arreguin y Ochoa (1997) que en los sistemas de distribución de agua potable las fugas ocurren entre un 80% y 90% en las conexiones domiciliarias, esto hace más difícil su identificación y localización dentro de un sistema de tuberías primarias y secundarias; en la actualidad estos porcentajes no han cambiado sustancialmente.

En la literatura sobresalen varias metodologías para la evaluación de fugas basados en mediciones y análisis estadístico, entre ellas se encuentran el método de balance hídrico, que sirve como guía para conocer el estado en que se encuentra un sistema de agua potable; el método de caudal mínimo nocturno (CMN), que monitorea los caudales suministrados en una red durante la noche para obtener el caudal de fugas cuando los consumos son mínimos; el método BABE, que calcula las pérdidas por roturas y de fondo considerando las conexiones, la longitud de tuberías y la condición de la infraestructura (McKenzie *et al.* 2002); la metodología FAVAD, expresa el caudal fugado en función del área transversal de

algunos tipos de fugas, como agujeros y grietas que varían con la presión; el método estadístico o de muestreo, permite obtener resultados estadísticamente representativos mediante un muestreo estratificado con la ventaja de ser menos costoso en comparación con otros métodos (Ochoa & Bourguett, 2001); incluso se han desarrollado una serie de indicadores que proporcionan de forma general el estado y el nivel de fugas de una red, como el índice de agua no contabilizada, los índices de consumo, el índice de fuga estructural (IFE), entre otros.

Sin embargo, sus propuestas originales no han cambiado sustancialmente durante las últimas décadas y sus resultados finales son similares, sólo proporcionan una aproximación de la cantidad de agua que se pierde en el sistema, o bien, devuelven un indicador del nivel de fugas en la red que es comparado con valores preestablecidos para determinar si existe un alto nivel de pérdidas o no. Lo que genera poca información sobre el comportamiento de las fugas y una limitante en los avances para su disminución.

La evaluación de fugas también se ve afectada por el diseño inadecuado de las redes de distribución, es por ello que para una eficiente cuantificación de fugas es necesario contar con redes sectorizadas que permitan optimizar la aplicación de estas pruebas de evaluación de fugas y ayuden a obtener información detallada del funcionamiento y estado de la red.

Con todo lo anterior, en la literatura se encontró que especialistas en este campo han dedicado sus estudios en el desarrollo de metodologías para la estimación de fugas mediante la combinación de algoritmos matemáticos, métodos tradicionales y modelos de simulación hidráulica, incluso han propuesto métodos exclusivos para cuantificar pérdidas de agua basados en el análisis inverso resultando de gran utilidad para las empresas de agua encargadas de la localización de fugas. Por lo tanto, en este trabajo se propone emplear el análisis inverso integrado con modelos matemáticos para calcular los caudales de fugas en sectores hidrométricos de forma más confiable y precisa.

## 1.2 JUSTIFICACIÓN

Valorando la problemática de las pérdidas de agua en las redes de distribución de agua potable, aún más las fugas que son de mayor magnitud y que ocasionan una serie de alteraciones en los sistemas de abastecimiento. Resulta que para mejorar la eficiencia de una red de distribución es de gran importancia conocer la ubicación probable, ocurrencia y comportamiento de las fugas. Pero los métodos actuales para la evaluación de fugas no brindan suficiente conocimiento sobre los caudales de fugas.

Por ello, en esta investigación se pretende desarrollar un modelo que determine los caudales de fugas en nodos y tuberías de sectores hidrométricos para la cuantificación de las fugas de manera más precisa.

Considerando que el tema de gestión de pérdidas de agua es una labor complicada, lograr esta contribución de la tesis, será de gran utilidad para los gestores de abastecimiento de agua potable durante la búsqueda de fugas, ya que con los caudales de fugas calculados se podrán crear mapas para ubicar los nodos y tuberías con mayor riesgo de fugas.

## 1.3 OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es desarrollar un modelo hidráulico-matemático que permita definir con precisión la ocurrencia y comportamiento de las fugas en la red, mediante el estudio de los métodos disponibles para la cuantificación de fugas en sectores hidrométricos de agua potable. Con el fin de alcanzar tal objetivo, se plantean los siguientes propósitos particulares:

- Análisis de los métodos de evaluación de fugas en redes de distribución de agua potable.
- Planeación de una estrategia con el análisis inverso para obtener mayor información sobre el comportamiento de las fugas.

## 1.4 ESTRUCTURA DE LA INVESTIGACIÓN

El trabajo se encuentra conformado por cuatro partes que introducen todos los capítulos como se observa de forma resumida en la Figura 1.1.

La primera parte incluye el *Capítulo 1* que expone los principales efectos e inconvenientes de las fugas y la revisión bibliográfica de las investigaciones más relevantes en la evaluación de fugas, junto con el *Capítulo 2* donde se presenta una clasificación de las fugas de acuerdo a su ubicación dentro del sistema, por el tiempo de duración y conforme a su tamaño; las causas que intervienen en la formación de fugas; finalmente se describen los métodos para la gestión de fugas clasificados en tres categorías: los métodos de evaluación, los métodos de detección y las técnicas de control para su eliminación, al final de este capítulo se analiza el efecto de la presión en los caudales de fugas por medio de la teoría FAVAD.

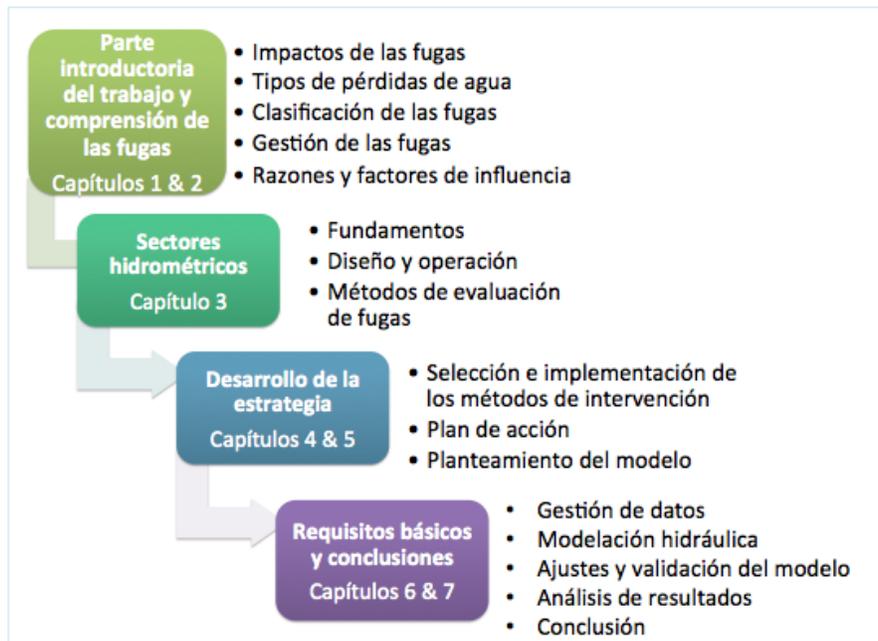


Figura 1.1. Esquema de la estructura del trabajo

La segunda parte se refiere al *Capítulo 3* donde se definen las características de los sectores hidrométricos y las recomendaciones elementales para su diseño, señalando la importancia de seguir estas sugerencias para evitar problemas de abastecimiento y de calidad del agua. Además, se explican cinco metodologías que se encuentran soportadas con pruebas de campo para evaluar la eficiencia volumétrica de sectores hidrométrico, estos métodos son: la auditoría de fugas de corta duración, el consumo mínimo nocturno, medición con subdivisión nocturna, caudal mínimo sin consumo y el indicador de fuga estructural.

La parte tres se enfoca en el desarrollo de la metodología propuesta, se compone del *Capítulo 4* en el cual se exponen las características de los software aplicados, las capacidades de cálculo y sus limitaciones, haciendo mención que para la modelación y simulación hidráulica se utilizó el programa EPANET y para la elaboración del algoritmo de cálculo se empleo el programa MATLAB.

En este apartado también se encuentra el *Capítulo 5* donde se detalla el planteamiento del modelo para cuantificar fugas en sectores hidrométricos, desde su formulación con el problema inverso hasta la explicación detallada del procedimiento.

En la última parte de la investigación se involucra el *Capítulo 6* que proporciona toda la información básica del sitio de estudio sobre un sector hidrométrico de la red de la ciudad de México, la condición hidráulica y las características de operación y control del sector. Aquí mismo se presenta una serie de gráficas que muestran los resultados obtenidos del análisis de consumos y presiones, así como los esquemas de fugas en nodos y tuberías obtenidos en ArcGIS que permiten localizar las zonas con mayor influencia de fugas. En esta parte se incorpora el *Capítulo 7* que atiende las conclusiones finales de las metodología empleada y menciona los posibles desarrollos para darle continuidad a este trabajo.

## 1.5 ESTADO DEL ARTE. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE FUGAS

### **Distritos hidrométricos**

La primera publicación enfocada a la gestión de fugas se dio en el año 1980, por el Programa de Investigación de la Industria del Agua del Reino Unido (UKWIR, por sus siglas en inglés) en su informe “*Report 26 Leakage Control Policy & Practice*”, en el cual propusieron una técnica para dividir la red de distribución de agua potable en áreas más pequeñas, aisladas unas de otras hidráulicamente, donde dichas áreas las denominaron distritos hidrométricos (DH's), desde entonces ha sido la técnica más usada en la práctica para la detección y el control de fugas.

De esta manera la implementación de distritos hidrométricos se convirtió en la herramienta más empleada y estudiada en los últimos años por varios autores en diversos campos, sobre todo su uso en redes para la localización activa de fugas, como el *Reporte E Interpreting Measured Night Flows* (1994) de la Comisión de Investigación del Agua (WRC, por sus siglas en inglés), donde emplean los distritos para el monitoreo de caudales nocturnos, la priorización de detección de fugas y el mejoramiento de las actividades de localización de fugas.

Desde finales de los años 90's hasta la actualidad Covas y Ramos (1999), han dedicado sus trabajos a la aplicación de los DH's para localizar fugas; Farley y Trow (2003) usaron los distritos hidrométricos junto con la optimización de la presión para la reducción de fugas.

Bougadis *et al.* (2005), clasificaron las redes de distribución en diferentes zonas hidráulicas con respecto al comportamiento de sus consumos de agua, utilizando dicha clasificación para el desarrollo de modelos de predicción de demandas; de igual forma Herrera *et al.* (2010) realizaron un estudio similar de modelos predictivos de demandas en distritos hidrométricos.

Ochoa (2013) expone los procedimientos más recomendables para la implementación de los distritos hidrométricos específicamente sobre su diseño y construcción, además presenta la aplicación de algunas metodologías para la evaluación de fugas en distritos hidrométricos en casos de estudios sucedidos en México.

### **Balance Hídrico**

El método de balance hídrico o auditoría del agua permite cuantificar la cantidad de agua que se pierde en un sistema de distribución de agua, completo o por sectores hidrométricos. Su aplicación es muy frecuente para conocer el estado en que se encuentra una red de distribución de agua potable, es decir, se usa principalmente para diagnosticar qué cantidad del agua suministrada llega hasta los usuarios. El balance hídrico se fundamenta en las estimaciones de los volúmenes de agua que son suministrados, consumidos, perdidos y facturados dentro de la red de estudio.

Existen varias metodologías para el balance hídrico, pero la técnica fundamental es la propuesta en 1990 por la Asociación Americana de Obras Hidráulicas en su manual M-36 (AWWA, por sus siglas en inglés), que se distingue por revisar detalladamente la forma en que se administra el suministro y consumo del agua de un sistema de agua potable, separando las pérdidas reales de las pérdidas aparentes por medio del seguimiento de una serie de tareas, las cuales se muestran en la Tabla 1.1.

Con base en este procedimiento fueron desarrollándose más técnicas, como la planteada por Cabrera *et al.* (1999), la cual representa el balance hídrico por medio de una clasificación de nueve tipos de caudales que circulan en una red de distribución, ordenados en diversos niveles según sus destinos.

A diferencia de la metodología por la AWWA, ésta se concentra exclusivamente en la red de distribución, sin considerar las pérdidas potenciales de agua en aducciones, depósitos de cabecera y plantas potabilizadoras, pues recomiendan tratarlas de manera independiente demostrando que se alcanza mejor precisión en el resultado.

Tabla 1.1. Procedimiento básico para elaborar un balance de pérdidas de agua

<b>ANTES DE INICIAR</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>A. Establecer una hoja de trabajo</li> <li>B. Definir el periodo de análisis</li> <li>C. Elegir una unidad de medida</li> </ul>
<b>EL BALANCE DE AGUA</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Tarea 1. Cuantificación del suministro de agua</li> <li>Tarea 2. Estimación de consumos medidos autorizados</li> <li>Tarea 3. Estimación de consumos no medidos autorizados</li> <li>Tarea 4. Estimación de pérdidas totales del sistema de agua potable</li> <li>Tarea 5. Estimación de pérdidas identificadas y eliminadas</li> <li>Tarea 6. Evaluación de pérdidas potenciales en el sistema</li> <li>Tarea 7. Evaluación de fugas potenciales en conexiones domiciliarias</li> <li>Tarea 8. Evaluación de fugas potenciales en líneas principales</li> <li>Tarea 9. Estimación de pérdidas potenciales por consumos no autorizados y subsidios</li> </ul>
<b>ANÁLISIS DEL BALANCE</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>A. Identificar pérdidas reducibles y acciones</li> <li>B. Determinar el costo que originan las pérdidas</li> <li>C. Calcular costo y tiempo de la reducción de pérdidas</li> </ul>

Fuente: Adaptado de Ochoa y Bourguett (2001)

El método de balance hídrico fue extendiéndose internacionalmente, en el año 2000 la Asociación Internacional del Agua (IWA, por sus siglas en inglés) formó un grupo de trabajo para el cálculo de indicadores de rendimiento y publicó un documento sobre las mejores prácticas internacionales para calcular los componentes tipo del balance hídrico.

Unos años después Farley y Trow (2003) informaron que el modelo de balance hídrico desarrollado por la IWA había logrado una rápida aceptación y era utilizado por varias organizaciones y empresas de Australia, Alemania, Malta, Nueva Zelanda, Sudáfrica, Estados Unidos de América, Brasil, Canadá, Malasia, los países nórdicos y el Reino Unido. Incluso revelaron la aplicación de nuevos modelos matemáticos para el balance hídrico en redes como BENCHLEAK (2000), BENCHLOSS (2000), BENCHLOSS NZ (2002) y FASTCALC (2003).

Lewis y Fanner (2005), llevaron a cabo una auditoría del agua más precisa aplicada en la ciudad de Salt Lake, Estados Unidos mediante la metodología de la IWA, centrándose en la importancia de la validación del medidor en la entrada de la red de abastecimiento, precisión en los medidores de usuarios y en la aprobación de los datos de consumo.

Tuhovcak *et al.* (2005), presentaron un artículo donde describen brevemente las aproximaciones de la auditoría técnica en redes de distribución de agua, con base en la experiencia práctica y conocimientos adquiridos en proyectos internacionales, usando diferentes indicadores técnicos de fugas.

Brumbelow *et al.* (2006), realizan una auditoría integral del agua del sistema de agua de San Antonio, Texas. Para su aplicación exitosa a través del uso de normas fue necesario realizaron cambios en la metodología de la IWA.

Kanakoudis y Tsitsifli (2014), emplean el balance de agua en períodos de dos meses para definir el nivel real del agua no contabilizada de la red de distribución de la ciudad de Kos, Grecia. Los resultados revelaron que las tasas de pérdidas reales más altas ocurren durante los períodos de demanda de agua más bajos debido a las presiones altas de operación. Entre muchas contribuciones acerca del balance hídrico se nombran Male y Noss (1985), Arreguín y Ochoa (1997), Hirner (1998), Myers y Throw (1998), Ochoa y Bourguett (1998), Lambert *et al.* (2003), Almandoz *et al.* (2005), Arregui *et al.* (2005), Valverde y Ciomos (2007), Benavides (2010), Ochoa (2014).

### Caudales Mínimos Nocturnos

El método de caudales mínimos nocturnos (CMN) se expuso en 1994 por el Programa de Investigación de la Industria del Agua del Reino Unido (UKWIR, por sus siglas en inglés), presentando informes que reunían una serie de conceptos sobre la gestión de pérdidas de agua y caudales nocturnos, predominando el informe “*Managing Leakage*” de Allan Lambert quien presentó los esquemas generales de la medición de caudales nocturnos para el cálculo de volúmenes fugados.

El método permite cuantificar que parte del caudal mínimo nocturno registrado en una red se fuga, es decir, si por la noche el valor del caudal consumido por los usuarios disminuye pero no llega a cero, indica que existe una posibilidad de fugas en la red, pues durante la noche los consumos deben ser pequeños o nulos, en especial en las zonas domésticas. Entonces, registrar un valor grande de caudal entre las 12:00 am y 4:00 am revela que parte de este caudal se debe a rupturas y fugas de fondo, como se observa en la Figura 1.2.

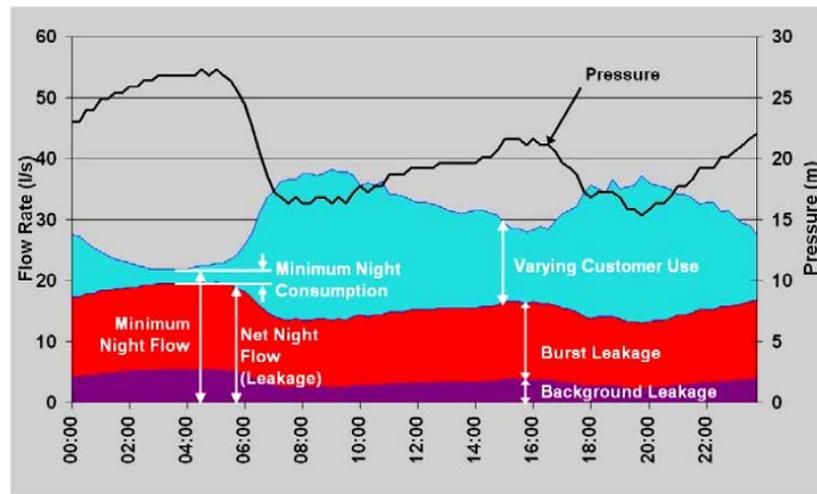


Figura 1.2. Variación del caudal, presión y fugas en una red de distribución. Fuente: IWA (2007)

Además requiere de poca información para su uso, así que es empleado por los sistemas de abastecimiento escasos en información como es el caso de Sudáfrica, pero no debe descartarse que la falta de datos puede ser contraproducente (McKenzie, 2001).

El caudal mínimo nocturno es considerado uno de los métodos más prácticos y por el mismo motivo se han desarrollado numerosos trabajos en este tema. Después de varios años de uso se popularizó y más autores han realizado aportes. Sin embargo, los conceptos iniciales siguen siendo los mismos, se sigue la metodología propuesta por la UKWIR que expresa el caudal mínimo nocturno en una serie de componentes como se observa en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Componentes del caudal mínimo nocturno

Caudal mínimo nocturno (MNF)	Caudal consumido	Uso nocturno	Consumo excepcional
			Consumo residencial
			Consumo no residencial
	Pérdidas en la red de distribución	Pérdidas nocturnas interiores	Pérdidas nocturnas totales
		Pérdidas en acometidas	
		Pérdidas en la red	
		Pérdidas en depósitos	

Fuente: Adaptado de Escobar Morales , J. J. (2011).

García *et al.* (2006), presentan el análisis y la exactitud de los procedimientos utilizados para calcular la tasa de fuga diaria, asumiendo que los caudales de fugas se determinan correctamente en la hora de caudal mínimo. Al mismo tiempo examinaron la influencia de los factores más relevantes en el error de nivel de fugas, proponiendo pautas para mejorar la evaluación de los índices de fugas diarias mediante el método de caudales mínimos nocturnos.

En un estudio realizado en Brasil se analizó el caudal nocturno junto con el análisis hidráulico de fugas, demostrando que es una valiosa herramienta para la estimación de las fugas, incluso en redes de abastecimiento de agua irregulares (Cheung & Girol, 2009). También se confirmó que la técnica de análisis nocturno no es muy eficaz en sistemas con suministro de agua intermitente y que debe ser aplicado en sistemas con suministro continuo para su validación.

Los trabajos constantes del grupo de especialistas de la IWA desarrollaron una terminología internacional para el análisis de los consumos nocturnos, tomando en cuenta situaciones específicas de cada red de distribución. El primer informe definitivo para la nueva terminología fue publicado en el 2010, donde los componentes del caudal mínimo nocturno

se desarrollan sobre una base gradual, aumentando el detalle conforme se incrementa su análisis, es decir, Grado 1 es el más simple y Grado 5 el más detallado. Cada uno de los grados puede ser apropiado para diversas circunstancias internacionalmente, dependiendo de qué tan altas o bajas sean las fugas nocturnas (Fantozzi y Lambert, 2010). El conjunto de términos que componen el caudal nocturno con las nuevas terminologías propuesta por la IWA se presenta en la Figura 1.3.

	GRADO 1	GRADO 2	GRADO 3	GRADO 4
Caudal mínimo nocturno (CMN)	Caudal consumido	Uso nocturno	Consumo excepcional	Uso del acueducto
			Consumo estimado	No residencial
	Fuera de las propiedades (CNLI)	Residencial		
		Fuera de las propiedades (CNLO)	No residencial	
	Pérdidas en la red de distribución		Pérdidas nocturnas	Fugas por roturas detectables
		Inodoros, grifos y plomería		
		Fugas por roturas no detectables		Tuberías y aljibes
				Pérdidas por fugas no reparadas
				Pérdidas por fugas reportadas (no reparadas)
				Pérdidas en acometidas
			Pérdidas en las tuberías de distribución	
			GRADO 5	

Figura 1.3. Componente del caudal mínimo nocturno. Adaptado de Fantozzi y Lambert (2010)

Un estudio completo es el presentado por Escobar (2011), en su trabajo final de maestría en la que explica los fundamentos hidráulicos del CMN, la revisión de los parámetros utilizados, las particularidades del caudal nocturno, la evaluación de errores potenciales del método y el desarrollo de una estrategia para calcular el error del procedimiento, destacando varias recomendaciones para su mejora.

Alkassseh *et al.* (2013), aplicaron el caudal mínimo nocturno en 30 zonas de estudio en Kinta Valley, Malasia dentro del horario de 1:00 a 5:00 am para estimar las pérdidas de agua usando un análisis estadístico y el modelo PrimeWorks para el caudal mínimo nocturno. Más autores han generalizado el tema, como es el caso de McKenzie (1999); McKenzie y Wegelin (2002); Hunaidi y Brothers (2007); Thornton (2008); Benavides (2009); Cheung *et al.* (2010).

Es de reconocer que el método de caudales mínimos nocturnos ha sido la base conceptual para diversos estudios en el campo de la evaluación de pérdidas, por esta razón a partir de dicho método se han originado varias técnicas que han resultado útiles en la evaluación de fugas como el método BABE, la teoría FAVAD y el modelo PRESMAC que se describirán a continuación.

## Método BABE

El enfoque BABE (the Burst and Background Estimates) fue desarrollado por Allan Lambert para la Industria del Agua del Reino Unido en el año 1990, pero se presentó por primera vez en Sudáfrica en el año 1994 a través de una serie de cursos y seminarios por McKenzie y Lambert por petición de la Comisión de Investigación del Agua (WRC, por sus siglas en inglés).

La metodología ha sido desde entonces aceptada, ya que puede ser utilizada para determinar los componentes de las fugas reales anuales, los componentes de los flujos nocturnos y principalmente para evaluar las pérdidas por roturas y de fondo.

Los términos “Burst” y “Background” según el manual *Managing Leakage* se refieren a las pérdidas de agua como roturas y fugas de fondo, respectivamente. Las primeras pueden ser reportadas o no, las cuales tienen caudales mayores a 500 l/h. En el caso de las fugas de fondo, tienen un caudal de fugas correspondiente a valores menores a 500 l/h. La WRC establece un límite de 250 l/h para diferenciar entre las fugas de fondo y las roturas.

McKenzie *et al.* (2002) señalan que para el desarrollo de la técnica BABE deben usarse inicialmente cuatro principales elementos para la gestión de fugas (Figura 1.4). Incluso algunos programas para la evaluación de pérdidas han basado su funcionamiento en estos cuatro conceptos claves de la metodología BABE, como el caso de los modelos diseñados por la Comisión de Investigación del Agua de Sudáfrica que desarrolló cuatro modelos matemáticos.

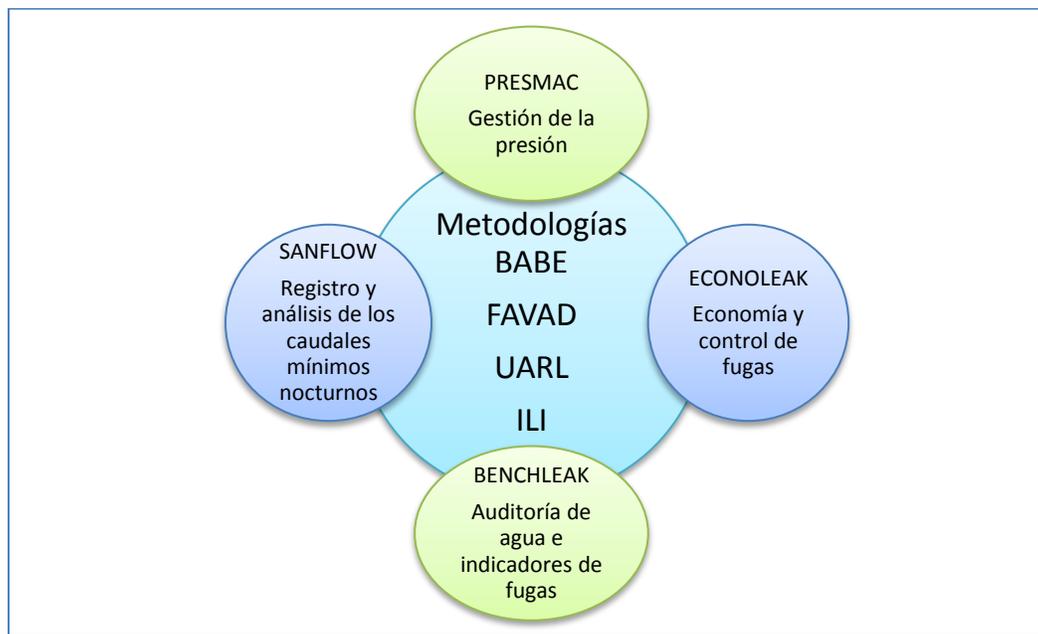


Figura 1.4. Elementos principales de la metodología BABE. Fuente: Adaptado de McKenzie *et al.* (2002)

El primer modelo es denominado SANFLOW (1999), se diseñó para proporcionar un indicador de fuga a partir del registro y análisis de caudales mínimos nocturnos; el segundo modelo PRESMAC (2001), permite la gestión de la presión en una zona a través de los caudal y las presiones registradas durante un período de 24 horas; el tercer modelo BENCHLEAK (2001) fue planteado para establecer los componentes del agua no facturada en el servicio del agua, asociados a los indicadores de rendimiento sobre la base de las recomendaciones de la IWA, por último el modelo ECONOLEAK (2002) diseñado para determinar la frecuencia de fugas en el control activo de fugas, los avances de estos modelos han sido difundidos por McKenzie y Seago (2005).

De acuerdo con Delgado (2011) las fugas de fondo se representan como una pequeña cantidad del volumen total del agua fugada y se obtienen con la Ecuación (1.1), donde LB son las fugas de fondo (l/h),  $C_c$  número de conexiones y  $L_T$  la longitud total de tuberías (m).

$$LB = 4 C_c + 0.04 L_T \quad (1.1)$$

Para tener un cálculo más aproximado a la realidad, se debe contemplar el factor de condición de la infraestructura (FCI) que indica la situación de la red y suele encontrarse entre los valores de 0.5 y 2.0. También debe emplearse el factor de corrección de presión (FCP) para adecuar las mediciones a la presión de la red que tienen relación con el área del orificio de la fuga. Por lo tanto, la ecuación para el cálculo de fugas de fondo queda representada de la siguiente manera:

$$LB = 4 \cdot FCP \cdot FCI \cdot C_c + 0.04 \cdot L_T \quad (1.2)$$

El volumen de fugas por roturas se puede evaluar utilizando los conceptos de pérdidas reales anuales inevitables (UARL, por sus siglas en inglés) y el índice de fuga estructural (IFE) que resultan más eficaces. Sin embargo, puede usarse simplemente la Ecuación (1.3) establecida por la IWA.

$$\text{Volumen} = (\text{tasa de caudal promedio}) \cdot (\text{duración promedio}) \cdot (\text{frecuencia}). \quad (1.3)$$

### **Metodología FAVAD**

La metodología FAVAD fue adoptada en el año 1994 cuando se comprobó la relación entre la presión y el comportamiento de las fugas. A partir de este método se encontró que el efecto de aperturas como las grietas longitudinales y circunferenciales en tuberías juegan un papel determinante en los caudales de fugas.

Este hecho fue explicado físicamente por May en Octubre de 1994, cuando explicó la teoría FAVAD (Fixed And Variable Area Discharge paths) sobre “los trayectos de descarga de área fija y variable” demostrando que el área transversal de algunas fugas como agujeros, grietas y juntas varían también con la presión, dando lugar a diferentes tipos de fugas. La ecuación que representa esta condición es la siguiente:

$$Q_f = C \cdot P^N \quad (1.4)$$

Donde:

$Q_f$  Caudal fugado

$C$  Coeficiente de fuga

$P$  Presión

$N$  Exponente de fuga que varía de acuerdo a los diferentes tipos de fugas según Garzón y Thornton (2006).

- Áreas fijas: como orificios en las paredes de tubos metálicos se emplea  $N=0.5$ .
- Áreas que pueden variar a lo largo de un eje: como las fugas en juntas o accesorios recomienda usar un exponente  $N=1.5$ .
- Áreas que pueden variar a lo largo de dos ejes: por ejemplo las grietas en tuberías de plástico, se emplea un exponente  $N= 2.5$ .

A partir de la metodología FAVAD, el grupo de trabajo de la IWA y el Programa de la UKWIR recomiendan una expresión exponencial para representar la relación del caudal de fuga y la presión de servicio de la siguiente manera:

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^N \quad (1.5)$$

Donde:

$Q_1$  Caudal de fuga después de la reducción de presión

$Q_0$  Caudal de fuga antes de la reducción de presión

$P_1$  Presión después de implementar su reducción

$P_0$  Presión antes de implementar su reducción

$N$  Exponente de la presión

Garzón y Thornton (2006), señalan el análisis de la expresión anterior en más de 100 pruebas de campo en sistemas de distribución de Japón, Australia, Brasil, Canadá, Malasia, Nueva Zelanda, Reino Unido y los Estados Unidos, confirmando que el exponente  $N$  se encuentra generalmente entre 0.5 y 1.5, pero que puede alcanzar valores de hasta 2.5. Para apreciar el efecto del coeficiente de fuga en función de la presión y el caudal de fugas se puede revisar con detalle el *Capítulo 2.4*.

Cassa *et al.* (2005), modelaron con el método de elementos finitos diferentes tipos de fugas en tuberías de PVC para obtener la relación entre la presión y el comportamiento de las fugas, se encontró que las grietas longitudinales tienen mayor efecto en los caudales de fugas.

Gomes *et al.* (2011), proponen una metodología que evalúa los beneficios de la gestión de la presión en las redes de distribución, utilizando un modelo de simulación para predecir el comportamiento hidráulico de la red junto con tres métodos de evaluación de fugas, el caudal mínimo nocturno, la teoría BABE y los conceptos de la metodología FAVAD.

En la literatura se encontraron varios estudios relacionados con la teoría FAVAD pero solo se hará mención de algunos, los desarrollados por Lambert (2001), Bamezan y Lessiek (2003), Bartlett (2004), Cullen (2004), Thornton y Lambert (2005), Wu *et al.* (2013).

### **Modelo PRESMAC**

El modelo PRESMAC se considera una técnica para estimar la tasa de fugas en sectores hidrométricos a partir de la optimización de la presión, validado por diversos estudios que mostraron la reducción en el porcentaje de fugas hasta en un 60%. Su metodología se enfoca en los conceptos del método BABE y FAVAD, pero su base de cálculo para los volúmenes fugados está dado por los caudales mínimos nocturnos.

El modelo fue planteado por McKenzie y Lambert en el año 1999 específicamente para la gestión de las presiones y el control activo de fugas, en resumen permite calcular qué reducción de presión es necesaria para disminuir las fugas hasta el nivel deseado.

Según Ulanicki *et al.* (2008) se han ido desarrollando estudios de este tipo durante el paso del tiempo como los realizados por: Miyaoka y Funabashi (1984), Jowitt y Xu (1990), Vairavamoorthy y Lumbers, (1998), Alonso *et al.* (2000), Burn *et al.* (2002), Girard y Stewart (2007) y Marunga *et al.* (2006).

La diversidad en sus resultados ha servido para diferentes campos en la gestión de pérdidas de agua, especialmente aplicado a los sectores hidrométricos como lo señala Escobar (2011):

- Identificador para conocer los sectores hidrométricos con mayores índices de fugas, al conocer los volúmenes fugados de cada subsistema se puede seleccionar en dónde intervenir primero.
- Para evaluar el exceso probable del caudal nocturno, como consecuencia de roturas no reportadas en los sectores.
- Gestión de presiones en los sectores hidrométricos, con el fin de reducir el caudal fugado en las horas de máxima presión.

Desde el entorno de la gestión de fugas la contribución más usada es la de McKenzie (2001), presentando el método simplificado de PRESMAC con la Ecuación (1.6), una forma iterativa que es similar al cálculo del método de caudales mínimos nocturnos, donde la presión en la entrada del sistema es disminuida hasta un valor dado que no se encuentre abajo de las presiones mínimas, por lo tanto, es necesario verificar las presiones cuando el proceso iterativo termina (Escobar, 2011).

$$Q_{f, PRV}(t) = Q_f(t) \cdot \left( \frac{P_{AZP, PRV}(t)}{P_{AZP}(t)} \right)^N \quad (1.6)$$

Donde:

- $Q_{f, PRV}(t)$  Caudal fugado por la red en la hora t, después de tener una regulación de la presión en la entrada del sistema
- $Q_f(t)$  Caudal fugado en la hora t, sin regulación del sistema (inicialmente es el establecido por el método de caudales mínimos nocturnos)
- $P_{AZP}(t)$  Presión promedio horaria en el nudo AZP en la hora t, sin regulación de la presión del sistema
- $P_{AZP, PRV}(t)$  Presión promedio horaria en el nudo AZP en la hora t, después de la regulación de la presión del sistema
- $N$  Exponente de la presión, representa la dependencia que tiene el caudal de fuga con respecto a la presión.

### Método Estadístico

El método estadístico o de muestreo es un proceso confiable para la evaluación de pérdidas en sistemas de distribución de agua, permitiendo obtener resultados representativos de muestras, lo que parece ser relativamente eficiente y menos costoso en comparación con otros métodos.

Vela *et al.* (1994) proponen que se utilice un criterio de reparto estadístico y fallas históricas con la Ecuación (1.7) que estima el número esperado de roturas en función de algunos parámetros seleccionados.

$$N_e = \frac{K_0 \cdot L \cdot e^{a \cdot t}}{D^b} \quad (1.7)$$

Donde:

- $N_e$  Número de roturas esperado en un tiempo t
- $K_0$  Coeficiente estadístico que depende del material, tipo y calidad de la tubería
- $L$  Longitud de la tubería
- $t$  Tiempo
- $D$  Diámetro del tubo

- a* Parámetro que ajusta la evolución temporal
- b* Exponente con valor de -1 para tuberías con diámetros pequeños de hasta 100 mm y de 1 para diámetros mayores

Arreguin y Ochoa (1997) desarrollaron una técnica que estima las pérdidas de agua en redes de distribución con la determinación de los consumos mediante estudios de campo y la obtención de las fugas en tomas domiciliarias por muestras aleatorias simples, donde los tamaños de las muestras se calculan con la teoría de muestreo estratificado. Así que para determinar el porcentaje de tomas domiciliarias con fugas se inspeccionan cada una de las tomas de la muestra obtenida aleatoriamente con la Ecuación (1.8), mientras que el volumen perdido por fugas en tomas domiciliarias se calcula con el tamaño de la muestra de la Ecuación (1.9).

Esta misma metodología también evalúa las pérdidas de las tuberías principales y secundarias, éstas se calculan de igual forma que las tomas domiciliarias a partir de la aplicación de la teoría de muestreo estratificado simple aleatorio, pero combinada con la técnica de distritos hidrométricos. Pues los distritos hidrométricos permiten la colocación de estaciones de aforos para realizar mediciones de una muestra representativa de usuarios o de todo el distrito.

$$n_o = \left( \frac{Z_c^2}{N_T d^2} \right) \left[ \sum N_i P_{oi} (100 - P_{oi}) \right] \quad (1.8)$$

$$n_a = \left( \frac{Z_c^2}{d_q^2 N_T} \right) \sum S_{qi}^2 N_i \quad (1.9)$$

Donde:

- $n_o$ , Muestra que indica el número total de tomas domiciliarias que deben ser inspeccionadas en toda la red de distribución
- $n_a$ , Muestra aleatoria que indica el número de tomas domiciliarias con fugas
- $Z_c$ , Abscisa de la curva de probabilidad de distribución normal para un nivel de confianza dado
- $N_T$ , Número total de tomas domiciliarias en el sistema de distribución
- $d$ , Error de estimación en porcentaje
- $N_i$ , Número total de tomas domiciliarias en cada estrato *i*
- $P_{oi}$ , Porcentaje de ocurrencia de fugas en el estrato *i*
- $d_q$ , Error de la estimación en ml/s
- $S_{qi}$ , Desviación estándar del gasto de fuga en tomas domiciliarias del estrato *i* en ml/s

Rostum (2000) realizó un estudio en el que señaló los métodos estadísticos más apropiados para la modelación de fallas en tuberías de redes de distribución europeas, presentando un caso de estudio en Trondheim, Noruega.

Buchberger y Nadimpalli (2004), proponen un procedimiento para la detección de fugas apoyado en el método de balance hídrico y un modelo hidráulico, el método deriva una serie de caudales mínimos y máximos de fugas a partir del comportamiento de muestras estadísticas, calculadas de mediciones continuas del caudal a través de la línea principal de alimentación en un distrito hidrométrico. La limitación del método es que no ha sido probado en el campo y no indica la localización de las fugas individuales en la red.

Sin embargo, los resultados pueden ser utilizados para comparar la magnitud de las fugas entre las diferentes zonas de servicio y proporcionar de manera anticipada las áreas de la red que necesitan medidas de control de pérdida de agua.

### **Análisis Inverso**

El análisis inverso con un modelo de simulación hidráulica es un método empleado para la búsqueda de fugas, su metodología consiste en que a partir de algunos puntos de mediciones en la red que muestran su estado hidráulico, se encuentran las características físicas del sistema que producen dicho estado. Esta técnica ha sido empleada por varios autores utilizando procedimientos muy diversos, desde el método trivial de prueba y error hasta los más sofisticados basados en técnicas de optimización.

Entre varias metodologías se encuentran las que sólo ajustan los coeficientes de fricción como el método explícito de Ormsbee (1986), que utiliza un modelo de simulación estática para ajustar los coeficientes, conocidas las condiciones de frontera y considerando las demandas fijas en los nodos. Para aplicar el método, en primer lugar se especifica una zona en la red por cada nodo con medición, y por cada zona se obtiene un factor de ajuste para los coeficientes de fricción correspondientes a dicha zona. Los factores de ajuste resultan de un sistema de ecuaciones no lineal, cuya solución se puede realizar por el método de Newton, este sistema es formado por la ecuación de continuidad en cada nodo y la ecuación de conservación de la energía en cada tubería modificada por el factor de ajuste. Al tratarse de un método cerrado tiene la ventaja de calibrar la red en una sola iteración.

De la misma forma existen métodos que ajustan los coeficientes de fricción en las tuberías y las demandas en los nodos simultáneamente, este es el caso del método de Walski (1983 y 1986) el cual requiere un nodo que demande un gasto grande o de la información de hidrantes para incendios dentro de la red. El método se fundamenta en la ecuación de pérdidas de Hazen-Williams con la que Walski propone dos coeficientes de ajuste A y B, cada uno de ellos ajusta las demandas en los nodos y los coeficientes de fricción en las tuberías, respectivamente. Se obtienen resultados eficientes si se aplica de forma iterativa, recalcando que durante los cálculos se emplean las presiones en los nodos para dos condiciones de operación, la normal y con el gasto demandado por el hidrante.

El método de Bhave (1988) también permite ajustar las demandas y los coeficientes de fricción, pero para emplearlo es necesario que el gasto de suministro sea conocido y permanezca constante. Para comenzar la metodología primero se calculan las cargas en los nodos bajo condiciones normales y de gasto máximo, suponiendo valores iniciales de los coeficientes de fricción y de las demandas. Luego se seleccionan recorridos del punto del suministro a los nodos de prueba considerando la dirección del gasto y las tuberías con mayor caudal transportado; estos recorridos dividen a la red en zonas y por cada zona se tendrá un factor de ajuste para las tuberías.

Mientras que el ajuste de las demandas se realiza con un caudal denominado  $\Delta Q$  obtenido por cada nodo de prueba en la red, cuyo gasto obtenido se distribuirá en proporción a las demandas. Los nodos de prueba son aquellos que simulan una demanda grande en la red. Otro método que también ajusta los coeficientes de fricción en las tuberías y los consumos en los nodos a través del problema inverso es el método implícito de Ormsbee (1989) que sólo se hará mención, pues los métodos en lo que nos enfocaremos a continuación serán los métodos que ajustan fugas.

Pudar y Liggett (1992) proponen que las fugas se concentren en los nodos y se sumen a los consumos correspondientes de cada nodo, las cuales son simuladas hidráulicamente con la ecuación del orificio (1.10).

$$Q_{L,i} = C_{0i}^L A_i^L \sqrt{2gH_i} \quad (1.10)$$

Donde:

- $Q_{L,i}$  Gasto fugado en el nodo i
- $H_i$  Carga piezométrica en el nodo i
- $C_{0i}^L$  Coeficiente de descarga en el nodo i
- $A_i^L$  Área del orificio en el nodo i (como incógnita)
- $g$  Aceleración de la gravedad

De esta manera, los gastos totales en los nodos se representan como la sumatoria de tres tipos de caudales: la demanda fija, el consumo en función de la presión y el gasto de fuga. Estableciendo la Ecuación (1.11) con la ecuación de conservación de la energía para cada nodo. Al final resulta una serie de ecuaciones no lineales donde sólo se conocen las presiones medidas en algunos nodos, y queda en función de las áreas de fugas y de las presiones en los nodos restantes.

$$\sum_{m=1}^{ni} \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \left| \frac{H_i - H_j}{K_{ij}} \right|^{1/N_p} = D_i^c + C_{0i}^d A_i^d \sqrt{2gH_i} + C_{0i}^L A_i^L \sqrt{2gH_i} \quad (1.11)$$

Donde:

- $sgn$  representa el signo de la pérdida de carga
- $H$  carga piezométrica en los nodos
- $K_{ij}$  coeficiente de resistencia de las tuberías
- $N_p$  exponente para la ecuación de pérdida de carga igual a 2 para Darcy-Weisbach y 1.85 para Hazen-Williams
- $D_i^c$  demanda fija en el nodo  $i$
- $C_{0i}^d$  coeficiente de descarga del consumo dependiente de la presión
- $A_i^d$  área del orificio dependiente de la presión
- $i$  y  $j$  subíndices que corresponden a los nodos de entrada y salida de las tuberías respectivamente. Para  $m=1, \dots, n_i$  siendo  $n_i$  el número de nodos

Vela *et al.* (1994) y Vela *et al.* (1995), sugieren tratar por separado los caudales de fugas de las demandas, estimando los caudales de fugas en función de los defectos de la red con el coeficiente  $K_i$  y con la presión del nodo más cercano a la fuga, expresando el caudal de fugas con la Ecuación (1.12).

$$Q_{L,i} = K_i \sqrt{P_i - P_{sal}} \quad (1.12)$$

Donde:

- $Q_{L,i}$  Caudal de fuga en el nodo  $i$
- $K_i$  Coeficiente que simula el conjunto de defectos de la zona  $i$
- $P_i$  Presión del nodo real  $i$
- $P_{sal}$  Presión de salida que en este caso equivale a cero para simular la descarga libre.

El método consiste en diferenciar dos tipos de nodos en el modelo matemático, un nodo de consumo útil o real que representa la distribución de consumos y otro nodo de consumo no controlado o ficticio que representa las fugas en la red, es decir, proponen conectar una tubería de un nodo real a un nodo ficticio que simule una válvula de descarga libre, ver Figura 1.5.

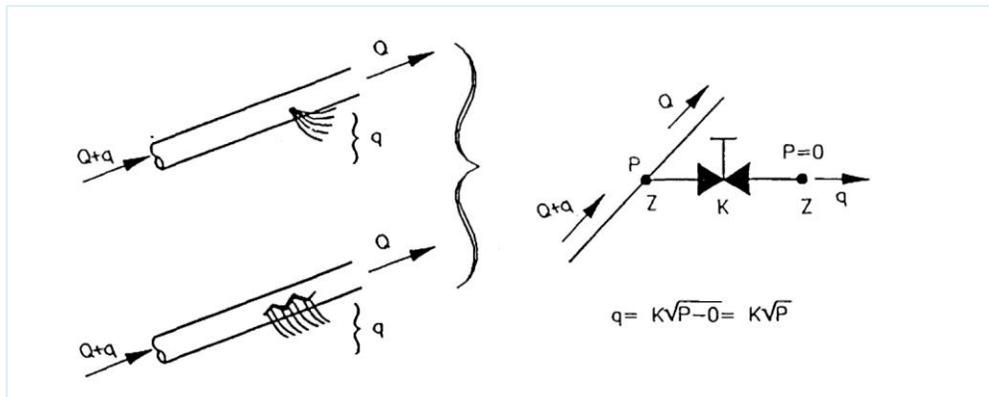


Figura 1.5. Modelación de fugas con nodos ficticios. Fuente: Vela *et al.* (1994)

De tal manera que cada nodo ficticio está representando la ocurrencia de fugas en cada zona de influencia de dicho nodo, como se aprecia en la Figura 1.6.

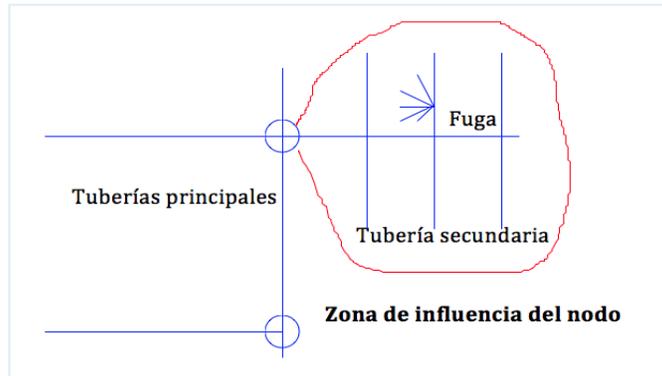


Figura 1.6. Modelación de fugas en zonas de influencia. Fuente: Ochoa Alejo L. (1997)

Para estimar el valor del coeficiente  $K_i$  Vela *et al.* (1994) plantean asignar aproximadamente los caudales de fugas a los nodos ficticios para un estado de presión dado y mediante la Ecuación (1.13) obtener inversamente su valor, el cual simulará el comportamiento de todos los defectos en la zona  $i$ . Una vez incorporados los defectos en la red en función del coeficiente  $K_i$ , al final determinan los caudales de fugas con un algoritmo de cálculo aplicando la misma ecuación.

$$K_i = \frac{Q_{L,i}}{\sqrt{P_i}} \quad (1.13)$$

Donde:

- $K_i$  Coeficiente que simula el conjunto de defectos de la zona  $i$
- $Q_{L,i}$  Caudal de fugas en el nodo  $i$
- $P_i$  Presión en el nodo  $i$

Tabesh, Yekta y Burrows (2005) programaron una rutina para evaluar el agua no contabilizada y sus componentes en una red de distribución, usando el método de balance hídrico anual según la IWA, el caudal mínimo nocturno (CMN), el uso del programa EPANET y el análisis inverso. En su procedimiento proponen que las presiones en los orificios de las tuberías por fugas se ubican a la mitad de su longitud y determinan el caudal de fuga nodal con la Ecuación (1.14), donde la metodología se destaca por realizar la calibración del coeficiente  $C$  y por calcular los caudales de fugas en las tuberías.

$$Q_f = \sum_{j=1}^m \frac{L_{ij}}{2} C \cdot P_i^N \quad (1.14)$$

Donde:

- $Q_f$  Caudal de fugas

$L_{ij}$	Longitud de la tubería del nodo i al nodo j
$C$	Coefficiente de descarga
$P_i$	Presión en el nodo i
$N$	Exponente de fuga
$m$	Número de tuberías conectadas al nodo i

Más tarde Tabesh *et al.* (2009) elaboraron un modelo integral para evaluar las pérdidas de agua en nodos y tuberías, siguiendo su propuesta original pero con la representación de los caudales de fugas con un programa GIS (Geographic Information System).

Covas, Jacob y Ramos (2008), también emplean la Ecuación (1.14) para estimar las tasas de fugas en nodos pero su investigación se orientó en la evaluación de las pérdidas antes y después de haber realizado un estudio de detección de fugas. La metodología se analizó aplicándola en un sistema de distribución de agua en Lisboa, Portugal, demostrando que el estudio de detección de fugas reduce las pérdidas reales un 27%, lo que corresponde a un volumen anual de 130 000 m<sup>3</sup> para el sistema de estudio.

Wu *et al.* (2013), desarrollaron un método de cálculo para modelar fugas estructurado de forma similar a la propuesta de Tabesh et al. (2005), basado en la simulación de periodos extendidos con el software EPANET y ArcEngine, con el objetivo principal de presentar las pérdidas de agua y la variación de consumos mientras se realiza la gestión de la presión durante las 24 horas, señalando que se obtienen grandes beneficios económicos anuales si se realiza este procedimiento.

### Indicadores de desempeño

Se han desarrollado una serie de indicadores de desempeño que permiten conocer de forma general el estado y el nivel de fugas de una red de abastecimiento, por esto es un hecho que una tasa porcentual de pérdida de agua representada con la Ecuación (1.15) no es un indicador conveniente porque no considera las características de la red distribución, algunos indicadores de este tipo son el índice de agua no contabilizada, los índices de consumo y el índice lineal de fuga, los cuales son representados por un indicador de gasto fugado con relación al gasto suministrado en la red. Por lo tanto, sería conveniente señalar las pérdidas de agua en proporción a la longitud, el número de conexiones y la presión del sistema.

$$Tasa\ de\ pérdida\ de\ agua\ (\%) = \frac{Q_{PR}}{Q_I} \quad (1.15)$$

Donde:

$Q_{PR}$	Caudal de pérdidas reales (l/s) para un período de tiempo específico
$Q_I$	Caudal de ingreso al sistema (l/s) para un período de tiempo específico

En 1996 la Asociación Internacional de Suministro de Agua (IWSA, por sus siglas en inglés) aumento sus trabajos relacionados con los índices de desempeño para la evaluación de fugas, al unirse con especialistas de Estados Unidos, Francia, Reino Unido, Alemania, Japón y España. De esta manera se fueron realizando arreglos a los indicadores de desempeños, hasta dar lugar al índice de fuga estructural y el índice de gestión de la presión.

- **Índice de Fugas Estructural (IFE)**

En 1998 se inicio una de las aportaciones elementales para el desarrollo de los índices de fugas, Lambert propuso un nuevo indicador de fugas que toma en cuenta factores de la red de distribución que otros índices no consideran, como la longitud de la red, el número de tomas domiciliarias y la relación de la presión, desde entonces se comenzaron nuevas técnicas.

La metodología se denomina Índice de Fuga Estructural también conocido como ILI por sus siglas en inglés, es una medida de qué tan bien está implementando la empresa de agua su estrategia de manejo de fugas y la gestión de la infraestructura (GIZ, 2011). Su cálculo se fundamenta en la relación entre las pérdidas reales anuales actuales (CARL, por sus siglas en inglés) y las pérdidas reales anuales inevitables (UARL, por sus siglas en inglés), resultando un valor adimensional con la expresión siguiente:

$$IFE = \frac{CARL}{UARL} \quad (1.16)$$

Las pérdidas reales anuales actuales o CARL, se refieren a un indicador que refleja la ineficiencia del uso del agua, para su obtención se emplea el método de balance hídrico o por medio de la Ecuación (1.17).

$$CARL \text{ (l/día)} = \frac{Q_R \times 10^3}{N_{dsp}} \quad (1.17)$$

Donde  $Q_R$  son las pérdidas reales anuales de agua ( $m^3/año$ ) y  $N_{dsp}$  el número de días en los que el sistema está presurizado.

En el caso de las pérdidas reales anuales inevitables o UARL, se definen como el mínimo nivel de fugas teórico que existiría en una red de distribución aún después de haber aplicado acciones intensivas de reducción y control de fugas. Para su cálculo se usa la Ecuación (1.18) que relaciona la concentración de tomas domiciliarias, la ubicación de los micromedidores y la presión promedio, teniendo la ventaja de poder comparar el desempeño de una red con otros sistemas.

$$U_{ARL} (l/día) = (18 \cdot L_T + 0.80 \cdot N_T + 25 \cdot L_p) \cdot P_m \quad (1.18)$$

Donde:

- $L_T$  Longitud total de tuberías en la red (km)
- $N_T$  Número de tomas domiciliarias
- $L_p$  Longitud total del ramal de las tomas domiciliarias internas (km) medida desde el límite de las casas hasta la posición de micromedidor
- $P_m$  Presión promedio (m)

El IFE es considerado el indicador de fugas más adecuado para las pérdidas reales recomendado ampliamente por la IWA, en especial en sectores hidrométricos. Entre sus utilidades se encuentra su uso para calcular el exponente de fuga N con la Ecuación (1.19), que ha sido empleada en varios países y regiones.

$$N = 1.5 - \left(1 - \frac{0.65}{IFE}\right) \cdot \frac{p}{100} \quad (1.19)$$

Donde  $p$  representa el porcentaje de tubos rígidos en la red (%).

Seago, McKenzie y Liemberger (2005) realizaron una investigación que se enfoca en la descripción del IFE y el balance hídrico de la IWA para evaluar las pérdidas reales, donde exponen los índices de fuga estructural de 146 conjuntos de datos de diferentes países, recabados con la colaboración e iniciativa de la IWA, a partir de los cuales resultó que los índices de fuga estructural más elevados pertenecen a las redes de abastecimiento con suministro intermitente.

Por otra parte, Liemberger, Brothers, Lambert, McKenzie, Rizzo y Waldron (2007) presentan una matriz en la cual se encuentran valores a considerar en el momento de comparar el IFE calculado en una red de distribución, tal como se muestra en la Tabla 1.3 que se encuentra dividida en cuatro categorías para determinar las acciones que se deben tomar en la evaluación de fugas y conocer el estado actual del sistema de distribución.

Tabla 1.3. Matriz de evaluación de pérdidas físicas

Categoría técnica de desempeño		IFE	L/conexión/día (cuando el sistema esta presurizado) a presión promedio de:				
			10 m	20 m	30 m	40 m	50 m
País desarrollado	A	1-2		<50	<75	<100	<125
	B	2-4		50-100	75-150	100-200	125-250
	C	4-8		100-200	150-300	200-400	250-500
	D	>8		>200	>300	>400	>500

País en vías de desarrollo	A	1-4	<50	<100	<150	<200	<250
	B	4-8	50-100	100-200	150-300	200-400	250-500
	C	8-16	100-200	200-400	300-600	400-800	500-1000
	D	>16	>200	<400	>600	>800	>1000

Fuente: Adaptado de Liemberger *et al.* (2007).

La descripción de las categorías de desempeño técnico de las pérdidas reales mediante el sistema de bandas del Instituto del Banco Mundial (WBI, por sus siglas en inglés) es la siguiente:

- A Se encuentra en buenas condiciones de operación y gestión. Una reducción adicional de las pérdidas puede ser no económica, por lo que se requiere realizar un análisis cuidadoso para identificar un manejo costo-efectivo de fugas.
- B Posibilidades de mejoría adicional. Se puede considerar la gestión de presión, mejorar las prácticas del control activo de fugas y mejor mantenimiento del sistema.
- C El nivel de pérdidas es significativo, indicando mal manejo de fugas. Esta situación es tolerable hasta cierto punto, es decir, considerando si los recursos son abundantes, analizando el nivel y la naturaleza de las fugas.
- D El uso de los recursos son ineficientes, lo cual muestra la falta de mantenimiento y mala condición del sistema en general. El plan de reducción de fugas es obligatorio y de alta prioridad.

Mutikanga *et al.* (2013) indicaron que debido a las necesidades presentes en la gestión de pérdidas de agua, las herramientas y metodologías usadas en la evaluación de pérdidas reales han sido adaptadas para emplearlas en la gestión de pérdidas aparentes, donde el uso de indicadores de rendimiento similares al IFE son los más utilizados.

A pesar de estos avances que fomentan el IFE aún existen países que desconocen este término. Sin embargo, algunos investigadores se han esforzado en su crecimiento y han demostrado que su aplicación entrega buenos resultados cuando se trata de realizar comparaciones entre los sistemas de distribución de agua.

▪ **Índice de gestión de la presión (IGP)**

El índice de gestión de la presión es un índice relativamente nuevo que tiene como objetivo estimar la reducción de pérdidas de agua por medio de la reducción de la presión. Sin embargo, no brinda más información sobre las fugas, el IGP es calculado con la siguiente relación:

$$IGP = \frac{P_A}{P_{min} + P_{seg}} \tag{1.20}$$

Donde:

- $IGP$  Índice de gestión de la presión (adim)  
 $P_A$  Presión de la (m)  
 $P_{min}$  Presión mínima de servicio (m)  
 $P_{seg}$  Margen de seguridad

Con base en la Ecuación (1.20) la presión mínima debe relacionarse al estándar mínimo de servicio, el cual varía de un país a otro, en México se recomienda operar las redes de distribución de agua potable en un rango de 15 a 50 m normalmente y para localidades pequeñas se admite una presión mínima de 10 m. Mientras que el margen de error o de seguridad es recomendado igual a 3 m para obtener mejores resultados por Trow (2009).

De la revisión y análisis de los métodos para la evaluación de fugas mencionados anteriormente, se encontró que la mayoría de los métodos sólo permiten cuantificar la cantidad de agua que se pierde en un sistema de distribución o estiman un porcentaje de fugas, además que sus metodologías no han tenido cambios significativos durante los últimos años. Por otro lado, se descubrieron trabajos relacionados con el análisis inverso que puede adaptarse con los métodos tradicionales para evaluar los caudales de fugas en nodos y tuberías, lo cual resulta útil para la cuantificación de fugas en sectores hidrométricos.

## 2. PÉRDIDAS DE AGUA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Las pérdidas de agua en redes de distribución, es aquel volumen de agua que no llega a los usuarios, o bien que no puede ser medido ni contabilizado efectivamente. En términos generales se puede expresar como la diferencia entre el volumen de ingreso al sistema y el consumo autorizado. De esta manera las pérdidas de agua establecen mayores costos de producción del agua sin generar ningún ingreso.

El volumen de pérdidas varía en cada red de distribución esto depende de diversos factores locales, del nivel de tecnología empleada, de las prácticas operacionales de la empresa y la experiencia para controlar dichos volúmenes. Pero fundamentalmente dependerá de las características de la red y las políticas de detección y reparación de fugas practicadas por la empresa encargada, de acuerdo con Díaz, Pérez, Martínez y Fuertes (2003) se pueden mencionar las siguientes:

- Presión en la red
- Frecuencia de fugas y roturas
- Magnitud de las nuevas fugas reportadas
- Tiempo de identificación de la fuga
- Tiempo de localización
- Retraso en la reparación
- Tamaño de la fuga

Generalmente las pérdidas de agua se dividen en dos grupos, las pérdidas reales y las pérdidas aparentes. Las pérdidas reales o fugas corresponden a las salidas físicas del agua en cualquiera de los elementos del sistema de agua potable, como tuberías, conexiones domiciliarias, tanques de almacenamiento, estaciones de bombeo, juntas y accesorios, tratándose de volúmenes de agua perdidos dentro de un determinado período. Mientras que las pérdidas aparentes representan el agua utilizada por los usuarios en algún punto de la red de distribución, pero que el organismo operador no puede medir con exactitud el volumen correspondiente. Las pérdidas aparentes son consecuencia de los errores de medición, errores de facturación y usos clandestinos.

- Errores de medición

Las pérdidas por errores de medición son las más comunes en las pérdidas aparentes, en especial por las inexactitudes de los medidores debido a su empleo sin calibrar, mala selección del medidor, instalaciones incorrectas y por el deterioro del medidor a causa del tiempo de instalación, calidad del agua y la condición de suministro de agua.

La medición en una red de distribución trata de un aspecto esencial para la administración efectiva del sistema, ya que permite conocer con exactitud la cantidad de agua suministrada y consumida, permitiendo un mejor control del agua, por lo tanto, es recomendable determinar el error de exactitud de micromedidores mediante un muestro de campo. En la práctica, basta con realizar un muestreo para usuarios domésticos y otro para no domésticos, la prueba de error de exactitud en micromedidores nuevos se realiza en bancos de prueba acreditados, según los procedimientos marcados en la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCFI-1994.

- Errores de facturación

Los errores de facturación son aquellos que dependen de la entrega y del registro de los datos, es decir, por errores de lectura de los medidores cometidos por el personal, pérdida de datos de consumos o datos que son cambiados por errores sistemáticos en el procesamiento de datos. Dentro de esta categoría se incluyen los consumos operacionales que son los volúmenes de agua que la empresa encargada de la gestión de la red utiliza para el mantenimiento del sistema, especialmente para limpieza de redes de distribución a través de hidrantes; también se incluyen los consumos especiales como hidrantes públicos para incendios, riego de áreas verdes, limpieza de calles y fuentes ornamentales, que en ocasiones se subestiman. Asimismo las tarifas pueden causar un consumo de agua doméstico excesivo que supera la cantidad presupuestada.

- Uso no autorizado

La extracción de agua no autorizada representa un volumen considerable de pérdidas, ocasionada por diversas acciones como las conexiones clandestinas, carga de camiones cisternas particulares en hidrantes sin autorización y algunas veces el retiro temporal del medidor por los usuarios.

## 2.1. FUNDAMENTOS DE LAS FUGAS

### 2.1.1 Clasificación y tipos

Las fugas se pueden clasificar de acuerdo a varios aspectos, de los cuales existen dos tipos básicos que son las fugas visibles y las no visibles. Las primeras emergen hacia la superficie del terreno o pavimento aunque la fuga puede estar localizada a una distancia considerable del punto donde fue descubierta, por ejemplo los derrames en tanques que son fáciles de detectar. En cambio, las fugas no visibles son de menor magnitud, se infiltran en el terreno y pueden drenar hacia los sistemas de alcantarillado, por lo que son más difíciles detectarlas y localizarlas.

Sin embargo, se consideran más aspectos al momento de clasificarlas, como su ubicación dentro del sistema, su tamaño y el tiempo de duración , como se muestra en la Figura 2.1.

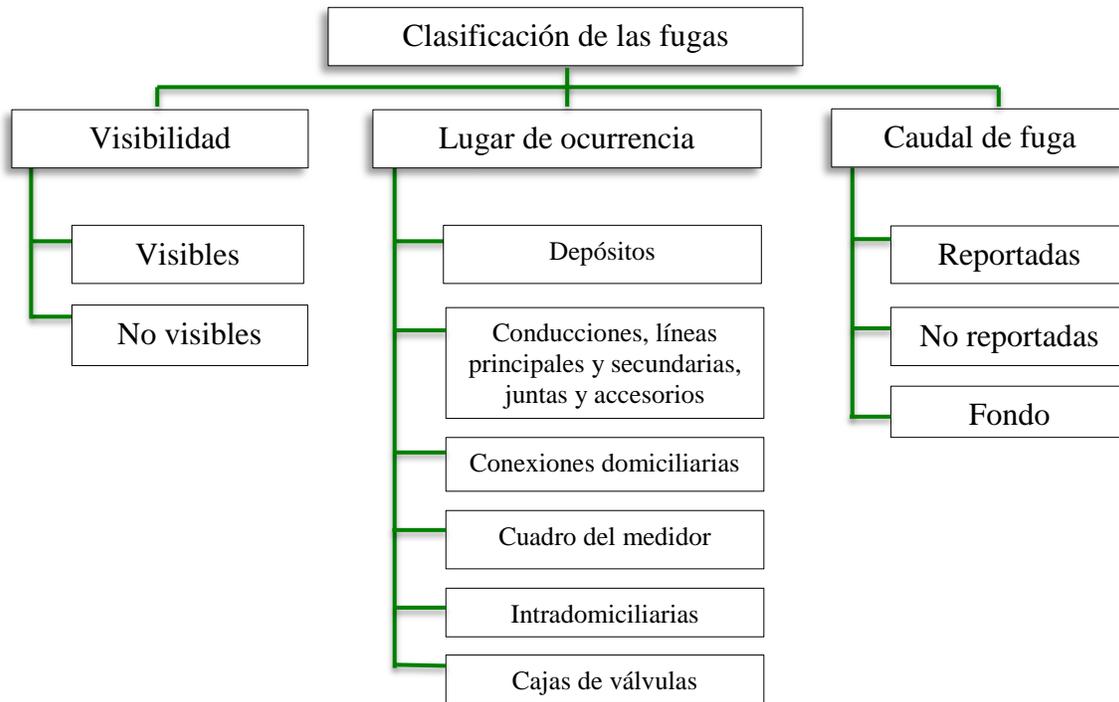


Figura 2.1. Clasificación y tipo de fugas. Adaptado de Farrer (1979)

Con relación al lugar donde ocurren las fugas, se pueden clasificar en seis clases, de acuerdo con Ochoa y Bourguett (2001):

1. **Fugas en depósitos:** son de gran magnitud, duración corta y ocasionales, causadas por el agrietamiento de las estructuras y el rebose de los niveles de agua por controles del nivel deficientes o dañados. A menudo se subestiman las pérdidas de agua desde tanques y aunque son fáciles de detectar, la reparación puede llegar a ser complicada y con alto costo.
2. **Fugas en conducciones:** ocurren debido a factores como el tipo de material, edad de las tuberías, corrosión, exceso de carga, golpes de ariete, mala instalación de uniones o bien la combinación de estos factores, su magnitud puede incrementarse a lo largo del tiempo. Sus caudales aproximados se encuentran en un rango de 10 l/s y en ocasiones mayores, ver Figura 2.2.
3. **Fugas en conexiones domiciliarias:** estas fugas se presentan cuando los materiales de las tuberías son de mala calidad o la instalación se realizó incorrectamente, se presentan como rajaduras, piezas flojas o perforaciones ocasionadas por factores externos, su caudal promedio oscila entre 0.02 y 0.25 l/s.

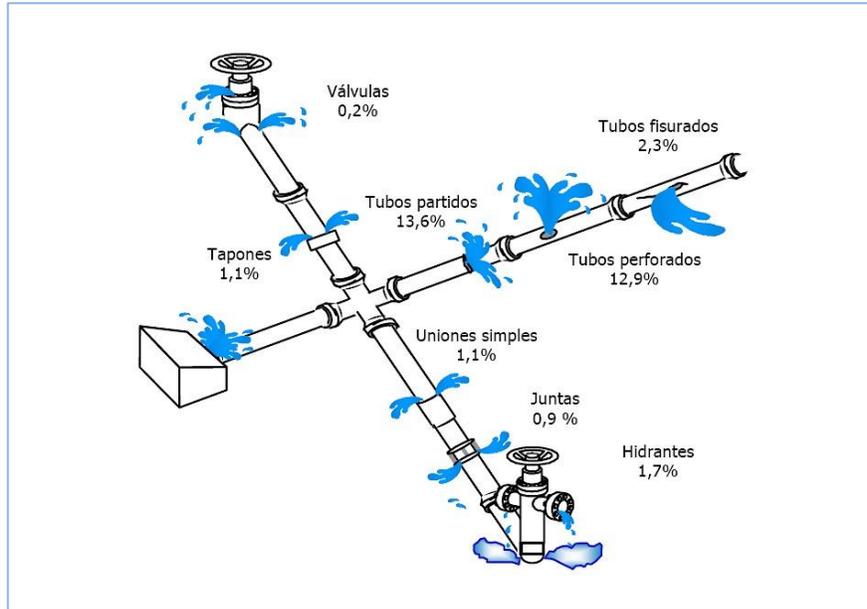


Figura 2.2. Fallas en tuberías principales. Fuente: Bourguett (2004)

4. **Fugas en el cuadro del medidor:** generalmente este tipo de fuga se presenta en forma de goteos con caudales menores a 0.02 l/s, por lo que son difíciles de detectar, su principal causa se le atribuye a piezas flojas y falta de hermeticidad en el micromedidor.
5. **Fugas en cajas de válvulas:** se originan principalmente por fallas operativas o de mantenimiento, ocurren por roturas de empaques o volantes de las válvulas, varían entre 0.2 l/s hasta 1.0 l/s. Las fugas pueden ocurrir en válvulas reductoras de presión, reguladoras de presión, válvulas de aire, etc.
6. **Fugas intradomiciliarias:** se presentan principalmente en los herrajes de los inodoros, desconexión de uniones o bien en empaques de regaderas y llaves.

La otra clasificación que sostienen las fugas es la que se encuentra en función de su magnitud y tiempo de fuga como se muestra en la Figura 2.3, siendo de tres tipos:

- **Las fugas reportadas.** Proviene principalmente de roturas repentinas o rupturas de uniones, son de caudal elevado con períodos de duración cortos, estas a su vez son visibles ya que emergen a la superficie y son fáciles de detectar. Se presentan en tuberías principales, secundarias y conexiones, con un promedio de flujo de 0.14 l/s a 14.9 l/s (Bourguett, 2004 y Benavides, 2007). Por lo general no se requiere de equipo especial para ubicar estas fugas.

- **Las fugas no reportadas u ocultas.** Son las que se infiltran en el suelo, con caudales moderados, por definición tienen caudales mayores a 0.07 l/s según la *Guía para la reducción de las pérdidas de agua* (GIZ, 2011), pero pueden alcanzar valores de varios litros por segundo, su duración depende principalmente del método de control activo de fugas que se aplique, con duraciones desde días, meses hasta años. Además de presentarse en tuberías y conexiones, suceden en válvulas y medidores. La presencia de las fugas no reportadas se pueden identificar analizando tendencias en el comportamiento del consumo de agua dentro de una zona definida del sistema de distribución, o bien a través del uso de instrumentos acústicos y no acústicos para detectarlas.
- **Las fugas de fondo o inevitables.** Se caracterizan por su bajo caudal menor a 0.07 l/s ocurren en juntas, accesorios y agujeros pequeños que se producen por la corrosión, estas fugas son características de una red en condiciones normales. Se necesita la aplicación de métodos especiales para su detección y localización, pues no se pueden detectar utilizando métodos de detección acústica, por lo tanto, se asume que muchas fugas de fondo nunca se detectan ni reparan, siguen fugando hasta que se reemplaza la parte defectuosa.

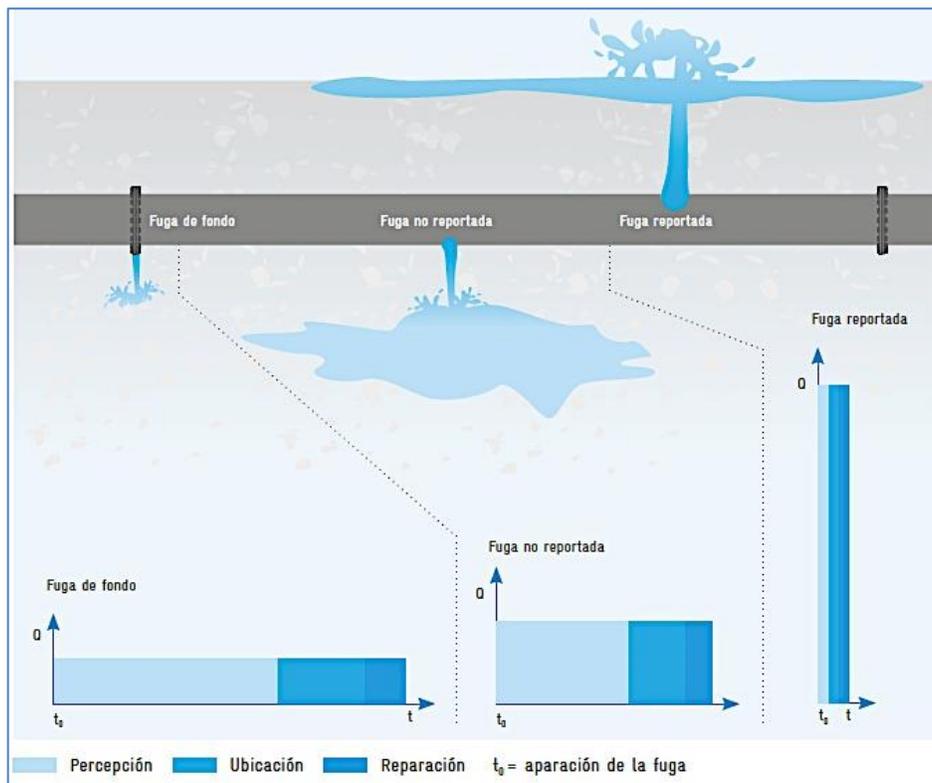


Figura 2.3. Relación entre la tasa de fuga ( $Q$ ) y tiempo de fuga ( $t$ ). Fuente: Guía para la reducción de las pérdidas de agua (GIZ, 2011)

### 2.1.2 Factores que ocasionan las fugas

Los distintos elementos que conforma una red de abastecimiento de agua potable están sujetos a múltiples factores que a través del tiempo producen daños y ocasionan las fugas, que frecuentemente no se pueden controlar, menos en aquellos elementos que se encuentran instalados bajo tierra. Las causas principales que intervienen en la formación de fugas en una red se pueden clasificar en tres grupos según la *Guía para la reducción de las pérdidas de agua publicada por GIZ* en el año 2011.

#### a) Tuberías y uniones defectuosas

- Material de las tuberías

El uso inapropiado y la mala elección de ciertos materiales de las tuberías influye en la formación de fugas, por ejemplo transportar agua blanda de represas con exceso de ácido carbónico o las altas concentraciones de sulfatos afectan agresivamente el concreto. Esto sin incluir las fallas del material causadas durante la fabricación como el deficiente espesor de la pared, ausencia de protección contra la corrosión en tubos de acero y el mal revestimiento de refuerzo en tuberías de concreto.

- Condición de las tuberías

Con el paso del tiempo todos los tubos metálicos se afectan por la corrosión, lo cual reduce el espesor de la pared y la capacidad de las tuberías para soportar las presiones y esfuerzos externos. Las causas más comunes de la corrosión son la salinidad del agua, la temperatura, los suelos agresivos y las propiedades de los metales en cuestión. Las tuberías de materiales no metálicos también sufren corrosión mediante otros mecanismos.

- Edad de las tuberías

Se tiene que varios factores que influyen en las fugas dependen del tiempo, y la edad de las tuberías aumenta significativamente el caudal de fugas en una red de distribución. Sin embargo, la edad no necesariamente representa un factor si se ha diseñado e instalado cuidadosamente las tuberías, y sobre todo si se ha realizado mantenimiento del sistema en intervalos regulares.

- Almacenamiento y colocación de las tuberías

El almacenamiento inadecuado puede dañar las tuberías incluso antes de su instalación, como es el arrastre de tubos de polietileno (PE) sobre superficies ásperas que causan biselados que dan lugar a fugas futuras, la larga exposición a la luz solar hace que los tubos de PE se vuelvan quebradizos y las raíces de plantas pueden penetrar el revestimiento de los tubos de acero.

- Plantilla de instalación y relleno lateral

Emplear material inadecuado en la plantilla y de relleno durante la instalación de las tuberías, como es la colocación de material muy rocoso, puede perjudicar los revestimientos de los tubos de acero y fierro, de igual forma pueden aparecer rajaduras longitudinales en los tubos de PE y PVC. Además pueden originarse hundimientos del suelo si no se rellena y compacta adecuadamente las zanjas que soportan las tuberías provocando su desconexión y hasta rupturas.

- Calidad de la mano de obra en uniones

Unir las tuberías deficientemente es una razón más para las fugas, por lo tanto, es necesario que se protejan las costuras de soldaduras en las tuberías de acero para evitar la corrosión y es recomendable que el personal encargado de las uniones en tuberías se encuentre capacitado para la elaboración de técnicas apropiadas para distintos tipos de materiales.

- Agresividad del suelo

La mayoría de suelos no cohesivos como las arenas y gravas no son agresivos, pero los suelos cohesivos como las arcillas y limos pueden afectar negativamente con la corrosión externa de los tubos metálicos debido a distintos niveles de sales disueltas, oxígeno, humedad y actividad bacteriana, lo cual influye en la formación de fallas en las tuberías y accesorios de la red que hacen contacto con el suelo. Por otra parte, el tipo de suelo resulta un factor importante en la detección de fugas, en suelos cohesivos las fugas pueden aparecer pronto en la superficie mientras que las fugas en suelos no cohesivos tienden a drenar por debajo del suelo lo que hace que las fugas sean más difíciles de detectar.

- Movimiento del suelo

El movimiento del suelo es causado por los cambios en la temperatura, el contenido de humedad, los niveles cambiantes de agua subterránea que hacen que los suelos cohesivos se contraigan y expandan, las actividades sísmicas, las obras de construcción que incrementan las cargas de superficie, cualquiera de las causas anteriores que genere el movimiento del suelo puede hacer que las uniones de tubos se desconecten y que las tuberías se rompan.

- Carga del tráfico

Debido a la construcción de nuevas vías terrestres, muchas tuberías que originalmente se colocaron por debajo de los pavimentos ahora se sitúan debajo de pistas, así que el incremento en la cantidad de vehículos y la alta capacidad de carga de los camiones modernos colocan un peso adicional sobre las tuberías que fueron diseñados bajo otras cargas, por lo tanto, se sobrepasan sus esfuerzos admisibles generando fisuras y roturas.

- **Presión**

Las variaciones bruscas de presión en la red pueden ocasionar la fatiga y fracturas en tuberías, desconexión de uniones, daños en las válvulas y accesorios, en particular aquellos equipos y accesorios antiguos en la red, pero en el caso de las presiones altas siempre van a conducir a las fugas. Sin embargo, tener presiones muy bajas afectan la detección de fugas, ya que al emplear métodos acústicos para la ubicación de fugas pueden no funcionar debido a los niveles menores de ruido que provocan las fugas.

**b) Válvulas y accesorios defectuosos**

Las fugas en válvulas y accesorios se relacionan con rupturas, deformaciones, fallas materiales en el cuerpo de la válvula y empaques que fugan en las uniones, estas fugas son provocadas por la mala manipulación de las válvulas y por la falta de mantenimiento. A pesar de tener tasas de fuga relativamente bajas, la continuidad de estos defectos contribuyen significativamente a las pérdidas reales.

**c) Bombas y tanques de almacenamiento defectuosos**

Las fugas en las bombas generalmente son causadas por sellos defectuosos del eje de la bomba y en su mayoría son insignificantes, no obstante se deben evitar las inundaciones de las cámaras de bombas con un mantenimiento apropiado para evitar daños en los equipos.

Las pérdidas de agua en los tanques de almacenamiento corresponden a las fallas operativas por la falta de controles en el sistema o controles defectuosos que ocasionan el rebose de los tanques, también se deben a los daños estructurales como rajaduras, huecos en la paredes o piso, por la mala calidad del material y mano de obra en tanques de concreto. Aunque son fáciles de detectar, las reparaciones a menudo son complicadas y costosas.

Existe una gran cantidad de factores adicionales que ocasionan las fugas, aquí se suma la ejecución inapropiada de obras de construcción que desconocen los planos originales de la red de distribución dañando las tuberías y uniones directamente a través de excavaciones o de manera indirecta con la maquinaria de construcción que vibran el suelo constantemente, por lo general estos daños se detectan instantáneamente. Incluso el número de válvulas y conexiones domiciliarias por longitud de tubería puede ocasionar fugas o disminuirlas si existen en una red de distribución.

## 2.2. GESTIÓN DE FUGAS EN REDES DE AGUA POTABLE

La gestión de fugas es el conjunto de actividades y técnicas que se realizan en una empresa de abastecimiento de agua para reducir los niveles de fugas y sus efectos hasta niveles aceptables. Esta actividad es necesaria para mantener las condiciones físicas, económicas y sociales de una red de distribución en estado adecuado.

La primera actividad de la gestión de fugas consiste en la cuantificación de las pérdidas, debe realizarse inicialmente para determinar el nivel de fugas actual y evaluar el estado en que se encuentra la red de suministro. Luego se procede al análisis beneficio-costos, para establecer los tiempos y las acciones que se emprenderán para la reducción del caudal fugado registrado, teniendo en cuenta que se trata de un proceso rentable hasta cierto punto y que en ocasiones se adquieren equipos o se usan procedimientos que producen altos costos con bajas eficiencias.

Posteriormente se ponen en marcha las estrategias de reducción de fugas definidas por la IWA presentadas en la Figura 2.4, es recomendable que se apliquen en redes sectorizadas que permitan medir y controlar los caudales suministrados.

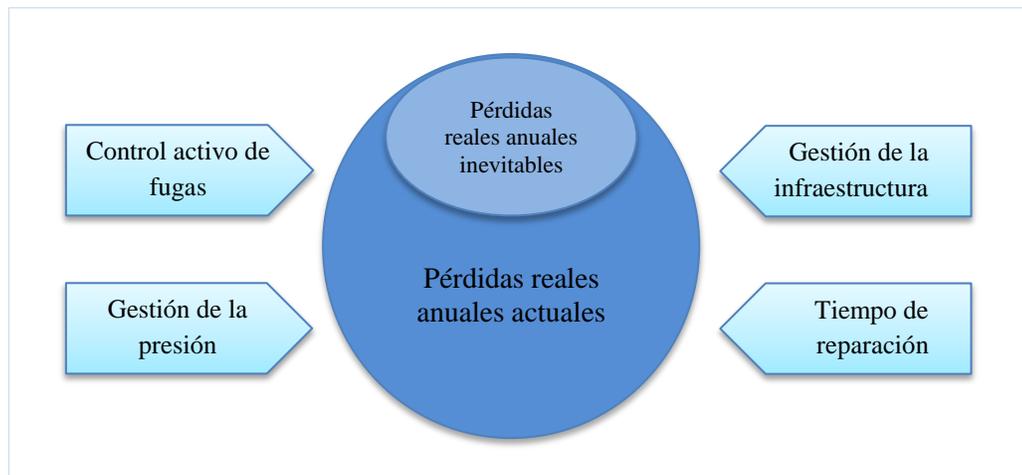


Figura 2.4. Estrategias de la IWA en la gestión de fugas. Adaptado de Farley y Trow (2003)

### Control activo de fugas (CAF)

El control activo de fugas es un método de intervención que consiste en emprender las técnicas de detección, localización y reparación de fugas no reportadas de forma ordenada en una red de distribución, aplicando diferentes métodos para conocer el caudal fugado e identificar las zonas con fugas. El propósito principal es reducir el tiempo durante el cual drenan las fugas ocultas para minimizar las pérdidas reales de agua.

Los métodos principales que se emplean son la sectorización y el uso de equipos de localización. Según Delgado-Galván (2011) las técnicas más habituales en el control activo de fugas son las siguientes:

- Inspecciones regulares o sondeos en todas las conexiones y accesorios de tuberías
- Mediciones por zonas
- Mediciones por distrito, midiendo el total del flujo que entra diario, semanal o mensualmente
- Mediciones continuas o intermitentes de los flujos nocturnos
- Mediciones pequeñas a lo largo del día
- Colocación temporal de detectores acústicos de fugas

Esta estrategia es muy importante, pues en ocasiones las fugas no reportadas con caudales bajos pueden alcanzar grandes volúmenes de agua, debido a que el tiempo de conocimiento y localización es más largo en comparación con las fugas reportadas, que por el contrario son de mayor magnitud pero su período de localización es corto.

Entonces, existen casos en los que se deben realizar cambios a los procedimientos empleados hasta lograr que se reduzca a un mínimo el caudal de fuga desde un punto de vista técnico y económico. Durante el control activo de fugas se recomienda tomar medidas preventivas, algunos estudios aseguran que la reparación de varias fugas a la vez pueden provocar la aparición de nuevas fugas o el aumento del caudal fugado existente a su alrededor como señala Pearson (2007), que existe una posible relación entre el control activo de fugas y la frecuencia de roturas.

En resumen el proceso de control activo de fugas es dividido en tres pasos:

- (1) Primero realizar un conocimiento de fugas, aquí es necesario monitorear los caudales de ingreso para percibir tempranamente nuevas fugas.
- (2) Realizar la detección de fugas, es decir, determinar las fugas en un área específica de la red, puede ser analizando individualmente los distritos hidrométricos de un sector o usando registradores de ruidos.
- (3) Determinar la ubicación de las fugas por medio de la aplicación de métodos acústicos y no acústicos para encontrar las fugas, véase Figura 2.5.

### **Gestión de la presión**

La gestión de la presión es una de las estrategias fundamentales, su propósito es llevar a cabo un eficiente manejo de las presiones en toda la red de distribución para reducir la tasa de fugas, así como aquellas fugas que son prácticamente indetectables.

La variación de la presión produce un cambio en la velocidad de las fugas, por ello es indispensable mantener las presiones ideales durante todo el día, especialmente en la noche cuando el consumo es menor y las presiones son más altas.

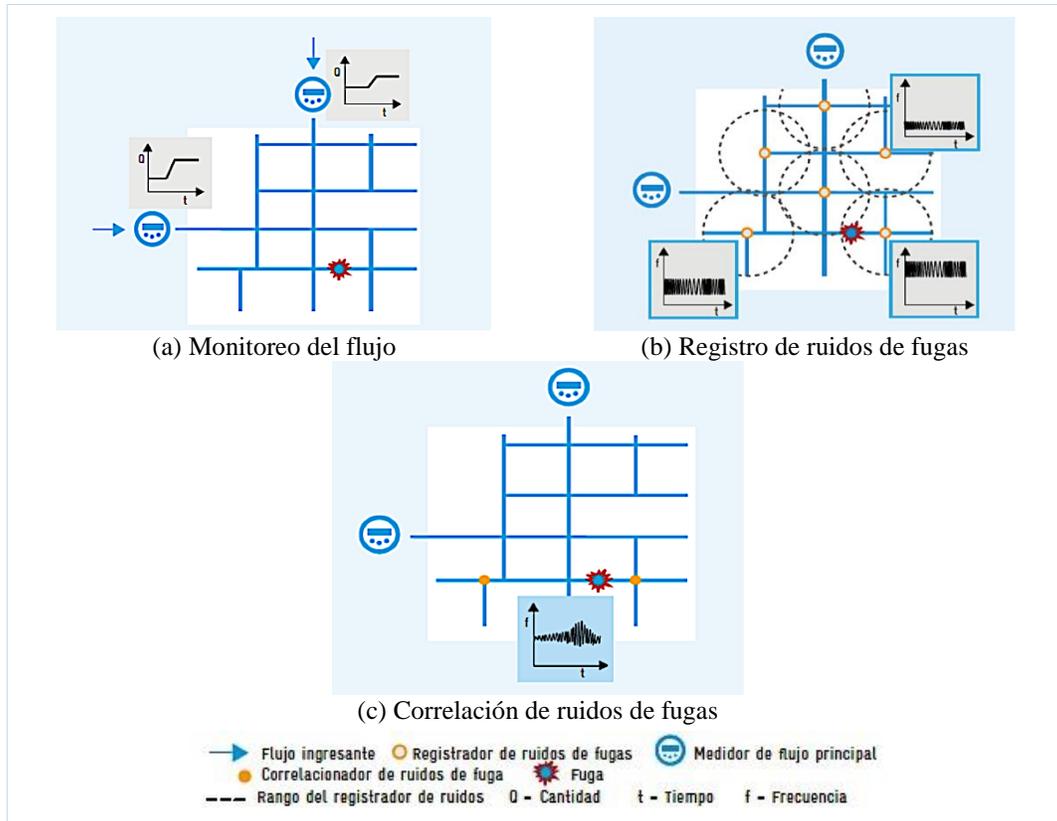


Figura 2.5. Ejemplo del CAF en tres pasos: (a) Conocimiento, (b) Detección y (c) Ubicación de las fugas. Adaptado de GIZ (2011)

Algunos beneficios de la gestión de presiones en redes son el aumento de la vida útil de la infraestructura, la reducción de roturas en tuberías y accesorios, reducción de nuevas fugas y menos desbordamientos en tanques de almacenamiento privados. Estas mejoras se obtienen rápidamente después de optimizar las presiones de servicio en la red y se consigue mediante la instalación de válvulas de control, válvulas reguladoras y válvulas sostenedoras de presión. Pero esta actividad no siempre es fácil lograrlo, ya que involucran distintas etapas y análisis de datos previos para diseñar un esquema de reducción de la presión eficiente.

Los pasos fundamentales para implementar un sector de gestión de presión (SGP) se muestran en la Figura 2.6. Sin olvidar que en la operación de presiones debe mantenerse niveles correctos que cumplan con las necesidades de los usuarios domésticos y comerciales, el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) indica

que la presión dinámica en una red de distribución no deberá exceder los 50 m y establece una presión mínima de 10 m para los puntos en condiciones más desfavorables.

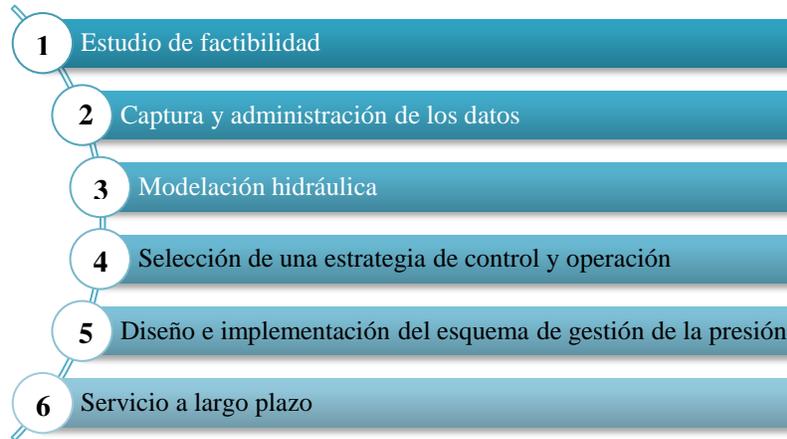


Figura 2.6. Pasos para la implementación de un SGP. Adaptado de GIZ (2011).

### Gestión de la infraestructura

La gestión de la infraestructura es la actividad encargada del mantenimiento y renovación de la infraestructura defectuosa en una red de abastecimiento. Es una labor complicada cuando se trata de elegir el segmento de red que debe renovarse o rehabilitar, por lo que es recomendable reemplazar una sección de red anualmente, previamente planeado para mejorar constantemente el estado de la red.

El mantenimiento de la infraestructura se relaciona con el desarrollo de actividades correctivas y preventivas, las primeras se ejecutan cuando el operador o usuarios reportan fugas y estas son reparadas en seguida, en el caso de las acciones preventivas atienden a la planificación de tareas de control como la inspección en todos los elementos de la red para prevenir las fugas, ambas labores para mantener la infraestructura de la red en condiciones excelentes.

Con respecto a la renovación se refiere al reemplazo de cualquier componente de la red en función de los daños detectados, ya sea por la presencia frecuente de fugas o por cumplir con su tiempo de servicio. El cambio que sea necesario se puede realizar mediante un programa de inspección visual a lo largo de toda la red con el objetivo de identificar aquellos componentes que presenten daños y afecten el correcto funcionamiento de la red.

En general, la decisión de reemplazar o reparar de la infraestructura de una red depende del tamaño del proyecto y los recursos disponibles, además de considerar los beneficios obtenidos como el aumento de la vida útil de todo el sistema, mejorar el servicio de agua y disminuir la cantidad de agua que se pierde por fugas.

## Tiempo y calidad de las reparaciones

En esta parte se resaltará la importancia de realizar reparaciones de fugas rápidas y seguras de modo que se reduzcan los volúmenes de pérdidas de agua. Para ello, se debe valorar la duración de las fugas que se divide en tres periodos: (1) el conocimiento de la existencia de fugas que involucra el tiempo desde la aparición de la fuga hasta que la empresa se da cuenta de su existencia, (2) la localización que corresponde al tiempo promedio desde el conocimiento de la fuga hasta que la empresa ubica el sitio exacto y (3) la reparación que es el período desde que la empresa localiza la fuga hasta que es eliminada.

La velocidad y la calidad de las reparaciones de fugas desempeñan un papel importante en el manejo de los caudales fugados, por lo que debe buscarse un punto óptimo, ya que actuar de manera rápida se evita desperdiciar una determinada cantidad de agua pero es probable que la rapidez ocasione un costo adicional a la compañía debido a la optimización de la técnica usada o por la premura se elaboran trabajos de mala calidad que pueden provocar la reaparición de las fugas en un lapso de tiempo relativamente corto, resultando sólo un gasto innecesario en la reparación. Por lo tanto, las reparaciones de fugas las deben ejecutar personal calificado y bien capacitado.

Generalmente las reparaciones tienen que realizarse rápidamente, pero debe evitarse el estado acelerado y cumplir siempre con las siguientes reglas de seguridad de acuerdo con la *Guía para la reducción de las pérdidas de agua*.

- Equipo de seguridad adecuado para todo el personal
- Seguridad estructural del pozo de excavación
- Señalización y desvíos del tráfico
- Iluminación para trabajos nocturnos
- Bomba de sumidero para permitir un lugar de trabajo seco
- Información a todos los clientes afectados

Una vez que se cumplen estas cuatro estrategias, la gestión de fugas se concluye efectuando acciones de operación y mantenimiento del sistema, para favorecer la conservación del agua suministrada en el sistema de distribución.

### 2.3. TÉCNICAS Y METODOLOGÍAS PARA LA GESTIÓN DE FUGAS

La mayoría de los métodos para la gestión de fugas desarrollados hasta ahora se pueden clasificar en las siguientes tres categorías: (a) métodos de evaluación de fugas, (b) métodos de detección y localización, (c) técnicas para el control de los niveles de fugas actuales y futuras.

### 2.3.1 Métodos de evaluación

Los métodos de evaluación de fugas se encargan de estimar el volumen de agua que se pierde en la red de distribución sin interés de su ubicación, las técnicas desarrolladas se dividen en dos grupos principales de acuerdo con Puust, Kapelan, Savic y Koppel (2010):

#### a) Evaluación de fugas de arriba hacia abajo (top-down)

El balance hídrico también denominado auditoría de agua es considerado un método de arriba hacia abajo, es el primer paso para evaluar el agua no facturada. Se fundamenta en identificar y contabilizar detalladamente los componentes de consumos y pérdidas de agua en una red de distribución utilizando datos estadísticos, mediciones de caudales y muestreos de campo para un determinado período que comúnmente se realiza anualmente.

El procedimiento más utilizado por las empresas de agua es el planteado por la IWA, en particular por las semejanzas nacionales e internacionales en su terminología, los componentes de este enfoque se ilustran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA

Volumen de entrada al sistema $Q_I$	Consumo autorizado $Q_A$	Consumo autorizado facturado $Q_{AF}$	Agua facturada exportada	<b>Agua facturada</b>
			Consumo facturado medido	
			Consumo facturado no medido	
	Pérdidas de agua $Q_P$	Consumo autorizado no facturado $Q_{AuNF}$	Consumo no facturado medido	<b>Agua no facturada</b>
			Consumo no facturado no medido	
		Pérdidas aparentes $Q_{PA}$	Consumo no autorizado	
			Inexactitudes de los medidores y errores de manejo de datos	
			Fugas en las tuberías de aducción y distribución	
Pérdidas reales $Q_{PR}$	Fugas y reboses en tanques de almacenamiento			
	Fugas en conexiones de servicio hasta el punto del medidor del cliente			

Fuente: Adaptado de Lambert y Hirner (2000)

La descripción de los componentes del balance hídrico estándar con referencia a la Tabla 2.1, se presenta a continuación.

El **volumen de ingreso al sistema  $Q_I$**  se determina con el registro de las mediciones anuales de los medidores principales de caudal, donde su exactitud debe determinarse con pruebas de campo.

El **Consumo autorizado**  $Q_A$  es el volumen de agua medida y no medida de los usuarios registrados, empresas de agua y otras partes autorizadas, se calcula incorporando el consumo autorizado facturado y no facturado:

- Consumo autorizado facturado  $Q_{AF}$ : es aquel volumen entregado y facturado exitosamente, para definirlo primero se deben identificar los clientes registrados, los comercios y consumidores industriales para obtener sus consumos por medio de lecturas de los medidores. Para los clientes facturados sin medidores, es necesario hacer una estimación analizando individualmente los usuarios de una muestra al azar, no se recomienda asignar tarifas.
- Consumo autorizado no facturado  $Q_{AunF}$ : se obtiene valorando el consumo anual de cada grupo de consumidores no registrados, estos pueden ser hogares, edificios públicos, parques, servicios de bomberos, tanques de agua de poblaciones marginales y empresas de agua que consumen agua para propósitos operativos. Para una valoración concreta de estos consumos se sugiere emplear datos obtenidos de investigaciones de campo y de la literatura que sean calificados.

Entonces las **pérdidas totales de agua**  $Q_P$  se puede deducir de la diferencia entre el volumen de ingreso y el consumo autorizado, como se indica en la Ecuación (2.1).

$$Q_P = Q_I - Q_A \quad (2.1)$$

La evaluación de las **pérdidas aparentes**  $Q_{PA}$  resulta una tarea complicada con un alto grado de incertidumbre, primero se obtiene el número de conexiones ilegales consultando registros anteriores o con investigaciones de campo, luego se estiman las pérdidas por errores de manejo de datos e inexactitudes de medición registrando el número de medidores dañados durante la lectura de caudales.

En caso de no tener estos datos puede utilizarse porcentajes del volumen de ingreso al sistema mediante las recomendaciones de la IWA o de la Asociación Alemana del Gas y el Agua (DVGW, por sus siglas en inglés).

Finalmente las **pérdidas reales**  $Q_{PR}$  se obtienen restando las perdidas aparentes de las pérdidas totales  $Q_P$ .

El requisito fundamental del balance hídrico es realizar mediciones confiables de los volúmenes que ingresan y salen del sistema, pues los volúmenes de pérdidas dependen de la exactitud y calidad de datos empleados en el cálculo, mientras que su mejora esta en función de los años de experiencia y en base a la cantidad de datos disponibles.

**b) Evaluación de fugas de abajo hacia arriba (bottom-up)**

Como el balance hídrico anual de arriba hacia abajo no puede proporcionar un sistema de alerta temprana para identificar nuevas fugas y rupturas, se acepta como mejor práctica el combinar los cálculos de balance hídrico con las mediciones del flujo nocturno para iniciar el control activo de fugas y limitar el tiempo de ocurrencia de las fugas, dando lugar al análisis de abajo hacia arriba.

Los métodos para la evaluación de fugas de abajo hacia arriba son considerados como el segundo paso del balance hídrico, se aplican cuando la empresa cuenta con más datos del sistema de distribución que permiten determinar independientemente el volumen de fugas, con la ventaja adicional de identificar y priorizar las áreas con fugas con pruebas de campo.

Además con el uso de información específica del sistema se pueden determinar las fugas de fondo y la relación entre la presión y las fugas. Las metodologías aplicadas son el CMN, la teoría BABE, la metodología FAVAD, los métodos estadísticos, indicadores de desempeño que relacionen las características del sistema y la presión, el análisis inverso y el uso de distritos hidrométricos, descritos en el *Capítulo 1.5*.

**2.3.2 Métodos de detección y localización**

Los métodos de detección y localización de fugas han existido por años, y van desarrollándose constantemente gracias a la tecnología, como se aprecia en la Figura 2.7. En este apartado se presenta la clasificación básica de dichos métodos, comenzando con los métodos que se encargan de advertir a la empresa de agua sobre la existencia de fugas en la red, seguido de los métodos que permiten descubrir e identificar las áreas con fugas y finalmente las técnicas que proporcionan la ubicación exacta de las fugas.

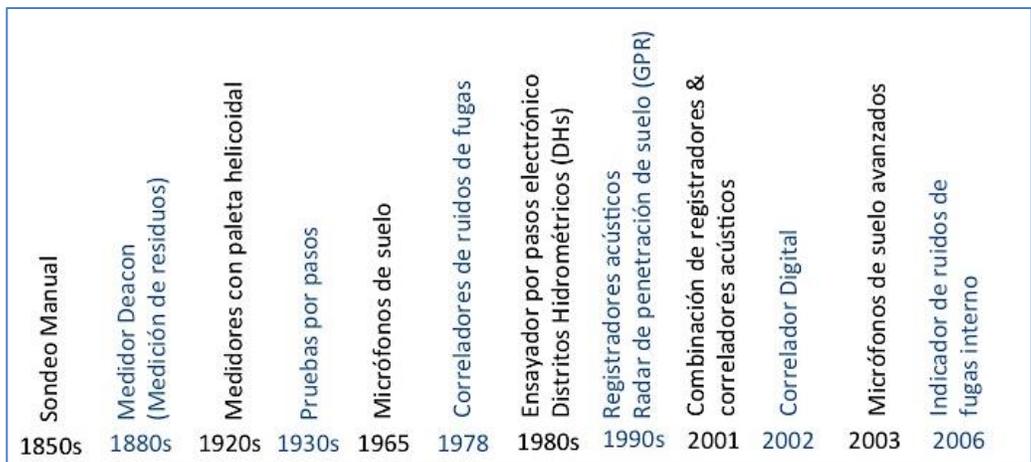


Figura 2.7. Evolución de tecnologías en la detección de fugas. Adaptado de Puust *et al.* (2009)

### **a. Métodos para el conocimiento previo de fugas**

Existen métodos para el conocimiento de fugas que se emplean para percibir tempranamente nuevas fugas en una determinada área de la red y reducir eficazmente el tiempo de fuga, por ejemplo, los distritos hidrométricos brindan una buena oportunidad para monitorear áreas discretas de la red de distribución y facilitan la apreciación temprana de fugas, incluso las fugas con caudales pequeños. Otros métodos de este tipo son los siguientes:

#### **Monitoreo de flujos**

La actividad consiste en monitorear continuamente el flujo que ingresa en una red o distrito hidrométrico durante un período de tiempo, por lo menos una hora durante las condiciones del caudal mínimo nocturno. El fin es detectar incrementos abruptos de los gastos, si el gasto mayor registrado permanece estable por más de tres días probablemente se deba a roturas de tubos y no por un uso excepcional de los usuarios.

En la literatura se encontró una técnica en la que proponen un sistema de alerta temprana con base en medidores de flujo ultrasónicos instalados en posiciones hidráulicamente relevantes de la red para monitorear los caudales sin la implementación de distritos hidrométricos.

#### **Monitoreo de presión**

El monitoreo de presión se emplea sólo para distinguir las fugas principales de una red de distribución puesto que las fugas con caudales pequeños no reducirán significativamente las presiones. Por esto, se recomienda que las actividades de detección se inicien en el punto registrado con la máxima caída de presión, admitiendo que la zona con muchas fugas pueden reducir la presión significativamente.

#### **Análisis de transitorios**

En la literatura se muestran varias técnicas para el conocimiento de fugas basados en transitorios hidráulicos que se fundamentan en las propiedades de transmisión y reflexión de las ondas de presión. En las últimas décadas se popularizaron por la considerable información que se puede obtener de las fugas en un período corto de tiempo.

Algunos de ellos son los mencionados por Puust *et al.* (2009), como el método de reflexión de fuga (LRM), el análisis de transitorio inverso (ITA), el análisis de la respuesta de impulso (IRA), el método de reducción de onda (TDM), etc. Sin embargo, son pocos los métodos transitorios que han sido aplicados en tuberías de redes de distribución con pruebas prácticas.

En la Figura 2.8 se muestra el comportamiento de la presión en un sistema de tubería simple debido al cierre de una válvula, donde se observa que en un tiempo determinado la presión alcanza un valor mayor a la presión interna en la tubería, indicando que se trata de una presión externa por fuga.

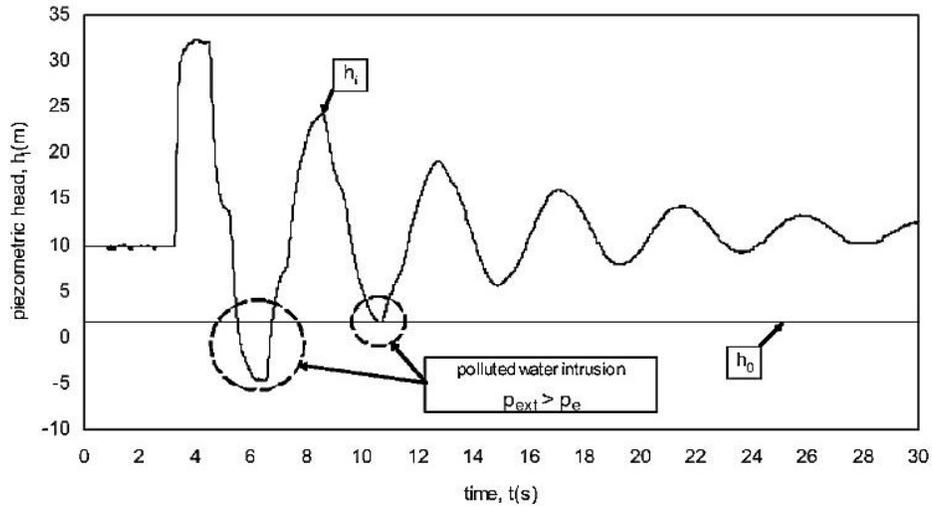


Figura 2.8. Variación de la presión en una fuga debido a una propagación transitoria, donde  $h_0$  es el nivel en el tanque del sistema,  $P_{ext}$  la presión externa por fuga y  $P_e$  la presión interna en la tubería. Fuente: Brunone y Ferrante (2004)

### b. Métodos de detección de fugas

Al tener registros de la existencia de fugas en un sistema de distribución de agua (inciso a), se prosigue con la aplicación de los métodos de detección con la finalidad de identificar y priorizar las áreas con fugas, para que la localización puntual sea más fácil. Los métodos van desde las técnicas más simples como las excavaciones de pozos en el suelo para encontrar escapes de agua hasta los métodos acústicos, enseguida se mencionan algunos.

#### Inspección directa

La técnica de inspección directa no necesita de un instrumento en específico, se trata de recorridos en campo a lo largo de la línea de conducción por el personal experimentado escuchando ruidos generados por alguna fuga y buscando muestras inusuales como la detección de salidas de agua alrededor de las tuberías o accesorios.

#### Pruebas por pasos

Una opción para detectar las fugas en una cierta área de la red o una sección de tubo específica es aplicando las pruebas por pasos, es la técnica más conocida y eficaz utilizada por varias empresas de agua.

La técnica se fundamenta en la subdivisión temporal de la zona sobresaliente con fugas en áreas más pequeñas por medio del cierre de válvulas, y a partir de la medición del gasto que ingresa y sale de cada zona se indica la existencia de fugas en la sección que acaba de cerrarse, esto se refleja cuando existe una caída en la tasa de caudal. Para la elaboración de estas pruebas se requiere que los trabajos se ejecuten durante el caudal mínimo nocturno.

### Registadores de ruidos

Para determinar la ubicación aproximada de una fuga se pueden usar registradores de ruidos de fugas en puntos estratégicos de la red, apoyados en que las fracturas en las tuberías producen una onda que puede ser registrada como una señal acústica, la cual se propaga como una onda hacia ambos lados de la tubería a partir del punto de falla, donde el material, diámetro, espesor de la pared de las tuberías y otros factores influyen directamente la propagación de ondas, ver Figura 2.9.

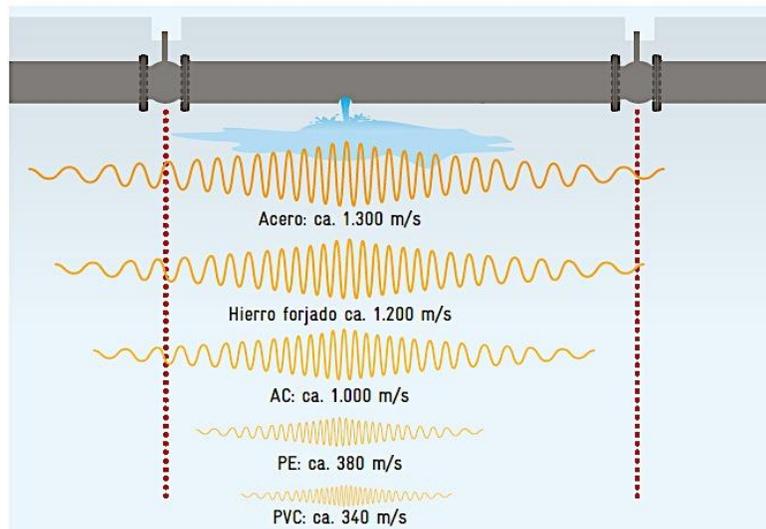


Figura 2.9. Relación entre el material y la propagación de las ondas acústicas. Fuente: GIZ (2011)

Al tratarse de unidades compactas que consisten en un sensor acústico y un registrador de datos programable, la técnica tiene la ventaja de requerir poco personal para la instalación y lectura de datos. Sin embargo, la intensidad del ruido no se conecta directamente a la tasa de caudal de la fuga, lo cual hace complejo distinguir las rupturas mayores de las fugas menos importantes.

Los registradores acústicos son dispositivos electrónicos que pueden ser de dos tipos: los sensores acústicos o acelerómetros, que usualmente tienen una base magnética para facilitar su instalación sobre las válvulas, grifos y accesorios de las tuberías; y los hidrófonos que son micrófonos insertados dentro de los tubos para tener contacto directo con el agua y

aprovechar una mejor propagación de las ondas acústicas en el agua, los cuales se adhieren temporal o permanentemente.

Las características de los acelerómetros pueden ser más sensibles a las vibraciones, mientras que los hidrófonos son más perceptivos al sonido, donde la distancia entre ellos varía normalmente entre 200 m y 500 m, y su aplicación es recomendable entre las 2:00 am y 4:00 am cuando los sonidos que interfieren en las mediciones son mínimos.

### **Modelos matemáticos**

Por las cuestiones económicas y prácticas presentes durante la detección de fugas, se han propuesto modelos matemáticos para detectar y cuantificar los caudales fugados mediante el uso de variables medidas durante la operación de una red como el caudal y la presión. Estos modelos normalmente implican técnicas de calibración y optimización para analizar las diferentes áreas de la red.

#### **c. Métodos de localización de fugas**

Una vez detectada el área con fugas se emplea un método de localización que encuentre la ubicación exacta de la fuga y reduzca los esfuerzos de excavación. También se pueden emplear métodos acústicos, como los correladores de ruido, indicadores de ruido internos, varillas acústicas y geófonos. Si estos no tienen éxito pueden emplearse métodos no acústicos como el rastreo de gas y el radar de penetración de tierra GPR que se usan cuando el ruido que emite la fuga no genera sonido perceptible o las ondas acústicas son absorbidas por el material de la tubería.

#### **Correladores de ruidos**

Un correlador de ruido es un equipo portátil basado en el análisis de dos registros acústicos mediante un microprocesador que pueden localizar de manera automática una fuga a lo largo de una tubería. En la actualidad es una de las técnicas más comunes y efectiva pues su tecnología ha sido mejorada en los últimos años, haciendo que el procedimiento dependa menos de la experiencia del operador.

La correlación es un método para calcular el retraso entre dos señales emitidas desde la misma fuente. En la práctica, se realizan mediciones colocando micrófonos en dos puntos de la tubería cercanos al sitio donde se sospecha de la fuga o ruptura puede ser en válvulas, hidrantes o conexiones de servicio. Las ondas acústicas o señales emitidas desde una fuga viajan a lo largo de la tubería y alcanzan los micrófonos en un cierto tiempo, donde la onda que alcance primero al micrófono será la más cercana a la fuga.

De esta manera, el correlador analiza el sonido transmitido de forma inalámbrica y determina la ubicación de la fuga midiendo el tiempo de retraso  $\Delta t$  entre las dos señales, en la Figura 2.10 se puede observar un esquema del método. Con lo anterior, la ubicación exacta de la fuga se obtiene con la Ecuación (2.2).

Las últimas versiones de correladores de ruidos pueden localizar la fuga con una precisión menor de un metro de distancia en la mayoría de las tuberías y la distancia entre los sensores puede ser de 3000 m, pero depende en gran medida del material de la tubería y su diámetro.

$$d = \frac{L - \mathcal{V} \cdot \Delta t}{2} \quad (2.2)$$

Donde:

- $d$  Distancia de la fuga al micrófono 1 (m)
- $L$  Longitud de la sección de estudio (m)
- $\mathcal{V}$  Velocidad del sonido dentro de la tubería (m/s)
- $\Delta t$  Tiempo de retraso (s)

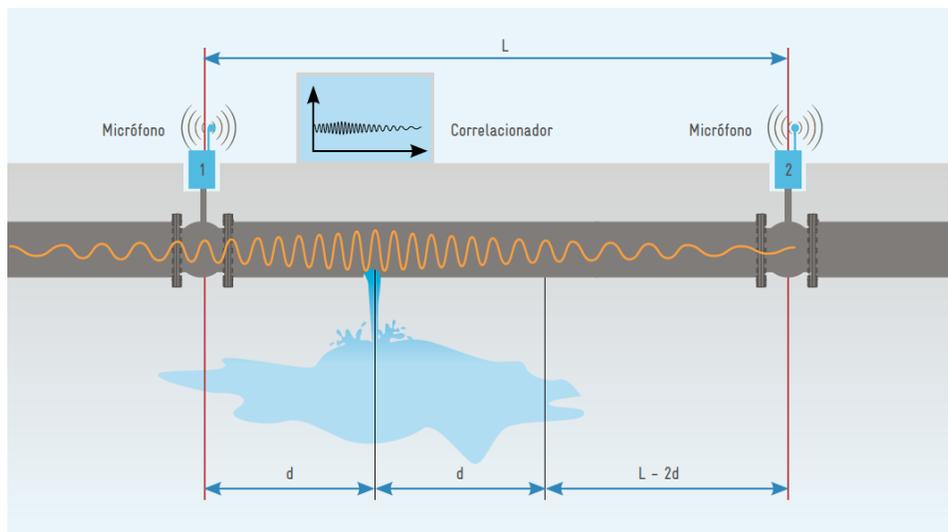


Figura 2.10. Esquema del funcionamiento del correlador de ruidos de fugas. Fuente: GIZ (2011)

### Dispositivos de escucha directa

Estos métodos están basados en escuchar el sonido del agua que se escapa utilizando ampliaciones mecánicas o electrónicas, los dispositivos de escucha directa más usuales con los estetoscopios y geófonos, mejor conocidos como bastón de escucha y micrófonos de suelo, respectivamente (Figura 2.11).



Figura 2.11. Localización de fugas por métodos acústicos directos. Fuente: Vargas (2009)

El uso de estos equipos resulta la técnica más antigua y sencilla para la localización de fugas, pero a través del tiempo se han ido mejorando sus amplificadores de señal y los filtros que resaltan los sonidos de fugas.

Aún con estas mejoras, tienen el inconveniente de recorrer sistemáticamente la red de tuberías por lo que requiere de mucho tiempo, añadiendo que su éxito para localizar las fugas y obtener resultados confiables depende totalmente de la experiencia del operador.

### **Indicadores de inspección interna**

Los indicadores de inspección interna son dispositivos que se introducen dentro de las tuberías de servicio en las que viajan para ir registrando y transmitiendo el ruido a los sensores que son colocados estratégicamente a lo largo de la conducción para recibir dicha información, también son utilizados para comprobar la calidad del agua y su constitución química.

Los equipos pueden ser propulsados por la velocidad del agua para desplazarse entre las tuberías sin necesidad de interrumpir el servicio, como el sistema llamado “Sahara®” que ha sido utilizado desde los años 90’s, se basa en introducir un hidrófono con un paracaídas en el interior de la tubería.

Incluso, los equipos son propulsados por presión como el dispositivo SmartBall, que se compone de una pelota de espuma densa en el exterior y en el interior lleva un hidrófono con un microprocesador alimentado por batería, como se muestra en la Figura 2.12.

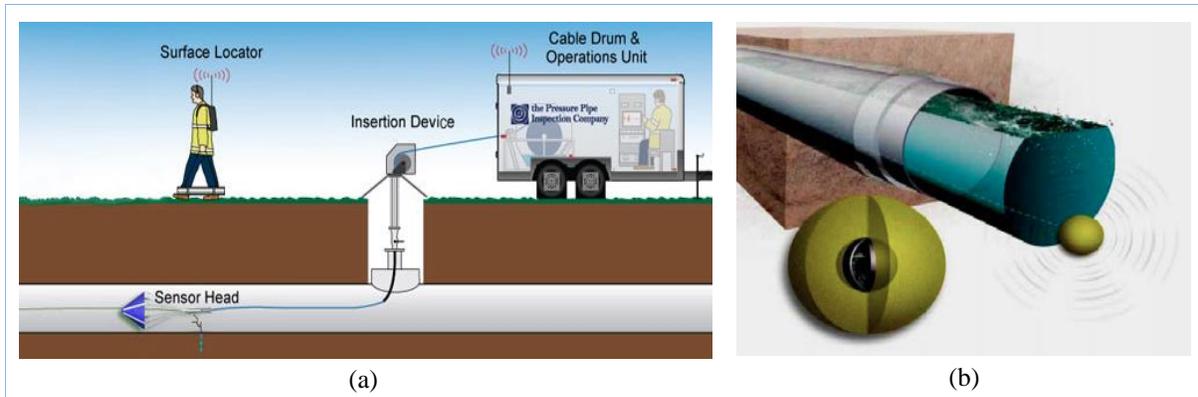


Figura 2.12. Indicadores internos de ruido: (a) método Sahara®; (b) dispositivo SmartBall. Fuente: (a) [http://www.puretechltd.com/espanol/services/sahara/sahara\\_leak\\_gas\\_pocket.shtml](http://www.puretechltd.com/espanol/services/sahara/sahara_leak_gas_pocket.shtml), (b) Vargas (2009)

Otro indicador similar es la oruga de inspección, un dispositivo inalámbrico que se mueve por el interior de la tubería con la presión del agua compuesto por varios cuerpos enlazados unos con otros totalmente flexible (Figura 2.13). Se emplea para la medición ultrasónica de los espesores de las tuberías para evaluar la corrosión, detectar grietas y los diversos defectos de las tuberías, así como la medición de aplastamientos, abultamientos y pliegues.



Figura 2.13. Oruga de inspección. Fuente: <http://fugatec.com/blog/tecnologia-para-la-deteccion-y-localizacion-de-fugas-de-agua/>

Existen más técnicas con las que se pueden inspeccionar las tuberías internamente y localizar las fugas, pero sólo se hará mención de ellas: las cámaras robotizadas, cámaras axiales de arrastre por presión, radar de tuberías y medición láser.

### Rastreo de gas

La técnica de gas trazador (TGT, por sus siglas en inglés), se sustenta en la inyección de un gas no tóxico e insoluble en agua como el helio o hidrogeno en una sección de tubería aislada por el cierre de válvulas. Seguida por la exploración del suelo con un detector de gas de alta sensibilidad que identifica cualquier rastro de gas escapado desde los puntos de fuga, como se observa esquemáticamente en la Figura 2.14.

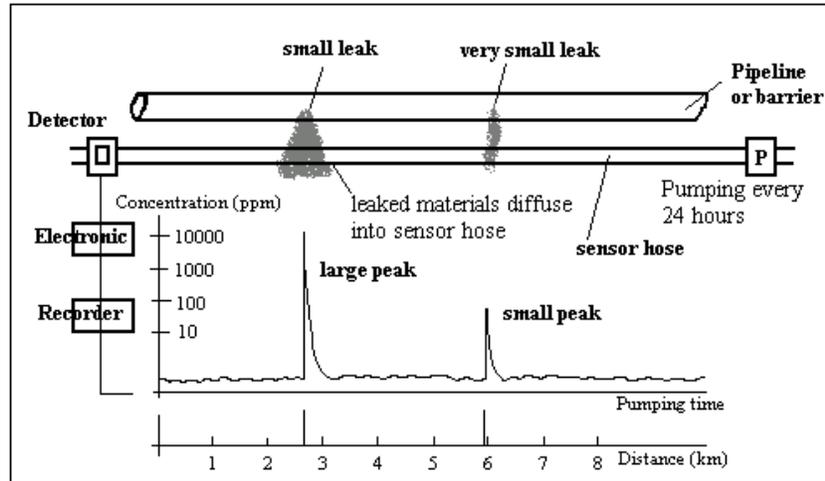


Figura 2.14. Esquema de localización de fugas por inyección de gas. Fuente: Hix (1988)

La inyección de gas es usada con mayor frecuencia para localizar fugas en tuberías a baja presión no metálicas, especialmente en conexiones domiciliarias y en tuberías de diámetro pequeño. Tiene la ventaja de encontrar múltiples ubicaciones de fugas en una sola sección o en tuberías ramificadas, donde las técnicas de correlación de ruido normalmente fallan o resultan engañosos. Para lograr la ubicación precisa de las fugas y evitar altos costos se recomienda que el procedimiento lo realicen únicamente expertos.

### Radar de penetración de suelo o GPR

Consiste en un mecanismo de dos unidades, una emisora y otra receptora de ondas electromagnéticas de alta frecuencia para adquirir información subterránea, su funcionamiento comienza a partir de los tiempos de retraso de las ondas reflejadas y de la velocidad de propagación de las ondas en el suelo creando una imagen para ubicar el cuerpo reflector.

En la Figura 2.15 se presentan los principios de funcionamiento del GPR y la obtención de imágenes, donde la respuesta del medio a las señales emitidas captada en tiempos determinados se denomina traza, la cual contiene las características electromagnéticas del medio perjudicial. La sucesiva acumulación de estas trazas genera lo que se ha denominado radargrama para la generación de imágenes.

De esta manera, se pueden identificar fugas por medio de vacíos encontrados a causa de la salida de agua o detectando irregularidades en las propiedades del suelo debido a la saturación de agua. El GPR tiene la capacidad de proporcionar información sobre la localización exacta como posición y profundidad de las fugas, además de ser buena opción para detectar fugas pequeñas en tuberías de gran diámetro y no metálicas.

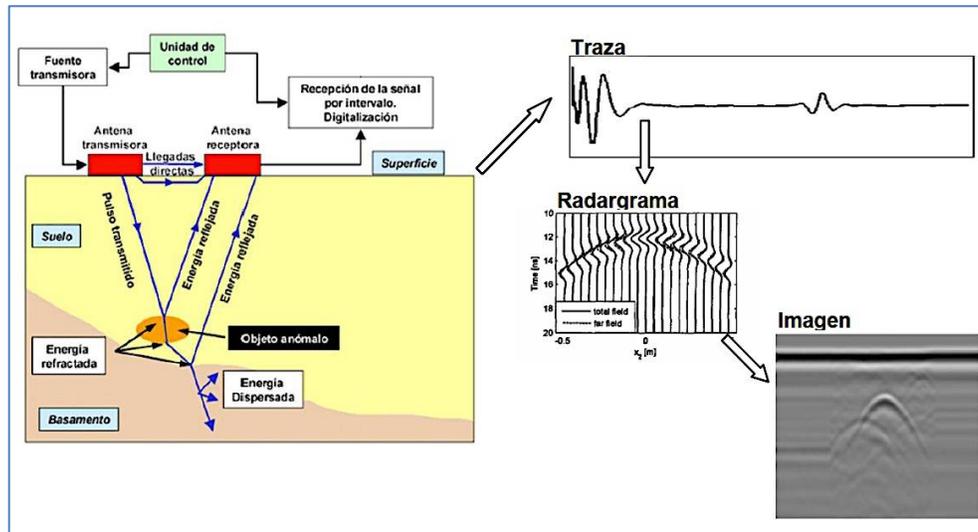


Figura 2.15. Obtención de imágenes a través del sondeo por GPR. Fuente: Ayala (2009)

Sin embargo, no es recomendable aplicarlo en climas fríos como es el caso del Norte de Europa donde las tuberías están enterradas por lo menos a 1.80 m y pueden obtenerse resultados no confiables si se atraviesan objetos que generen anomalías.

### Localización de fugas por termografía infrarroja

La termografía es la capacidad de producir una imagen visible de luz infrarroja emitida por objetos de acuerdo a su condición térmica, por eso se puede aplicar en cualquier problema que pueda ser visualizado con una diferencia de temperatura.

El uso de este método en la localización de fugas se basa en que la temperatura emitida por el agua fugada es diferente a la temperatura del ambiente de los alrededores, estos cambios se pueden detectar en la superficie por la cámara de rayos infrarrojos que producen una imagen con colores que interpretan el diseño térmico con facilidad, ideal para situar las fugas en tuberías instaladas bajo el suelo o en paredes, véase Figura 2.16.



Figura 2.16. Localización de fugas por termografía infrarroja. Fuente: NDT Termografía infrarroja (2011)

### 2.3.3 Técnicas de control

El manejo de las fugas en una red de distribución puede realizarse bajo dos actividades distintas, la primera es denominada *control pasivo de fugas*, es la política encargada de las reparaciones de las fugas reportadas por los usuarios o por el personal de la empresa mediante el registro de caídas de presión que indican fugas en la red.

La segunda actividad corresponde al *control activo de fugas* que se enfoca en las inspecciones regulares y monitorización de fugas en la red de distribución.

#### **Control pasivo de fugas**

La política pasiva es muy sencilla y simple, por eso muchas empresas de agua todavía toman una actitud pasiva, se concentra en esperar el surgimiento de problemas en la red como escapes de agua evidentes para repararlos. Este tipo de actividad es razonable en sistemas de agua en los que hay bajo nivel de fugas, pero incluso en estos casos es aconsejable emplear mecanismos de control y supervisión como el sistema SCADA.

#### **Control activo de fugas**

Esta política se consigue con las técnicas usadas en el CAF y gestión de presiones, cuya metodología de control queda establecida de acuerdo a las características de la red, condiciones locales y restricciones financieras de los equipos y otros recursos. Cuando las empresas de agua aplican el control activo se relaciona por una parte en una estrategia de mantenimiento que incluye la reparación inmediata respecto a las fugas reportadas, y por otro lado se enfoca en una estrategia de búsqueda y reparación de fugas no reportadas.

Entonces, para elegir los métodos que van aplicarse en esta política debe considerarse que en cualquier sistema de distribución existe un nivel bajo de fugas que no es rentable minimizar hasta cierto punto, pues el costo del volumen de agua perdido es menor que las inversiones futuras para recuperarlo, este punto es conocido como Nivel Económico de Fugas (NEF).

Por ello, la elección final del método se basa en este término que se analiza por medio de una curva como se indica en la Figura 2.17, donde se representa el nivel límite aceptable para recuperar el agua en comparación con el valor presente neto de costos (VPN), también se muestra que existe cierto nivel de pérdidas de agua como las fugas de fondo que no son posibles de eliminar en absoluto

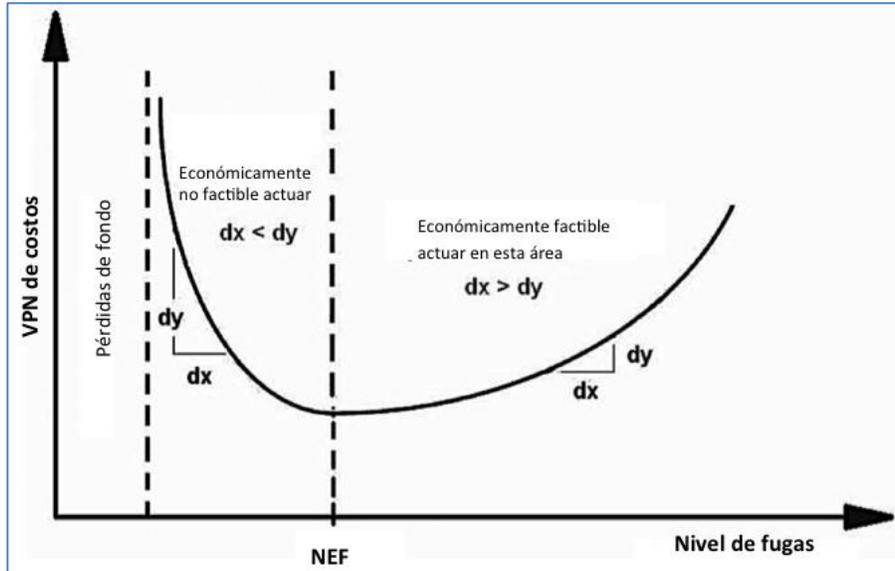


Figura 2.17. Análisis del NEF. Adaptado de Puust *et al.* (2010)

De esta manera, la reparación de los daños que ocasionan las fugas puede ser conveniente y rentable hasta cierto nivel de pérdidas; en México es aceptable un 20% de fugas y el valor límite se considera del 15% respecto al volumen total suministrado, por separado de las pérdidas comerciales (Ochoa y Bourguett, 1998).

La gestión de la presión activa tiene como objetivo mantener la presión en el sistema de distribución en un estado óptimo en el que se tengan los menores caudales de fugas y que a la vez permita satisfacer adecuadamente los consumos a los usuarios. Para eso pueden implementarse modelos de simulación hidráulica, sistema de información geográfica y algunos algoritmos matemáticos.

#### 2.4. EFECTO DE LA PRESIÓN Y SU RELACIÓN CON LAS FUGAS

Los efectos de la presión dentro de una red de abastecimiento son varios, pero el más significativo es la reducción de pérdidas reales disminuyendo las presiones, incluso con la gestión de la presión se pueden eliminar transitorios y fluctuaciones de presiones fuertes que dañan los elementos de la red y aumentan las tasas de fugas.

Por esto, las redes de distribución de agua potable se diseñan de tal forma que cumplan ciertos niveles de presión de operación mínima en todos los puntos de la red, pero realmente sólo se alcanza en periodos cortos de tiempo durante los picos de la demanda.

Diversos estudios en campo y laboratorio han probado la alta sensibilidad de los distintos tipos de fugas con la presión, por lo que elevar la presión incrementará el caudal de fuga y en caso contrario la fuga se reduce, esto significa que existe una relación directa entre el caudal de las fugas y la presión, de acuerdo con Farley y Trow (2003), Ávila y Saldarriaga (2004), Garzón y Thornton (2006) y van Zyl y Clayton (2007).

Durante años la modelación de fugas se basó en la ecuación general que describe la descarga en un embalse a través de un orificio (Ecuación 2.3), donde el caudal de fuga es proporcional al área de la fuga y a la velocidad de salida del fluido es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la presión estática.

$$Q_f = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gH} \quad (2.3)$$

Donde:

- $Q_f$  Caudal que sale de la fuga (m<sup>3</sup>/s)
- $A$  Área del orificio (m<sup>2</sup>),
- $g$  Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $H$  Altura de agua sobre el orificio (m)
- $C_d$  coeficiente de descarga que depende de la relación entre el área del orificio y el área del chorro (adim)

Este comportamiento hidráulico de las fugas también se puede describir por medio de la Ecuación (2.4), una versión simplificada de la ecuación del orificio.

$$Q_f = C \cdot P^N \quad (2.4)$$

Donde:

- $Q_f$  Caudal de fuga (l/s)
- $C$  Coeficiente de fuga (l/s·m<sup>N</sup>)
- $P$  Presión (m)
- $N$  Exponente de fuga (adim)

Para simular las fugas de forma real el coeficiente C debe ser diferente para cada nodo, su valor es determinado con el área de la fuga y su condición de descarga. Este parámetro se encuentra en función de las condiciones de flujo, estudios experimentales por Lambert indican que las fugas pequeñas son muy sensibles a los cambios de presión mientras que en el flujo turbulento se tienen comportamientos uniformes. También se ha encontrado que el área de las fugas varían con la presión y la modelación de diferentes tipos de fugas en tuberías por Cassa *et al.* (2005) comprobó esta hipótesis.

Mientras que el exponente  $N$  es otro componente que tiene gran influencia en el caudal de fuga, principalmente por estar relacionado directamente con la presión. Diversos análisis de fugas con la presión han mostrado la variación del valor de este exponente en un rango amplio, enseguida se mencionaran algunos.

Según las explicaciones físicas de May (1994) el exponente de fuga varía de 0.5 a 2.5; mientras que Farley y Trow (2003) proponen un valor medio igual a 1.0 y plantean que cambia de 0.5 a 2.79; Thornton y Lambert (2005) indican que el exponente toma un valor de 1.5 para fugas de fondo en tuberías flexibles como PVC y PE, un valor de 0.5 para tuberías rígidas como acero y fierro forjado, y recomiendan una relación lineal entre la presión y caudal de fugas con un valor de 1.0 para las redes de distribución de agua potable de gran tamaño;

De acuerdo con Tzatchkov y Noda (2002), se tiene un valor internacionalmente establecido de 1.18 obtenido de estudios realizados en el extranjero; Garzón y Thornton (2006) indican que la elaboración de pruebas en sistemas donde todas las fugas detectables han sido reparadas quedando sólo las fugas no detectables, arrojaron valores de  $N$  superiores, cercanos a 1.5.

No obstante, lo más conveniente es obtener el valor del exponente  $N$  experimentalmente para cada red, a través de las mediciones de caudales de fugas correspondientes a las diferentes presiones a las que se sometió la red durante su operación. Los valores del exponente de fuga se alteran por varias particularidades, entre ellas se encuentra el tipo de material de las tuberías como el factor más significativo en la relación presión-fuga, ya que dependiendo del material usado se tendrá una resistencia particular para soportar las altas presiones.

Un ejemplo son las fisuras en las tuberías que no fugan a baja presión pero que se pueden abrir cuando la presión se eleva, haciendo que las fugas de fondo existentes en la red de distribución aumenten. A su vez el tamaño y la forma del orificio de la fuga también son importantes, pues sus características determinaran la capacidad de expandirse con el incremento de presión, esta capacidad también se ve afectada por el suelo circundante a la fuga y la condición de flujo en las tuberías.

La gestión de la presión se puede expresar utilizando la Ecuación (1.5) de la teoría FAVAD que permite mostrar gráficamente el efecto del exponente  $N$  en la tasa de fugas, tal como se observa en la Figura 2.18.

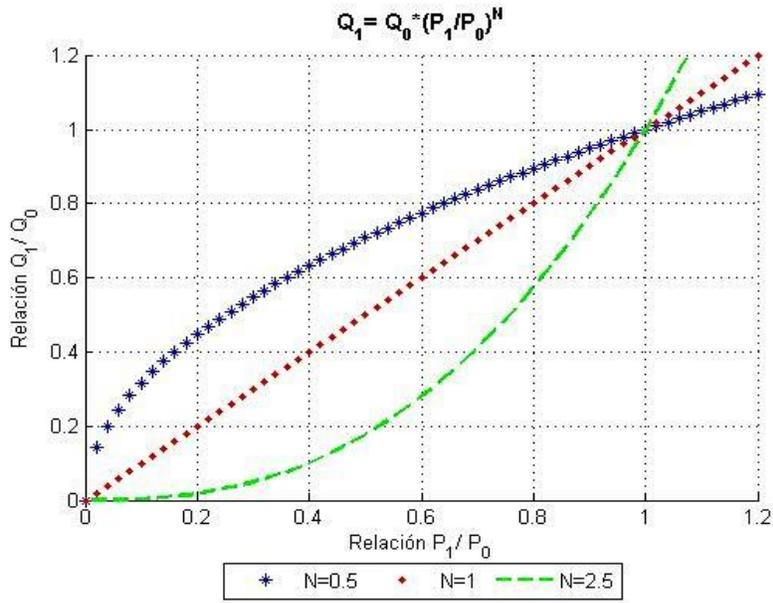


Figura 2.18. Efecto del exponente de fuga N en la tasa de fugas

Un caso de este efecto según Van Zyl y Clayton (2007) es que si la presión en una fuga se reduce a la mitad, es decir  $P_1/P_0 = 0.5$ , para exponentes de fuga de 0.5, 1.0 y 2.5, resulta que el caudal de fugas se reduce en un 29%, 50% y 82% respectivamente. Por ejemplo, si se considera un caudal de fuga antes de la reducción de presión de  $Q_0 = 0.5$  l/s, se determinan los valores de la Tabla 2.2 que comprueban este hecho.

Tabla 2.2. Aplicación de la teoría FAVAD

N (adim)	$(P_1/P_0)^N$ (adim)	$Q_1$ (l/s)	$Q_1/Q_0$ (adim)	$Q_R = Q_0 - Q_1$ (l/s)	$Q_R/Q_0$ (adim)	Reducción (%)
0.5	0.707	0.354	0.707	0.146	0.29	29
1.0	0.50	0.25	0.50	0.25	0.50	50
2.5	0.176	0.088	0.176	0.412	0.82	82

Nota:  $Q_R$  es el caudal recuperado después de la reducción

Si los valores de los exponentes  $N$  corresponden a tuberías de acero ( $N=0.5$ ), varios materiales ( $N=1$ ) y plástico ( $N=2.5$ ), se deduce que la gestión de la presión depende de la composición del material de las tuberías, donde el impacto se incrementa con la proporción de tubos plásticos, pues para este tipo de material se recomienda usar un exponente de  $N=2.50$ .

Con lo anterior, la gestión de la presión es el método de intervención más eficiente que permite tener un impacto positivo en los tres componentes de las pérdidas de agua que son las fugas de fondo, fugas reportadas y no reportadas, resultando no sólo una solución inmediata para reducir las pérdidas reales, también es una herramienta para reducir la frecuencia de aparición de fugas.

### 3. SECTORES HIDROMÉTRICOS EN REDES DE AGUA POTABLE

#### 3.1 DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS

En ocasiones las redes de distribución de agua suelen tener una configuración muy compleja debido al gran número de tuberías, por el conjunto significativo de tomas domiciliarias y por las diversas fuentes de suministro, lo cual genera complicaciones durante la gestión del control de las fugas, así como en la operación del sistema.

Con la intención de mejorar la gestión del control de las fugas, en 1980 la industria del agua potable del Reino Unido propuso una técnica para dividir la red de distribución de agua potable en áreas más pequeñas, aisladas unas de otras hidráulicamente; las áreas divididas fueron llamadas “*Distric Metered Area (DMA)*” que en el idioma español se les conoce como “distritos hidrométricos” (DH).

Los distritos hidrométricos se conforman temporalmente mediante el cierre de válvulas o desconexiones de tuberías, solo con la finalidad de realizar evaluaciones de fugas, consumos y pérdidas de agua. Un esquema de una red que representa un distrito hidrométrico típico se muestra en la Figura 3.1.

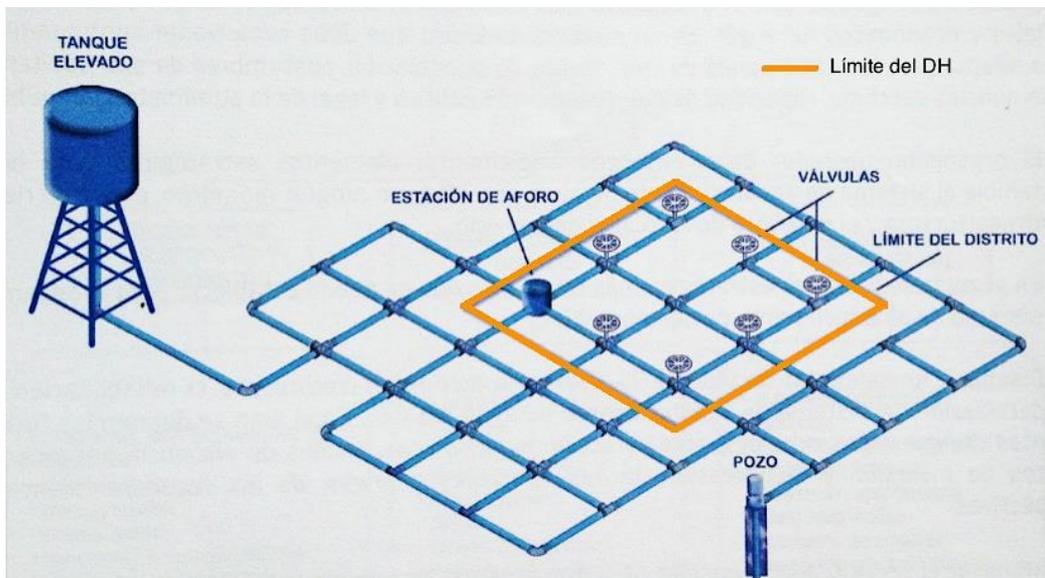


Figura 3.1. Distrito hidrométrico típico. Fuente: Ochoa (2014)

El suministro de agua a los DH se realiza por una sola tubería, en la cual se coloca un medidor que registra el caudal que ingresa a él. El comportamiento del flujo se analiza para estimar el nivel de fugas de la red de cada distrito. En ocasiones, el DH puede tener hasta tres tuberías para suministrar el agua y una o dos salidas hacia otros distritos, simultáneamente (Ochoa Alejo L. H., 2014).

En la actualidad, los DH se definen y diseñan dentro de una red de agua potable para conformar sectores. Los sectores hidrométricos a diferencia de los DH son aislados física y permanentemente en la red y cuentan con un abastecimiento de agua propio. Esta forma de operación de las redes con sectores es denominada “sectorización de redes de agua potable”, y se realiza con la finalidad de lograr el incremento y estimación de las eficiencias volumétrica, hidráulica y energética, es decir, controlar fugas, redistribuir el agua en la red y ahorrar energía eléctrica en forma simultánea.

De acuerdo con Ochoa (2014) la sectorización de redes de abastecimiento de agua potable se considera una técnica de diseño y operación hidráulica para mejorar el servicio de agua a los usuarios, que consiste en separar una gran red en pequeñas redes aisladas unas de otras, abastecidas por sus propias captaciones de agua, o mediante un sistema primario de suministro de agua en bloque, como se observa en la Figura 3.2.

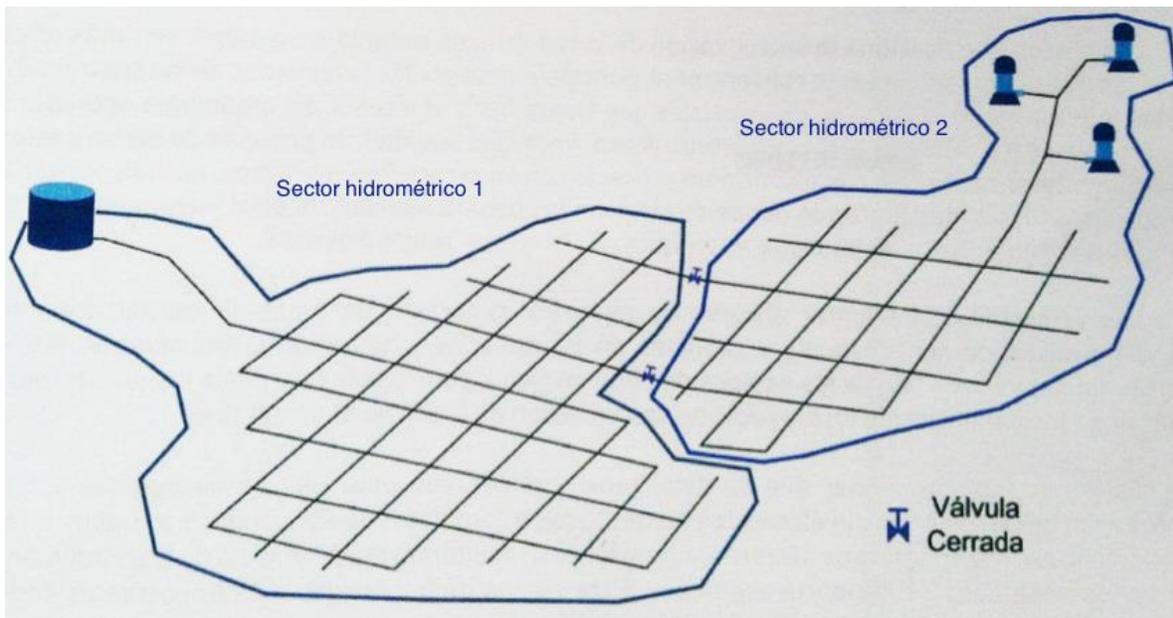


Figura 3.2. Sectorización de una red de distribución de agua potable. Fuente: Ochoa (2014)

El subdividir una red de distribución compleja en partes más pequeñas ofrece un mejor control de todo el sistema, por lo tanto, los sectores hidrométricos tienen la ventaja de realizar balances hídricos periódicamente, reducen el área de inspección para la detección y localización de anomalías, mejoran el control y seguimiento del estado de la red, ayudan a desarrollar mejores estrategias en la búsqueda de fugas y logran una mejor optimización de la presión.

En una red de distribución sectorizada los DH se encuentran definidos dentro de los sectores, de este modo un sector puede conformarse por uno o varios distritos hidrométricos, sin perder de vista que es necesario analizar su funcionamiento hidráulico en

conjunto para prevenir fallas en el servicio de agua durante el aislamiento ocasional de los distritos hidrométricos, ver Figura 3.3.

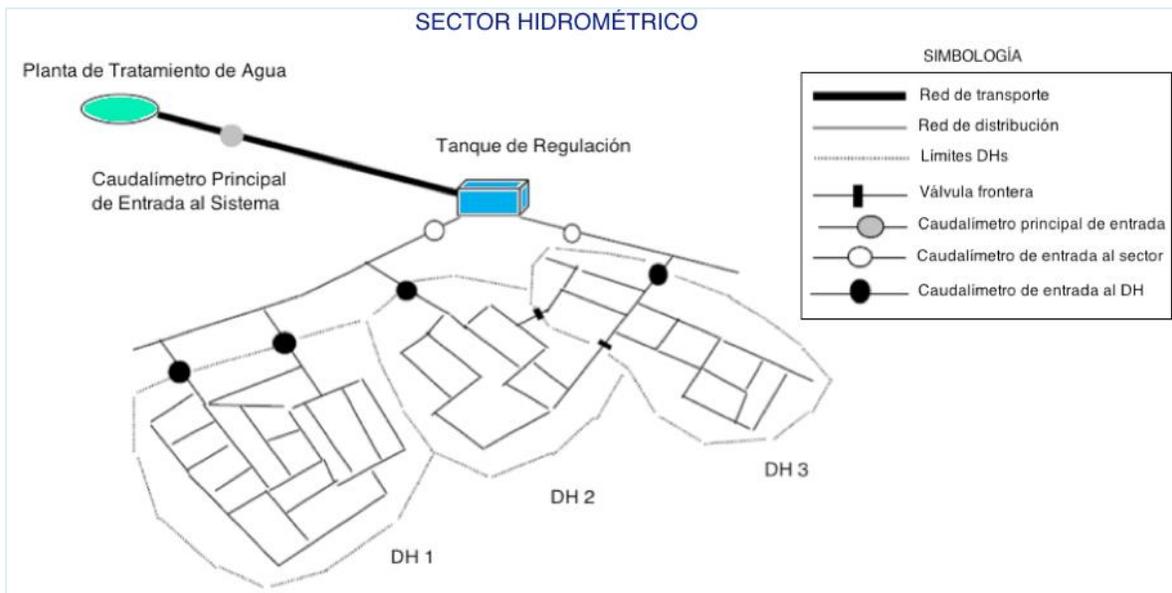


Figura 3.3. Esquema de sectores y distritos hidrométricos. Adaptado de Ranedo (2009)

El agua suministrada en los sectores se puede dividir en dos destinos, el consumo de agua de los usuarios y las fugas en la red, de esta manera resulta más fácil la evaluación de los caudales circulantes y la cuantificación del nivel de fugas para distintas áreas de la red.

Por esto, los sectores hidrométricos se consideran un método de gestión permanente efectivo para la detección y localización temprana de fugas. Además tienen la ventaja de favorecer y convertirse en sectores de gestión de presión instalando válvulas reductoras de presión en los puntos de entrada.

Así las fugas en un sector hidrométrico se calculan como la diferencia entre el volumen de agua suministrada y el volumen de agua consumida por los usuarios en un período de tiempo definido (Ecuación 3.1). Para obtener resultados confiables es necesario realizar lecturas del volumen de agua que ingresa al sector y mediciones de los consumos lo mas exactas posibles, considerándose la exactitud de medidores y de los registros de datos.

$$\text{Volumen de fugas} = \text{Volumen suministrado} - \text{Volumen consumido} \quad (3.1)$$

Es importante mencionar que la conformación de sectores hidrométricos tiene algunos inconvenientes como la fuerte inversión requerida para reforzar ciertos tramos de tuberías que garanticen la presión de suministro, la generación de zonas de estancamiento, el cierre de válvulas para su aislamiento puede ocasionar que las áreas adyacentes de la red de distribución sean alteradas hidráulicamente y en los sectores con una sola línea de

alimentación pueden dejar sin servicio todos los usuarios si esta llega a fallar, así que es indispensable que se elabore una planeación y diseño adecuado de la sectorización para prevenir las afectaciones posibles, así como un análisis beneficio – costo para conocer su rentabilidad.

### 3.2 PROCESO PARA IMPLEMENTAR LA SECTORIZACIÓN DE LA RED

La división de una red de abastecimiento en sectores puede llegar a ser una tarea complicada y si no es realizada con cuidado puede causar problemas de abastecimiento y de calidad del agua. Pero si se efectúa de manera correcta, tomando las consideraciones adecuadas hasta las redes más grandes y complejas pueden ser divididas con éxito.

La planeación y diseño de los sectores hidrométricos requiere de información completa y actualizada de la red de distribución, así como con el uso de modelos de simulación hidráulica que ayuden a detectar zonas en peligro de estancamiento, analizar su operación y garantizar el funcionamiento hidráulico completo del sistema.

Según Ochoa (2014) la implementación de un proyecto de sectorización de una red de abastecimiento de agua potable se divide en cuatro etapas fundamentales: (1) Planeación, (2) Diseño, (3) Construcción e instrumentación, (4) Operación y mantenimiento. En la Figura 3.4 se presentan dichas etapas con las actividades a ejecutar en cada una.



Figura 3.4. Etapas de la sectorización de redes de agua potable. Adaptado de Ochoa (2014)

(1) En la etapa de planeación se conforma el anteproyecto de sectorización; en ella se definen las características del funcionamiento hidráulico actual del sistema de agua, los requerimientos de agua y el trazo de sectores. También la redistribución del agua para lograr el equilibrio entre la oferta y la demanda de agua es parte crucial de las actividades básicas de esta etapa.

(2) La segunda etapa incluye el análisis hidráulico detallado de la red conformada por sectores y DH, de tal manera que se cumpla con las especificaciones oficiales vigentes. Aquí se elaboran los planos constructivos, el catálogo de obras, su costo base y se realiza la evaluación económica de la implementación del proyecto.

(3) La tercera etapa del proceso de sectorización se refiere a la ejecución de las obras propuestas en la segunda etapa, incluida la obra civil, instrumentación y equipamiento de los sectores.

(4) La cuarta etapa trata sobre las prácticas operacionales y de mantenimiento continuo, enfocadas hacia el incremento y estimación de las eficiencias del sistema de abastecimiento de agua potable.

De esta manera, todas las actividades descritas anteriormente deben ser aplicadas correctamente a la hora de implementar un proyecto de sectorización de una red de agua potable, las cuales pueden ser ajustadas a las condiciones particulares de cada sistema, incluso se pueden adicionar herramientas tecnológicas y digitales actuales.

### 3.3 DISEÑO DE DISTRITOS HIDROMÉTRICOS

El propósito principal de los distritos hidrométricos es apoyar la gestión de fugas en redes de agua potable, especialmente para obtener evaluaciones de los caudales potenciales de fugas, antes y después de acciones de reducción de pérdidas de agua.

Durante la conformación de los DH los movimientos de válvulas para su aislamiento temporal pueden ocasionar que las áreas adyacentes de la red sean alteradas hidráulicamente, es decir, pueden presentarse disminuciones de presión y de caudal, dejando sin servicio de agua a algunos usuarios de la red. Para que esto no suceda, es necesario que se elabore un diseño de los DH previo a la ejecución de pruebas y su construcción para disminuir todas las afectaciones posibles.

Entonces, para el diseño adecuado de los distritos hidrométricos se deben considerar tres pasos principales descritos en seguida, de acuerdo con Ochoa (2014); donde el primer paso contiene algunas recomendaciones por Morrison *et al.* (2007) y Hueb (1985).

***Paso 1. Ubicación de DH en la red de sectores y en el modelo de simulación hidráulica.***

El diseño de distritos hidrométricos se soporta con un modelo de simulación hidráulica de la red para analizar su operación conjunta, optimizar su ubicación, minimizar el número de válvulas de cierre, elegir la tubería de suministro y así garantizar su funcionamiento hidráulico (Ochoa, 2014). Por ello, en el plano de la red se exploran las posibilidades de ubicar distritos bajo las reglas y recomendaciones siguientes:

- Se recomienda establecer solamente una tubería de suministro en cada DH, si no se cumple esta restricción se acepta dos o tres suministros como máximo. En casos extraordinarios es posible que se esté obligando a elegir una tubería de salida de agua del DH. Sin olvidar que en cada uno de estos puntos de suministro o salidas de agua representa una estación de aforo que implica construcción, tiempo y costo adicionales. Así que el número de medidores de caudal tiene que ser optimizado dependiendo de las características de la red.
- Según Hueb (1985) el tamaño del distrito debe tener entre 500 y 3000 conexiones de servicio o una longitud de red entre 5 y 25 km. Los beneficios obtenidos del diseño de DH pequeños son que las nuevas fugas serán identificadas rápidamente, se podrán identificar fugas de fondo de menor caudal, el tiempo de localización también se reducirá debido a la menor área de trabajo y los costes asociados con la detección disminuirán considerablemente.
- El tamaño del distrito se recomienda de menor tamaño en las zonas donde se sospeche que hay una alta incidencia de fugas.
- Para delimitar las áreas se deben seguir los límites naturales como son ríos, canales, lagos, playas, carreteras, líneas de ferrocarril, barrancas y cualquier otro accidente geográfico. También, se consideran importantes las fronteras hidráulicas de la red para delimitar el DH.
- El aislamiento debe ser ejecutado con el mínimo de cortes de tuberías o cierres de válvulas, donde las válvulas instaladas deben estar protegidas para evitar que el personal no autorizado las manipule.
- No deben incluir tanques de almacenamiento dentro de los distritos hidrométricos, en caso contrario se instalan medidores de caudal en los tanques para controlar su ingreso y salida de agua.
- Definir los tipos de consumidores y viviendas para conformar distritos homogéneos con base en sus características, con el fin de identificar los consumidores mayores o especiales y cualquier edificio que requiera un abastecimiento de agua con una presión superior a la norma establecida para el área de estudio.

- Permitir la abertura permanente de un punto determinado del DH solo si el cerrar la válvula en este punto genera problemas de presión y con la condición de instalar un medidor de caudal.
- Al finalizar el aislamiento de los distritos, la red interna y externa se recomienda tener presiones mínimas de  $1 \text{ kg/cm}^2$  aún en horas de máximo consumo en la red, por esto los niveles del terreno son un factor fundamental por su alta influencia sobre las presiones en el sistema.
- Usar modelos de simulación hidráulica para identificar y evitar zonas potenciales de estancamiento que originen problemas de calidad del agua. A su vez es necesario simular cada distrito por separado y en conjunto para investigar si los aislamientos propuestos afectan el servicio de agua a los alrededores y dentro del mismo sector.

***Paso 2. Simulación del funcionamiento hidráulico de los distritos hidrométricos***

Después de ubicar los DH, es necesario que se simulen en el modelo hidráulico para investigar si con los aislamientos propuestos se afecta el servicio de agua a los alrededores y dentro de los propios distritos.

***Paso 3. Ajuste al diseño hidráulico de los distritos hidrométricos***

En caso de que exista un problema en el paso 2, como dejar sin servicio de agua a otros usuarios fuera del distrito cuando se aísla de la red, se debe entonces realizar una modificación al diseño hidráulico del DH, probando otras entradas de agua, o bien, dejar una salida de agua para suministrar agua a la otra zona de la red. Recordando que en cada salida y entrada de agua al DH implica costos al proyecto, ya que se debe instalar una estación de aforo para poder realizar las pruebas posteriores.

Para finalizar se realiza el diseño ejecutivo de las obras de aislamiento y estaciones de aforo y se dibuja en un plano los DH con los detalles constructivos y cantidades de obra, señalando las válvulas que deben cerrarse durante las pruebas para lograr los aislamientos.

Por otra parte, una vez fijado los límites de los DH puede comprobarse en campo si las zonas se encuentran aisladas completamente, esto mediante la prueba de presión cero; de modo que se asegure la hermeticidad de las válvulas de seccionamiento, en caso contrario se procederá a su reparación o reemplazo para evitar las alteraciones en la evaluación de fugas.

La prueba de presión cero debe realizarse de preferencia en la hora del caudal mínimo, el primer paso es identificar las válvulas en las fronteras e instalar varios medidores de presión distribuidos dentro del sector, luego se cierra la válvula de suministro de agua del sector y se analizan las presiones obtenidas. Si la presión cae a cero, entonces significa que el sector están bien delimitado y que las válvulas en las fronteras funcionan correctamente.

Por el contrario, si al transcurrir unos minutos la presión no disminuye a cero deberá realizarse una comprobación para averiguar si existen entradas de agua incontroladas, la cual se desarrolla a través de la simulación de un consumo considerable, por ejemplo, abriendo un hidrante con el objetivo de provocar la entrada de caudal, debiendo bajar la presión a cero, si esto no sucede es muy probable que una válvula se seccionamiento no esta completamente cerrada o que exista una conexión desconocida a una zona adyacente. De esta forma la variación de presiones nos permitirá identificar el punto de entrada del caudal.

### 3.4 OPERACIÓN DE SECTORES HIDROMÉTRICOS

Una vez determinado el aislamiento e instalación de un sector hidrométrico, se prosigue de inmediato con la operación hidráulica para lograr su buen funcionamiento, donde se tiene como objetivo establecer el servicio de agua continuo en el sector bajo las condiciones preestablecidas durante su planeación y diseño.

Para que el sector hidrométrico sea una herramienta para reducir las pérdidas de agua y funcione eficazmente, se requiere que la empresa de agua y su personal operativo realicen una gestión adecuada. Por eso inicialmente se debe determinar el nivel de fugas en el sector aplicando un método para la evaluación de fugas, seguido de la eliminación de las fugas detectadas y no detectadas con campañas intensivas de detección y reparación de fugas, por lo que es aconsejable que las empresas de agua mantengan actividades de rutina que inspeccionen el estado de los sectores y que valoren la gestión de presión.

Asimismo, para obtener el mayor beneficio de una red sectorizada se recomienda llevar a cabo una buena recopilación y gestión de la información, esto a través del monitoreo de datos que puede clasificarse en varios tipos. En seguida se mencionarán algunos, los cuales arrojan datos de alta calidad si se realiza el mantenimiento adecuado de los equipos de medición y control.

Para monitorear los datos en los sectores hidrométricos se recomienda utilizar el sistema SCADA para transferir las mediciones en tiempo real que permitan acciones inmediatas para las nuevas fugas que se presenten, a la vez se esta realizando la gestión de la presión y otras actividades, de esta manera no sería una opción costosa para el control de fugas.

Los sistemas SCADA también son utilizados para supervisar y controlar estaciones de bombeo, plantas de tratamiento en sitios remotos, sitios de depósito y la presión en las válvulas reductoras, en los últimos años sus características se han ampliado para incluir la transmisión de videos y el monitoreo de la calidad del agua.

Otra opción es la transmisión de datos a través de telemetría para controlar el caudal y la presión. La telemetría es una técnica automatizada o manual para realizar mediciones y recopilación de datos en lugares remotos a través del Servicio General de Paquetes vía Radio (GPRS, por sus siglas en inglés). Estos registradores pueden transmitir los datos a una computadora de manera diaria, semanal o mensual de las diferentes variables en una red de distribución como: el arranque y paro de bombas, medición de flujo, nivel dinámico y estático en pozos, niveles en tanques elevados o remotos, control de apertura y cierre de válvulas, estado de la bomba en el pozo, presiones en las tuberías, temperatura de la bomba, falla en la alimentación a la bomba, alarma por intrusión en la caseta de bomba, entre otras.

También se puede realizar la descarga de los datos registrados de forma manual en los medidores, estableciendo tiempos que resulten económicos. Esta opción implica los costos de instalación más bajos que los anteriores, pero la mano de obra representa un factor significativo en la elevación de los costos.

El mantenimiento es otra actividad fundamental durante la operación del sistema, donde las operaciones de rutina que se deben seguir son: verificar regularmente que se cierren y hermeticen bien todas las válvulas de seccionamiento, mantener los medidores en buenas condiciones para asegurar la exactitud en los datos, monitorear los avisos de los usuarios sobre la presión baja, interrupción del servicio y problemas de calidad del agua que ayudarán a identificar las fallas latentes en el sector hidrométrico. Realizar estas tareas de mantenimiento regularmente evitará el deterioro de la infraestructura del sector.

### 3.5 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE FUGAS EN SECTORES HIDROMÉTRICOS

La sectorización en redes de agua potable aporta significativamente al mejoramiento de la eficiencia volumétrica del sistema, la cual es una actividad que se apoya en pruebas de campo y se realiza una vez que los sectores han sido aislados, instrumentados y puestos en operación.

La eficiencia volumétrica se describe como la conservación del agua en el sistema de abastecimiento, de acuerdo con Ochoa (2014) se determina con la Ecuación (3.2), el valor obtenido refleja la capacidad que tienen un sistema de abastecimiento para entregar el agua inyectada a la red hasta los usuarios y la magnitud del volumen de las fugas existentes.

$$\eta_{vol} = \frac{V_{con}}{V_{sum}} \times 100 \quad (3.2)$$

Donde:

$\eta_{vol}$	Eficiencia volumétrica (%)
$V_{con}$	Volumen consumido (m <sup>3</sup> )
$V_{sum}$	Volumen suministrado (m <sup>3</sup> )

El volumen consumido es la cantidad de agua que reciben los usuarios en sus tomas domiciliarias, estén registradas o no en el padrón de usuarios y el volumen suministrado es la cantidad de agua producida o extraída de la fuente de abastecimiento que se ingresa a la red. En ocasiones la cuantificación de estos volúmenes resulta complicado, especialmente la estimación del agua consumida, así que se han desarrollado métodos alternativos para resolver estos problemas y robustecer las pruebas en sectores hidrométricos.

La eficiencia volumétrica de sectores se puede evaluar con cinco métodos que se encuentran soportados con pruebas de campo según Ochoa (2014), los cuales se presentan a continuación

### 3.4.1 Auditoría de fugas de corta duración

El método consiste en realizar un balance hídrico en un período establecido que puede ser de 24 horas, tres días o máximo una semana. La prueba se aplica mediante el siguiente procedimiento:

- Cerrar la válvula de entrada de agua al sector para detener el suministro de agua.
- Realizar las lecturas iniciales, es decir, el registro de lecturas en todos los medidores domiciliarios.
- Abrir la válvula de suministro de agua y comenzar con el registro continuo de caudales hasta dejar transcurrir el período elegido.
- Cuando se cumple el período establecido, se vuelve a detener el servicio de agua cerrando nuevamente la válvula de entrada o en caso distinto apagando la bomba.
- Registrar nuevamente las lecturas de los medidores domiciliarios o lecturas finales y se calcula el volumen suministrado en el período, a partir del registro continuo de caudales.
- Calcular el volumen de consumo de agua restando todas las lecturas iniciales en los medidores domiciliarios de las finales.
- Calcular el valor de las fugas de agua, con la diferencia del volumen de agua suministrado en el período establecido, menos el consumo total registrado (Ecuación 3.1).

Esta auditoría proporciona valores confiables de los volúmenes de fugas si se realizan todas las lecturas de los medidores domiciliarios y se tienen registros de caudales suministrados de manera simultánea. La prueba tiene sus dificultades cuando se aplica en campo, principalmente por la molestia de los usuarios, el acceso a todos los domicilios, usuarios sin micromedición y el funcionamiento exacto de los medidores.

Sin embargo, puede aplicarse una variante de muestreo que permita extrapolar los consumos al resto de los usuarios que no disponen de micromedidores. Por eso se deben tomar todas las precauciones necesarias, como avisos a los usuarios, revisión de medidores y equipos.

### 3.4.2 Caudal Mínimo Nocturno

Cuando se requieren datos precisos de los volúmenes consumidos como en el caso anterior y resulta complicado disponer de ellos debido al gran tamaño de los sectores que hacen prácticamente imposible realizar tales mediciones. Se puede aplicar una prueba alternativa que se basa en la medición continua de caudales durante 24 horas en la entrada del sector, para después analizar el comportamiento de los caudales mínimos nocturnos y estimar el nivel de fugas existente en la red a través del índice de consumo mínimo nocturno (ICMN), que se obtiene con la Ecuación (3.3).

$$ICMN = \frac{Q_{min}}{Q_m} \cdot 100 \quad (3.3)$$

Donde:

*ICMN* Índice de consumo mínimo nocturno (%)

*Q<sub>min</sub>* Caudal mínimo nocturno (l/s)

*Q<sub>m</sub>* Caudal medio registrados durante las 24 horas de medición (l/s)

La teoría se basa en la hipótesis de que el caudal suministrado durante la noche será aquel que escapa por las fugas de la red. No obstante, estudios relacionados señalan que esto se cumple en sectores con usos domésticos, con medición al 100 por ciento, sin depósitos, sin problemas de fugas dentro de las casas, redes con servicio de agua continuo y sin usos fraudulentos registrados.

El valor del ICMN es solamente un indicador del tamaño del problema de las fugas, no debe interpretarse como un porcentaje de volumen de fugas respecto al volumen suministrado, por ejemplo, si resulta mayor al 20 % quiere decir que en la red del sector hay un nivel importante de fugas y es necesario realizar una búsqueda intensiva.

Por otra parte, si dentro del sector existen depósitos domiciliarios, hospitales, hoteles y consumos industriales, comerciales o de servicios públicos importantes el ICMN debe ser determinado con la Ecuación (3.4).

$$ICMN_{I-S} = \frac{Q_{min} - I_{noc} - S_{llen}}{Q_m - I_m - S_m} \cdot 100 \quad (3.4)$$

Donde:

$ICMN_{I-S}$	Índice de CMN en sectores con industrias y depósitos (%)
$Q_{min}$	Caudal mínimo de entrada (l/s)
$I_{noc}$	Consumo industrial nocturno medido (l/s)
$S_{llen}$	Caudal nocturno de llenado de tanques (l/s)
$Q_m$	Caudal medio diario de entrada (l/s)
$I_m$	Caudal medio diario industrial (l/s)
$S_m$	Caudal medio diario de llenado de depósitos (l/s)

En sectores con servicio de agua discontinuo se recomienda que se mantenga el suministro continuo de 24 a 48 horas antes de realizar las mediciones de caudal, para lograr una estabilización en los consumos en aquellas zonas que han interrumpido su servicio previamente. El caudal mínimo nocturno también se utiliza para monitorear en forma permanente el comportamiento de un sector hidrométrico e ir evaluando el ICMN ante un programa de reducción de fugas.

### 3.4.3 Medición con subdivisión nocturna

La medición con subdivisión nocturna es una técnica de medición y análisis que se puede emplear cuando en el sector de estudio existe una sospecha importante de la existencia de fugas y se desea puntualizar las zonas que tienen un nivel alto de fugas.

La técnica consiste en cerrar temporalmente las válvulas dentro del sector hidrométrico para formar zonas más pequeñas y medir el caudal de agua suministrada durante estos cierres, se recomienda realizar la prueba durante la noche para obtener mejores resultados.

La metodología se ilustra en la Figura 3.5, donde se observa que el caudal suministrado en el sector hidrométrico disminuye conforme se van cerrando las válvulas que impiden el paso de agua hacia las otras zonas del sector.

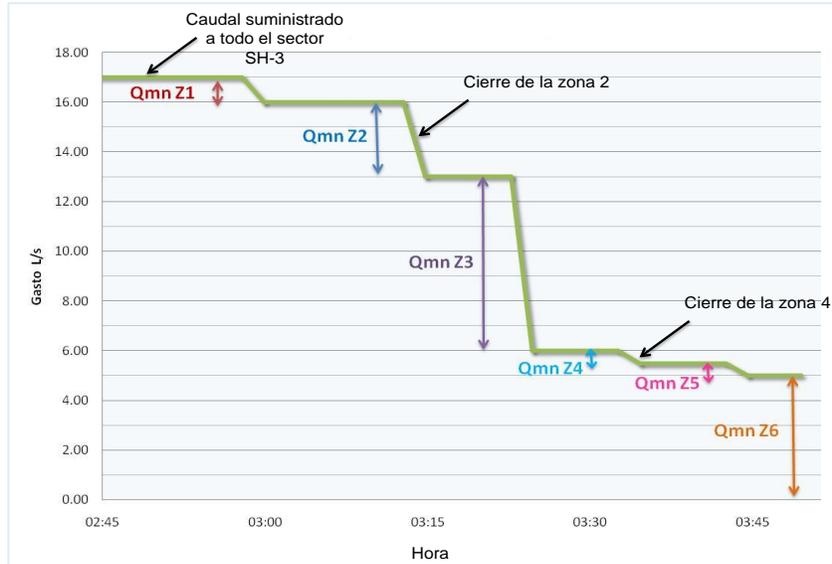


Figura 3.5. Registro de caudales durante la prueba de subdivisión nocturna en seis zonas ( $Z_i$ ) del distrito hidrométrico SH-3 de Monclova, Coahuila, donde  $Q_{mn}$  es el caudal por zona. Fuente: Ochoa (2014).

Para analizar los resultados de las mediciones entre las zonas y obtener la ocurrencia de fugas, primero se calcula el caudal específico límite nocturno (CEL) representativo del sector con la Ecuación (3.5).

$$CEL = \frac{E \cdot CMN}{L_T} \quad (3.5)$$

Donde:

- $CEL$  Caudal específico límite nocturno (l/s/km)
- $E$  Porcentaje de entrega de agua a los usuarios (%)
- $CMN$  Caudal mínimo nocturno (l/s)
- $L_T$  Longitud de la red (km)

El porcentaje de entrega de agua a los usuarios se determina de la primera medición nocturna en el sector con la expresión siguiente:

$$E = \frac{CMN - C_{Fugas}}{CMN} \cdot 100 \quad (3.6)$$

Donde  $C_{Fugas}$  es el caudal de fugas en la noche de estudio (l/s).

Para finalizar la prueba se calculan los caudales específicos nocturnos (CEN) para cada zona con la Ecuación (3.7) y se comparan con el CEL para conocer que zona del sector tiene un nivel de fugas mayor, es decir, si el CEN es mayor que el CEL es necesario realizar una búsqueda y localización intensiva de fugas en la zona correspondiente.

$$CEN = \frac{Q_{NZi}}{L_{Zi}} \quad (3.7)$$

Donde:

- $CEN$  Caudal específico nocturno (l/s/km)
  - $Q_{NZi}$  Caudal nocturno de la zona i (l/s)
  - $L_{Zi}$  Longitud de la zona i (km)
- El subíndice i señala la zona al respecto

### 3.4.4 Caudal mínimo sin consumo

El método de caudal mínimo sin consumo consiste en medir el caudal mínimo suministrado en el sector durante un período corto, menor a 24 horas, mientras son cerradas sistemáticamente todas o el mayor número de llaves de las conexiones domiciliarias del sector hidrométrico de estudio. De este modo, la evaluación del nivel de fugas se realiza aplicando la siguiente expresión:

$$I_{fugas} = \frac{Q_{msc}}{Q_m} \cdot 100 \quad (3.8)$$

Donde:

- $I_{fugas}$  Indicador del nivel de fugas (%)
- $Q_{msc}$  Gasto mínimo estabilizado en el momento en que el mayor número conexiones domiciliarias posibles han sido cerradas, es decir, el gasto mínimo sin consumo (l/s)
- $Q_m$  Caudal promedio obtenido de la medición continua de caudal sin cierre de conexiones (l/s)

El valor que se obtenga con la Ecuación (3.8) se compara con un porcentaje mínimo permisible de fugas preestablecido por la empresa de agua, si el porcentaje llega a ser mayor al permisible, se tendrá que hacer recorridos en campo para la búsqueda de las fugas. Entonces, con este indicador se puede evaluar la hermeticidad volumétrica de la red.

### 3.4.5 Indicador de Fugas Estructural

La evaluación de los niveles de fugas con las cuatro pruebas anteriores, refleja la capacidad que tiene un sistema de abastecimiento para entregar el agua suministrada a la red hasta los usuarios, pero el valor del indicador calculado no expresa el grado de deterioro de las tuberías, conexiones domiciliarias y otros elementos del sistema. Por esta razón, es necesario que se apliquen indicadores que dependan de la longitud, la presión media, el tiempo de servicio y el número de tomas domiciliarias de una red de distribución. La Asociación Internacional del Agua recomienda el uso del índice de fugas estructural (IFE) en sectores hidrométricos establecido en la Ecuación (3.9).

$$IFE = \frac{VIF}{UMF} = \frac{V_{if}}{t_o(a_L \cdot L_T + b_N \cdot N_T + c_L \cdot L_p) \cdot P_m} \quad (3.9)$$

Donde:

<i>IFE</i>	Índice de fugas estructural en sectores (%)
<i>VIF</i>	Indicador del volumen de fugas en el sector (l/toma/día)
<i>UMF</i>	Umbral mínimo de fugas o inevitables (l/toma/día)
<i>V<sub>if</sub></i>	Volumen anual de fugas en la red del sector (l/año) estimado con la auditoría de fugas de corta duración
<i>t<sub>o</sub></i>	Tiempo de operación del sistema de abastecimiento (días/año)
<i>N<sub>T</sub></i>	Número total de tomas domiciliarias registradas en el sector
<i>a<sub>L</sub>, b<sub>N</sub> y c<sub>L</sub></i>	Parámetros que ponderan la variable que acompañan y que han sido determinados con un análisis estadístico de 20 países, <i>a<sub>L</sub></i> = 18 l/km tubería/día/mca, <i>b<sub>N</sub></i> = 0.8 l/toma/día/mca y <i>c<sub>L</sub></i> = 25 l/km tomas domiciliarias/día/mca
<i>L<sub>T</sub></i>	Longitud total de las tuberías del sector (km);
<i>L<sub>p</sub></i>	Suma de las longitudes de todas las tomas domiciliarias dentro de los domicilios (km)
<i>P<sub>m</sub></i>	Presión media en el sector (mca)

Un valor del IFE igual a uno deberá ser interpretado como el estado físico óptimo deseable en un sector hidrométrico, en la medida en que este valor incrementa se interpreta que el sector se encuentra más deteriorado. El IFE forma parte de los métodos más completos para evaluar los niveles de fugas en sectores hidrométricos, en comparación con los métodos anteriores considera varias características del sector y prácticas operacionales propias, por lo que su valor se puede utilizar para hacer comparaciones entre sectores y ciudades.

#### 4. MODELACIÓN Y SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE UNA RED DE DISTRIBUCIÓN

Para analizar el comportamiento de una red de distribución de agua potable y establecer escenarios futuros, es indispensable conocer su funcionamiento hidráulico. Para esto, los modelos matemáticos se consideran una herramienta potente para entender ampliamente el comportamiento de un sistema real y permiten definir diferentes estrategias de planeación, diseño y operación sin necesidad de ejecutarlos físicamente.

Un modelo matemático de una red de distribución de agua consiste básicamente en un conjunto de datos que caracterizan cada uno de los elementos de la red y en un sistema de ecuaciones de equilibrio hidráulico que representan el comportamiento de la red bajo distintas condiciones de funcionamiento, los cuales se interrelacionan para obtener una solución numérica. Pero considerando la complejidad que esta solución representa, las computadoras personales actuales permiten la ejecución de programas para la modelación y simulación hidráulica que reducen la complejidad de estos cálculos, facilitan el manejo de la información y comparan resultados de múltiples simulaciones.

El método de solución empleado en los modelos matemáticos para redes de distribución de agua se registró por primera vez en 1936 por Hardy Cross, a partir de esa fecha los modelos hidráulicos han mejorado y se extendieron ampliamente para computadoras, como se observa en la Figura 4.1.

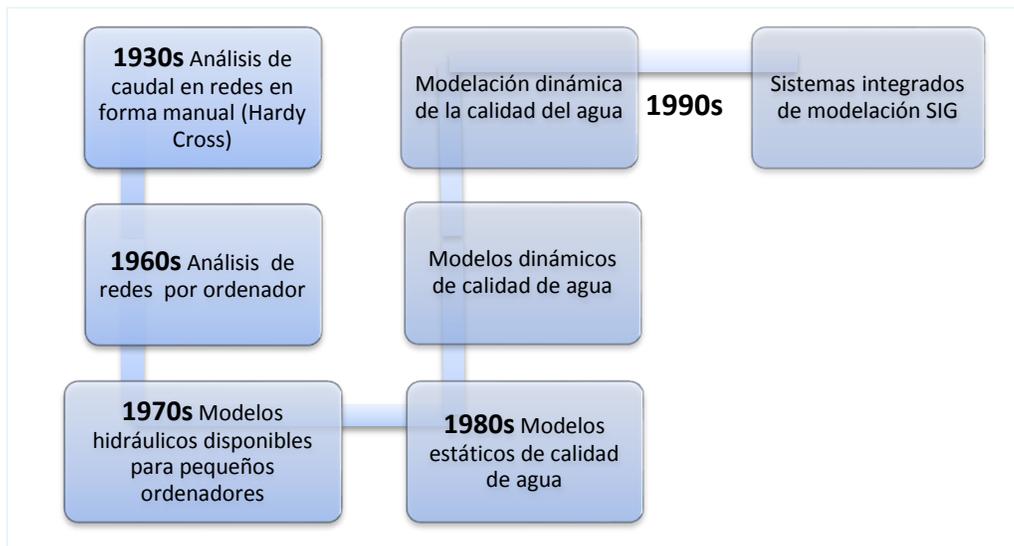


Figura 4.1. Desarrollo histórico de los modelos de simulación matemática aplicados a redes de distribución de agua potable. Adaptado de Comisión Nacional del Agua (2007)

Dentro de los modelos de simulación más usados para este tipo de análisis se encuentra el programa EPANET, el cual se empleó en la modelación hidráulica del sector hidrométrico

de estudio en la presente tesis, en conjunto con el programa MATLAB para los cálculos numéricos de la metodología propuesta, enseguida se hará una breve descripción de cada uno.

#### 4.1 EL PROGRAMA MATLAB

MATLAB es un programa producido por MathWorks disponible para la programación numérica en diferentes áreas de estudio, siendo capaz de proporcionar un entorno interactivo para el desarrollo de algoritmos, visualización gráfica de resultados, análisis de datos y cálculos numéricos. MATLAB deriva su nombre de “MATrix LABoratory” destacado por realizar operaciones con vectores y matrices.

Este software matemático con lenguaje de programación propio, lenguaje M, se encuentra disponible para varias plataformas (Unix, Windows, OS X y Linux) y es un lenguaje de alto rendimiento que permite a los usuarios construir sus propias herramientas reutilizables, como la creación de funciones y programas especiales conocidos como M-archivos que pueden ser agrupados en la librería del programa. De igual forma, cuenta con otras herramientas y ventajas que permiten optimizar los cálculos en los algoritmos, mencionando aquí algunas:

- Realiza cálculos con números reales y complejos.
- Soluciona ecuaciones diferenciales no lineales.
- Contiene una serie de funciones matemáticas comunes de aproximación y trigonometría para análisis de matrices y operar vectores.
- Posee un conjunto de sentencias para crear vectores y matrices fácilmente.
- Permite trabajar con matrices de más de dos dimensiones (hipermatrices).
- Incluye operaciones relacionales y lógicas.
- Genera y manipula gráficos en tres dimensiones.
- Realiza análisis estadístico a conjuntos de datos almacenados en vectores y matrices.
- Modifica el formato de visualización de los números sin cambiar su representación interna.
- Permite guardar y cargar datos de los archivos del computador.
- Importa y exporta ficheros de datos.

#### 4.2 EL PROGRAMA EPANET

Existen una cantidad notable de modelos para el análisis de redes de distribución, pero el de mayor uso es el programa EPANET por ser un software libre con una interfaz gráfica relativamente sencilla. EPANET es un programa de cómputo que realiza simulaciones en periodos extendidos del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de

distribución a presión, el cual fue desarrollado en 1993 por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US EPA) a través de los trabajos realizados por Lewis Rossman.

Inicialmente el software se desarrolló para el análisis de la evolución de la calidad del agua, que involucra los procesos de transporte, mezcla y reacción de los contaminantes disueltos en el agua, pero para ello se necesitaba resolver antes el problema hidráulico para conocer los caudales circulantes en las tuberías y la evolución de los volúmenes almacenados en los depósitos. De esta manera EPANET quedó establecido por un módulo de análisis hidráulico que permite simular el comportamiento dinámico de una red bajo determinadas leyes de operación.

EPANET es una herramienta potente para planificar las mejoras en las redes como ampliaciones, cambios de sus elementos, detección de zonas de estancamiento, regulación de las presiones, la sectorización para el control de fugas y la evaluación de la calidad del agua. Otras de sus utilidades y ventajas por las que se puede destacar son las siguientes:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red, es decir, el número de componentes empleados para analizar una red es ilimitado.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante tres fórmulas: Hazen- Williams, Darcy-Weisbach y Chezy-Manning, donde todas usan la expresión básica para calcular la pérdida de carga entre el nodo de entrada y el nodo de salida.
- Permite asociar un coeficiente de pérdidas menores  $K$  en tuberías y accesorios, donde el valor de la pérdida será el producto de dicho coeficiente por la carga de velocidad en la tubería.
- Acepta bombas de velocidad fija o variable, esto especificando sólo el valor de su velocidad relativa de giro.
- Determina el consumo energético y sus costos.
- Considera varios tipos de válvulas, reductoras de presión (PRV), sostenedoras de presión (PSV), de rotura de carga (PBV), limitadoras de caudal (FCV), de regulación (TCV) y de propósito general (GPV).
- Simula tanques de almacenamiento de geometría variable, donde la sección del tanque varía con el nivel del agua.
- Permite considerar diferentes tipos de demanda en los nodos, cada uno con su propia curva de variación horaria
- Modela consumos por medio de emisores, donde el caudal de salida varía en función de la presión del nodo. Se puede simular el caudal que sale por un hidrante en una red contra incendios, un aspersor en un sistema de riego a presión y también simular fugas.

- Se pueden agregar controles de tiempo basados en los niveles de los depósitos, hasta sistemas de regulación más complejos mediante consignas.

### 4.3 CARACTERÍSTICAS DE CÁLCULO DEL PROGRAMA EPANET

EPANET resuelve simultáneamente las ecuaciones de continuidad y de pérdidas de energía presentes en un modelo hidráulico de una red a través del método del gradiente, desarrollado inicialmente por Todini y Pilati (1987) y posteriormente generalizado por Salgado *et al.* (1988).

El algoritmo del método del gradiente descrito por Todini fue elegido por Rossman (1993) para el desarrollo del programa EPANET, usando diferente notación en las expresiones de cálculo. De acuerdo con el Manual de EPANET 2.0, el método del gradiente se soporta en un sistema de líneas que representan las tuberías con NC nodos de conexión y con NF nodos fijos que representan los tanques y embalses. En primer lugar se expresa la relación entre la pérdida de carga y el caudal en una tubería como se indica en la Ecuación (4.1), de modo que la pérdida de carga tomará el mismo signo que el caudal circulante.

$$H_i - H_j = h_{ij} = K_{ij} Q_{ij}^{N_p} + K Q_{ij}^2 \quad (4.1)$$

Donde:

$H_i$	Altura piezométrica en el nodo i
$H_j$	Altura piezométrica en el nodo j
$h_{ij}$	Pérdida de carga en la tubería entre los nodos i y j
$Q_{ij}$	Gasto que circula entre los nodos i y j considerando como positivo cuando circula del nodo i hacia el nodo j
$K_{ij}$	Coefficiente de resistencia hidráulica
$N_p$	Exponente para la ecuación de pérdida
$K$	Coefficiente de pérdidas menores

Los últimos tres parámetros dependerán de la fórmula utilizada para el cálculo de las pérdidas.

Luego se satisface la condición de equilibrio de caudales en cada nodo del modelo aplicando la Ecuación (4.2), que equivale a la primera ley de Kirchoff la cual establece que la suma neta de todos los caudales que confluyen en un nodo debe ser nula, tal definición incluyen los caudales internos que circulan por las tuberías  $Q_{ij}$  y los caudales externos  $D_i$ .

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, n \quad (4.2)$$

Donde:

$Q_{ij}$  Gasto interno que va del nodo i al nodo j

$D_i$  Demanda en el nodo i que es positivo cuando entra al nodo y negativo cuando sale del nodo

$n$  Número de nodos en la red

El subíndice j hace referencia a todos los nodos conectados directamente al nodo i. Todo lo anterior se resumen en la Figura 4.2.

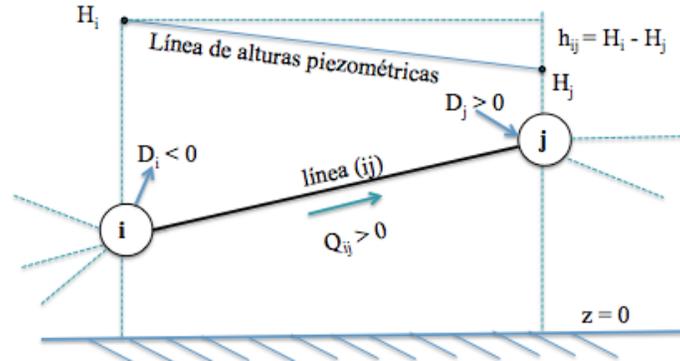


Figura 4.2. Esquema de una tubería del nodo i al j. Adaptado de Cabrera *et al.* (1996)

De modo que para un conjunto de alturas conocidas en los nodos fijos (NF) se busca determinar las cargas en cada nodo restante (NC) y los caudales en las tuberías solucionando el sistema de ecuaciones (4.1) y (4.2). En una red compuesta por  $m$  tuberías,  $N$  nodos y  $NF$  depósitos, el problema de análisis hidráulico quedará conformado por  $p+N-NF$  incógnitas, pues al disponer de una ecuación de continuidad en cada nodo y una ecuación de conservación de energía en cada tubería, resultan  $m+NC-NF$  ecuaciones.

El problema asociado con la solución del sistema de ecuaciones es que las ecuaciones de pérdidas y las curvas características de las bombas son no lineales. Por ello, el método del gradiente comienza con una estimación inicial del caudal para cada tubería sin cumplir con la ecuación de continuidad, donde cada iteración para el cálculo de las cargas se resuelve el sistema de ecuaciones con la técnica de Newton-Raphson, el sistema de ecuaciones se representa de la siguiente manera:

$$JG = F \quad (4.3)$$

Donde:

$J$  Matriz jacobiana ( $n \times n$ )

$G$  Vector de incógnitas nodales ( $n \times 1$ )

$F$  Vector de términos independientes ( $n \times 1$ ).

Este sistema de ecuaciones se planteó para la aplicación del método numérico de Newton-Raphson, donde en vez de usar la derivada de la función se emplea la matriz jacobiana para aproximar linealmente a la función en un punto, cuyos elementos corresponden a los términos que representan las pérdidas de carga en tuberías, bombas y las pérdidas menores. Mientras que el término independiente del lado derecho de la igualdad consiste en el desequilibrio del caudal neto en el nodo.

Una vez calculadas las nuevas cargas con la Ecuación (4.3), se obtienen los nuevos caudales en las tuberías con la Ecuación (4.4), que cumple con la ley de continuidad después de la primera iteración.

$$Q_{ij} = Q_{ij} - (y_{ij} - p_{ij}(H_i - H_j)) \quad (4.4)$$

Donde:

$Q_{ij}$  Gasto en la tubería,

$y_{ij}$  Factor de corrección de caudal,

$p_{ij}$  Inversa de la derivada de la pérdida de carga en la tubería respecto al caudal,

$H_i$  Carga en el nodo i,

$H_j$  Carga en el nodo j

Los subíndices i y j corresponden a las cantidades que van de nodo i al nodo j respectivamente.

Entonces, se debe definir una tolerancia para la diferencia entre la suma de los caudales netos y el caudal total en todas las tuberías, si esta diferencia es mayor a la tolerancia definida se deben resolver una vez más las ecuaciones (4.3) y (4.4).

#### 4.4 IMPLEMENTACIÓN DE UN MODELO DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA

Durante el establecimiento de un modelo para la simulación hidráulica de una red, es importante que la empresa de agua decida sobre los objetivos del modelo antes de recopilar información. Así que cuando se determina su finalidad, se prepara la cantidad y calidad de datos necesarios para desarrollar un modelo que represente la realidad con un grado de exactitud aceptable.

Sin olvidar que al concluir su elaboración el modelo debe calibrarse para utilizarlo eficientemente como herramienta. El proceso de modelación de una red de distribución utilizando el programa EPANET se puede resumir en la Figura 4.3.

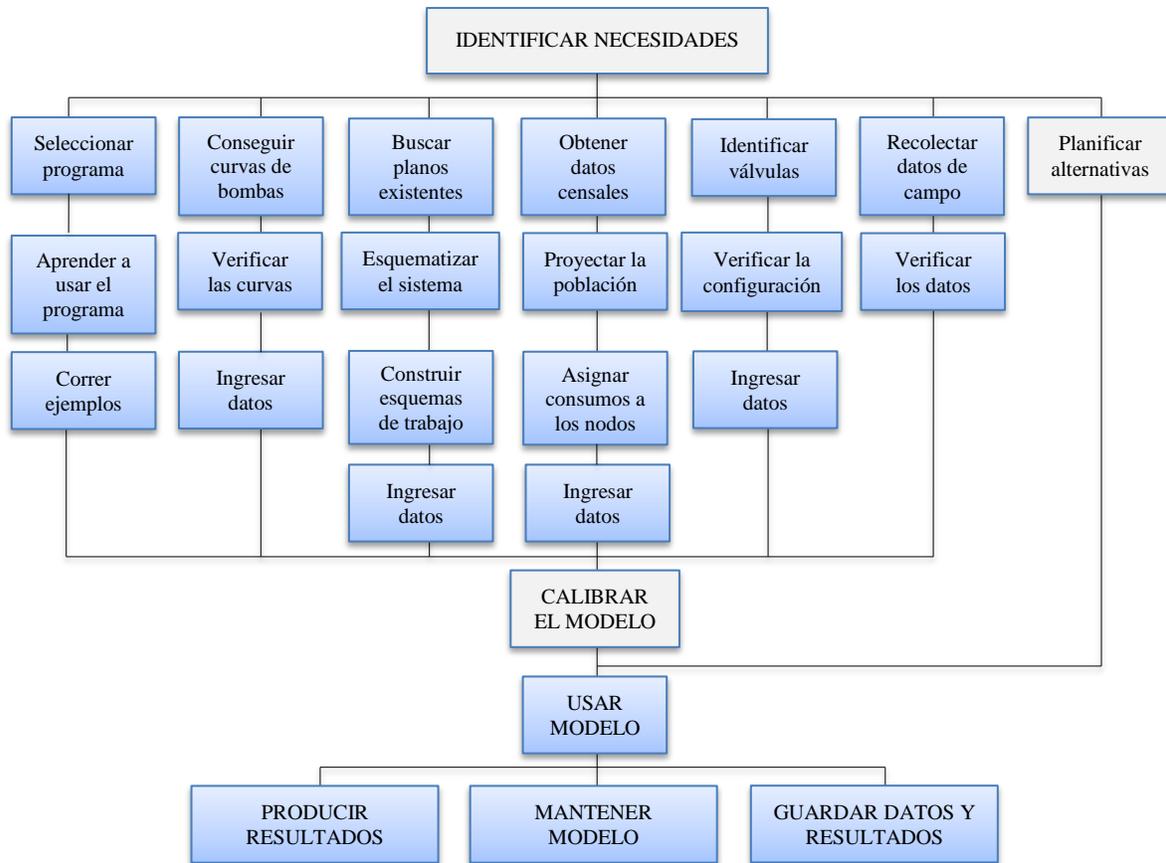


Figura 4.3. Proceso de modelación de redes en EPANET. Adaptado de Rodríguez (2013)

En general, la elaboración de un modelo matemático implica una serie de etapas. A continuación se presentan las fases fundamentales según Cabrera, Espert, García-Serra y Martínez (1996), donde las cuatro primeras etapas cumplen un primer modelo de la red pero sin validar y la etapa siguiente se enfocan en las mediciones y ajustes del modelo para conseguir que reproduzca con fidelidad el comportamiento del sistema que representa.

### I. Recopilación de información

Para la bondad del modelo es de suma importancia que la información obtenida de los elementos que componen la red y todos aquellos aspectos que sirven para reproducir su comportamiento sean precisos. De esta manera, se puede considerar que los datos necesarios a recopilar son:

*Topología de la red.* Esta información se obtiene de los planos de la red para conocer la forma en que están conectados los diferentes elementos de la red y con ello establecer la conectividad entre los elementos, las calles en que circulan las tuberías, la localización de tomas domiciliarias y la localización de las válvulas.

*Conducciones.* En ocasiones las tuberías han sido modificadas por reparaciones o mantenimiento y estas operaciones no quedan registradas en los planos del proyecto, por lo tanto, se recomienda buscar información actualizada de las características de las conducciones como diámetro, longitud, conectividad, operación actual, pérdidas locales, material, edad y su estado de conservación.

*Bombas o estaciones de bombeo.* En este caso, para obtener información de cada equipo de bombeo como su potencia, curva característica, rendimiento, conectividad, funcionamiento, operación y niveles de aspiración, es necesaria la experiencia del personal encargado sobre todo el modo de operación de las bombas. Mientras que para el conjunto de la estación de bombeo se conocerá básicamente su topología, elementos de regulación, tanques de almacenamiento, dispositivos de medición, altura de las bombas, variación semanal y estacional en el modo de operación.

*Elementos de regulación y depósitos.* De las válvulas se debe conocer el fabricante, tipo, modelo, diámetro, material, edad, evolución temporal de su consigna de regulación, evolución temporal de posición de regulación y adicionalmente el estado de conservación. Para los depósitos se necesita recopilar la cota solera, sus dimensiones, nivel máximo y mínimo, evolución temporal del nivel y hasta la concentración de contaminantes.

*Puntos de consumo.* Principalmente se tiene que identificar el tipo de consumo, los niveles de fugas en la zona de influencia del punto, abonados que se abastecen del punto, tipo de suministro e información del medidor. Además de las cotas de los puntos que se extrae de planos cartográficos o en caso necesario se procederá a un levantamiento topográfico.

*Abonados.* Se refiere a la información necesaria para la asignación de consumo, de los abonados se requiere conocer su domicilio, consumo facturado, tipo de consumidor, modulación diaria y estacional de consumo, así como las características de sus micromedidores. Una vez recopilada toda la información, se atiende la forma de organizarla y manejarla adecuadamente.

## **II. Esqueletización de la red.**

La esqueletización de una red de distribución consiste en el tratamiento de la información. En otras palabras se trata de la simplificación del entramado de las tuberías y la esquematización de los elementos de la red según el uso del modelo y la información disponible. Por ejemplo, si el programa de simulación no admite depósitos de cierta geometría será necesario obtener una sección equivalente para poder modelarlo, esto se le denomina esquematización. Así como la esquematización de las estaciones de bombeo que implica representar el comportamiento de la misma sin tener que detallar todos los elementos que la componen.

Por otra parte, la simplificación de las tuberías se fundamenta en que a partir de un cierto diámetro del cual se van a eliminar, este diámetro dependerá del tipo del modelo y del tamaño de la red. En modelos estratégicos solo se consideran las tuberías principales con mayor capacidad de transporte y en los modelos de calidad del agua será conveniente contemplar en el modelo tuberías de diámetro pequeño, sabiendo que es donde el agua sufre mayor deterioro en su calidad.

Al final, el modelo estará formado por un conjunto de líneas y nudos. Las líneas se corresponden con la simplificación del entramado de tuberías con bombas y válvulas incluidas. Mientras, los nudos son los depósitos, los puntos de consumo o inyección del modelo, y las conexiones de dos o mas líneas modeladas. Para concluir esta etapa, bastara con numerar los nudos y las tuberías que han resultado de las simplificaciones.

### **III. Estudio y asignación de consumos**

#### *Consumos contabilizado*

La distribución de los consumos en el modelo es un etapa muy importante, que debe realizarse con atención para obtener resultados congruentes con la red de distribución real, pues la función principal de una red de abastecimiento es satisfacer la demanda de agua en los puntos de consumos. Para tal estudio, debe distinguirse el tipo de modelo, si se trata de un modelo estático debe analizarse el consumo para un único estado que sea lo suficientemente significativo para la aplicación del modelo, en cambio para los modelos dinámicos es necesario asignar una distribución de demandas a través de la modulación horaria de consumo.

Los consumos registrados se basan en las facturaciones de los abonados, en resumen el proceso de asignación consiste en pasar de este consumo facturado de cada abonado a la demanda en el nodo del modelo. El método utilizado dependerá de cómo tienen estructurada su información la empresa de agua encargada.

Algunas técnicas para repartir estos consumos al modelo son:

- La asignación punto a punto, que relaciona cada abonado con un nodo del modelo.
- La asignación por mallas del modelo, consiste en sumar el consumo de todos los abonados dentro de un sector, que se hace coincidir con las mallas del modelo y se reparte en partes iguales a los nodos involucrados.
- La asignación por derivaciones de líneas y nodos, calcula los consumos por calles relacionando la base de datos de abonados con la base de datos de calles.
- La asignación de consumos unitarios por calle, se basa en identificar las tuberías que pasan por cada calle y se calculan los metros lineales para crear una base de datos, que se relaciona con el consumo unitario por calle obtenido con los datos de los abonados.

### *Consumos no contabilizado*

El proceso de asignar los consumos no registrados es difícil, dado que el consumo no contabilizado es aquel que no tenemos controlado como las fugas, errores de la lectura en contadores, errores en los caudalímetros y consumos no localizados.

En este análisis los errores de lectura no tendrán excesiva importancia, los errores de medición del contador depende de su edad, tipo, calibración y calidad del agua, por lo tanto, si existe constancia en que en un sector hay tendencia en uno u otro sentido se procederá a corregir la demanda, mientras que la asignación de las fugas en el modelo como demanda es difícil porque no se conoce ni su valor ni su localización.

En general, se corrige la demanda media en el nodo con un coeficiente de variación de demanda, que engloba la diferencia existente entre la demanda media contabilizada que se menciona en el inciso anterior, más la demanda por consumo no contabilizado y la demanda instantánea en el nodo

## **IV. Mediciones en la red**

En esta etapa se tiene el modelo de simulación pero sin validar, entonces es indispensable comprobar que los parámetros de diseño asignados en un inicio, efectivamente son los correctos, y de no ser así hay que corregirlos para que al menos produzcan el mismo efecto que los parámetros reales de la red.

Para comparar los parámetros asignados al modelo se necesita primero realizar mediciones en la red. Como el resultado de la simulación son las presiones en los nodos de consumo y los caudales en las tuberías, son estas magnitudes las que debemos medir en la red, donde las medidas de presión son fáciles de realizar, lo difícil es que su ubicación coincida exactamente con un nudo del modelo.

Por eso, se buscará instalarlo en un punto próximo al nudo, donde exista constancia que la presión no es diferente de éste. Destacando que un error en la determinación de la cota de un punto de medida ocasionara un error en la presión del nudo, así que la cota de los puntos de medida deben ser obtenidas con gran exactitud. Algunos autores recomiendan como norma general, realizar mediciones de presión en un 20 % de los nodos en la red, o del sector de la red en el que se van a realizar las mediciones.

Otro punto importante en las mediciones de presión, es que en ocasiones los registros por datalogger pueden contener mucho ruido, debido a numerosas causas, así que para poder trabajar con el registro de presión es necesario filtrarlo. El filtro que se aplica consiste en eliminar del espectro de la señal, las frecuencias menos significativas y recomponerla con aquellas que realmente tienen importancia, esto dependiendo del rango de presiones.

En cambio las mediciones de caudal no es fácil de efectuar, la instalación de caudalímetros ultrasónicos, electromecánicos y volumétricos implica aislar el tramo de tubería en que van montados. Esto supone altos costos y a la vez dejar sin servicio zonas de la red. Por lo tanto, como mínimo se necesitara conocer el caudal que se inyecta desde cada uno de los puntos de producción (pozos, plantas de tratamientos, represas y acueductos) y el balance de caudal en los sectores de la red. Pero si existe el caso extremo en el que solo se conocen los caudales de suministro, el número de puntos de medición de presión es entonces bastante importante.

La fase de mediciones finaliza con la caracterización de las válvulas y las curvas de la bomba. La primera actividad consisten en obtener la característica resistente de la válvula en función de la posición, es decir, debe medirse en sucesivas posiciones la pérdida de carga que introduce, midiendo aguas arriba y aguas abajo de la válvula con un manómetro, y el caudal que circula a través de ella. Trabajando con estos datos se obtiene la  $k$  resistente adimensional de la válvula para cada posición. En el caso de las bombas mediremos la altura que proporciona en función del caudal, al igual que en válvulas ubicaremos los puntos de medida en un lugar donde se haya estabilizado el flujo antes y después de la bomba.

## **V. Ajuste y calibración del modelo**

En primer lugar, basta simplemente con ejecutar el modelo de la red con el programa de simulación hidráulica para comprobar que la conectividad de los elementos es correcta y que los resultados son lógicos sin comenzar los ajustes del modelo, pero si durante esta primera simulación encontramos un resultado anormal, se deberá corregir antes de ajustar los parámetros.

En la calibración ajustaremos los parámetros que causan mayor incertidumbre al modelo, como la rugosidad de las tuberías, pérdidas menores debido a las incrustaciones de las tuberías y las demandas nodales. Sin embargo, antes de comenzar los ajustes se considera que en el proceso de calibración existen técnicas basadas en la experiencia del proyectistas y métodos matemáticos que utilizan métodos de optimización para reducir el error entre los valores medidos y los calculados.

Si nos enfocamos en las técnicas experimentales y tomamos como ejemplo la expresión de Darcy- Weisbach para la perdida de carga (Ecuación 4.5), encontramos que la pérdida de carga en la tuberías es más sensible al caudal que la rugosidad, siempre y cuando admitamos que el diámetro de la tubería no varía.

$$h_f = \frac{8fL}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad (4.5)$$

Donde:

- $h_f$  Pérdida de carga debido a la fricción en función del caudal (m)
- $f$  Factor de fricción de D-W (adim)
- $L$  Longitud de la tubería (m)
- $Q$  Gasto circulante en la tubería (m<sup>3</sup>/s)
- $g$  Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)
- $D$  Diámetro de la tubería (m)

Por lo tanto, para este caso es mejor el ajuste en base a medidas de caudal que de presión, pero como se ha mencionado, el problema surge en que se disponen de pocas medidas de caudal en la red.

En resumen, para un modelo en flujo permanente se ajustan los parámetros que no van a depender del tiempo como la rugosidad, pérdida menor en las tuberías y la distribución de las demandas en los nodos del modelo. Mientras que para un modelo no permanente se partirá del modelo estático calibrado, dando por aprobado las rugosidades y pérdidas menores, sólo se ajustará la modulación temporal de las demandas.

## 5. PLANTEAMIENTO DEL MODELO PARA CUANTIFICAR FUGAS EN SECTORES HIDROMÉTRICOS

En el estudio de modelos de redes de distribución se encuentran dos tipos de análisis primordiales para la simulación de su funcionamiento. El más común es el análisis directo, que es el menos complicado de aplicar, en especial cuando son redes recientes en las que es relativamente fácil recopilar información exacta de sus características y condiciones de fronteras. Un análisis de este tipo es el desarrollado por el programa EPANET para determinar las presiones y los caudales circulantes en la red cuando se conocen las demandas, los coeficientes de fricción, los niveles en los depósitos y las características de los componentes del sistema de distribución.

Sin embargo, existen complicaciones cuando se trata de redes que han estado operando por varios años, que en su mayoría han sido modificadas a lo largo del tiempo para mejorar su funcionamiento, haciendo complicada la obtención de información precisa del sistema, ya que se han originado varias alteraciones como las fugas, desgaste en las piezas de los accesorios, incrustaciones en las tuberías, ampliaciones en la red, aleatoriedad del consumo, entre otras. Para este caso es necesaria la aplicación de un análisis inverso, dando lugar al otro tipo de análisis.

### 5.1 EL ANÁLISIS INVERSO EN REDES DE DISTRIBUCIÓN AGUA

En la literatura el problema inverso se relaciona directamente con el concepto de calibración, y aunque su planteamiento puede cambiar en cada modelo, el objetivo final es el mismo, consiste en buscar los valores de aquellos parámetros que proporcionan una aproximación aceptable entre los valores medidos y los calculados. En este estudio, se trata de hallar un coeficiente de fugas  $C$  en un sector hidrométrico que proporcione valores de las demandas nodales lo más parecidos a los valores medidos en la realidad.

De acuerdo con Ochoa (1997), el análisis inverso se fundamenta en que a partir de algunos puntos de medición en la red que muestran su estado hidráulico, se encuentran las características físicas de la red que producen dicho estado. En otras palabras, conocida la topología de la red, condiciones de frontera, datos aproximados de fricción, consumos y algunas mediciones de presión y caudal, se pueden conseguir las presiones en los nudos restantes que no fueron medidos, los caudales en las tuberías, la relación de fugas existentes, los factores de fricción y la distribución de consumos precisa en la red.

Por consiguiente el análisis inverso resulta una herramienta eficiente cuando se enfoca en la búsqueda de fugas en redes. Recientemente se han propuesto métodos exclusivos para cuantificar y localizar pérdidas de agua en sectores hidrométricos que se fundamentan en el análisis inverso ajustado con modelos matemáticos, algunas de estas técnicas fueron descritas en el *Capítulo 1.5*.

La calibración o problema inverso se puede realizar de forma manual o automática, la manual fue la única utilizada durante mucho tiempo y consiste en modificar sucesivamente los valores de los parámetros de la red a partir de los resultados obtenidos de la simulación, esto usando criterios establecidos por el encargado del modelo hasta lograr un ajuste satisfactorio.

Un ejemplo de este procedimiento enfocado en la localización de fugas es el método de ensayo y error, que permite ajustar los caudales de fugas en el modelo a través de las modificaciones de los coeficientes de fricción y de las demandas en la red con base en la experiencia del modelador.

Mientras que la calibración automática estima los valores de los parámetros de la red empleando técnicas y criterios de optimización para hacer más eficientes los cálculos (por ejemplo el método de máxima verosimilitud), además tiene la ventaja de obtener información adicional que con la calibración manual no es posible o resulta muy complicado de conseguir.

## 5.2 METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología presentada en este trabajo de tesis se formuló sobre la base del problema inverso, principalmente en el criterio propuesto por Tabesh *et al.* (2005). Esta metodología consiste en establecer una rutina de cálculo que estima los caudales de fugas en nodos y tuberías de sectores hidrométricos a través del uso alternativo de dos programas. Primero, el programa EPANET para la modelación y simulación hidráulica del sector, seguido del uso del programa MATLAB en el cual se elaboró un algoritmo que permite ajustar el valor del coeficiente de fugas  $C$  al mismo tiempo que evalúa los caudales de fugas.

Para cumplir con el objetivo de la investigación, que es cuantificar las fugas en sectores hidrométricos; bastó con analizar el modelo en estado permanente, pues las magnitudes de las fugas calculadas para una condición media es suficiente para identificar las fugas más significativas y su ubicación dentro del sector.

Una ventaja adicional de esta metodología es que mediante la representación gráfica de los caudales de fugas calculados, se pueden crear mapas de fugas según su magnitud usando la plataforma de ArcGIS y por medio de estos localizar las zonas, nodos o tuberías con los mayores caudales de fugas.

El procedimiento completo queda conformado por siete pasos principales que son aplicados luego de haber construido el modelo hidráulico del sector en EPANET, la descripción de cada punto se presenta enseguida.

### PASO 1. Evaluación del caudal de fugas para la asignación de consumos

El primer paso es la estimación del caudal de fugas con el método del caudal mínimo nocturno (CMN), el cual es referido como un balance de agua pero en el instante en que se presenta el CMN. En términos generales el método tiene el propósito de monitorear el caudal entre las 12:00 y 4:00 am para medir el caudal suministrado en la red cuando los consumos de los usuarios son bajos y los niveles de fugas son mayores, esto es cuando se presenta el caudal mínimo nocturno.

Entonces se obtiene el CMN a partir de un período específico de registros y se estima que parte corresponde a las roturas en tuberías, a las pérdidas de fondo y que fracción a los usos nocturnos. La clasificación de estos caudales se muestra en la Figura 5.1 donde se observa que el uso nocturno y las fugas de fondo se dividen adicionalmente en componentes más pequeños.

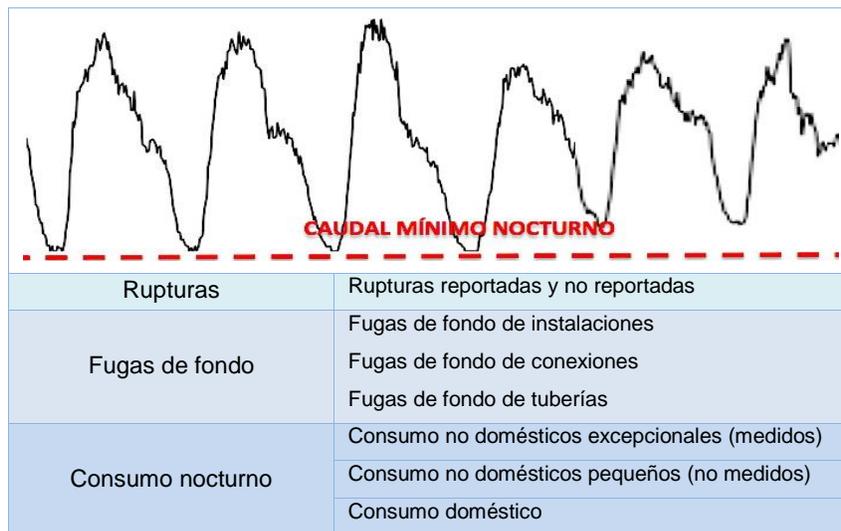


Figura 5.1 Componentes del Caudal Mínimo Nocturno. Fuente: Adaptado de McKenzie R. (1999)

Para identificar el caudal de fugas primero debe cuantificarse el caudal de consumos nocturnos, los cuales en la realidad no todos pueden ser medidos con precisión; sin embargo, pueden ser estimados utilizando reportes elaborados de varios estudios realizados en distintas partes del mundo, que contienen tablas con valores de consumos nocturnos típicos para diferentes empresas comerciales.

Después se valora el caudal de fugas de fondo que por lo general son relativamente pequeñas (menos de 250 l/h  $\approx$  70 mililitros por segundo) ubicadas en válvulas, juntas, hidrantes, grifos, medidores, tanques de inodoros, etc. existiendo la posibilidad de que su localización resulte una tarea poco rentable. Por eso en el *Informe E* de la WRC recomiendan valores en función de la condición de la infraestructura de la red.

Por último se suman los componentes del consumo nocturno y los correspondientes a las fugas de fondo para luego restarlos al caudal mínimo nocturno registrado, esta diferencia pertenece a las fugas por rupturas, caudales por errores de la instrumentación o errores en los valores seleccionados durante el cálculo de dichos componentes.

A pesar de lo anterior, un criterio simplificado para evaluar el caudal fugado en la hora del CMN es aplicando la Ecuación (5.1).

$$Q_{L,CMN} = Q_{CMN} - Q_{CN} \quad (5.1)$$

Donde:

- $Q_{L,CMN}$  Caudal fugado en la hora del CMN (l/s)
- $Q_{CMN}$  Caudal mínimo nocturno registrado en el período de medición (l/s)
- $Q_{CN}$  Caudal por consumos nocturnos (l/s)

Los consumos nocturnos de la expresión (5.1) incluyen también los componentes indicados en la Figura 5.1, donde los usos domésticos y no domésticos excepcionales se obtienen de las encuestas y medidores, pero debido al gran número de consumidores nocturnos a veces no es posible determinarse con precisión.

Así que en ausencia de tales estudios McKenzie (1999) propone una población activa durante la noche igual al 6% de la población total, indicando un consumo nocturno de 10 l/hab/h. Este consumo se deriva de los resultados de diversas investigaciones y representa el agua que se utiliza durante la noche en una vivienda, basado en el tanque de un inodoro estándar que puede variar según el país o región.

Por esta razón la Ecuación (5.1) representa la opción más práctica para evaluar el caudal de fugas en sectores hidrométricos. Sin olvidar que en este paso se considera el grado de aproximación que se desea con relación a los costos y al objetivo del estudio.

### Asignación de los consumos nodales

Una vez obtenido el caudal de fugas, se continua con la asignación de los consumos en los nodos del modelo, nombrados como  $Q_{C,i}$ . Para ello, se empleó el concepto de demanda en una red de distribución, que es igual a la suma del consumo más el caudal de fugas, tal como se indica en la Ecuación (5.2).

$$Q_{CT,i} = Q_{C,i} + Q_{L,i} \quad (5.2)$$

Donde:

- $Q_{CT,i}$  Demanda en el nodo i (l/s)

$Q_{C,i}$  Consumo en el nodo  $i$  (l/s)  
 $Q_{L,i}$  Caudal de fuga en el nodo  $i$  (l/s)  
 El subíndice  $i$  indica el nodo correspondiente

De este término se parte para expresar el consumo nodal con la expresión (5.3), donde el consumo total se divide entre el número de nodos tipo considerados en el modelo del sector hidrométrico.

$$Q_C = Q_S - Q_{L,CMN} \quad (5.3)$$

Donde:

$Q_C$  Consumo total (l/s)  
 $Q_S$  Gasto suministrado en el sector para una condición media (l/s)  
 $Q_{L,CMN}$  Caudal de fugas obtenido con el criterio del CMN (l/s)

De este modo, se ingresan los consumos nodales en EPANET y se calculan las presiones citadas  $P_i$ , que posteriormente son importadas al algoritmo de cálculo para la estimación del coeficiente de fugas  $C$ .

## PASO 2. Cálculo del coeficiente de fugas $C$

En este punto se comienzan los cálculos del análisis inverso en el código de MATLAB con la primera estimación del coeficiente de fugas  $C$ . En general, este coeficiente de fugas esta relacionado con el tipo de material, la edad, la calidad y otras especificaciones de la red.

Para este trabajo se aplica una expresión que se deriva de la ecuación más simple para representar el comportamiento hidráulico de las fugas en tuberías, pero con una ventaja adicional que se especifica en el punto tres. La expresión representa el caudal a través de un dispositivo que genera una pérdida de carga y queda escrita de la forma siguiente:

$$C = \frac{Q_{L,CMN}}{\sum_{i=1}^n \left( \sum_{j=1}^m \frac{L_{ij}}{2} P_i^N \right)} \quad (5.4)$$

Donde:

$C$  Coeficiente de fuga (l/s/m · m<sup>N</sup>)  
 $Q_{L,CMN}$  Caudal de fuga en el tiempo del CMN (l/s)  
 $L_{ij}$  Longitud de la tubería del nodo  $i$  al nodo  $j$  (m)  
 $P_i$  Carga de presión en el nodo  $i$  (m)  
 $N$  Exponente de fuga (adim)

Para  $i=1, \dots, n$  y  $j=1, \dots, m$ , siendo  $n$  el número de nodos y  $m$  el número de tuberías.

Un factor de gran influencia en el caudal de fugas es el exponente de fugas  $N$ , por eso se recomienda obtenerlo mediante estudios de campo para cada red en particular, esto a través de mediciones de caudales de fugas correspondientes a las diferentes presiones a las que sometió la red. Pero al carecer de estos datos debe valorarse un exponente de acuerdo con otras investigaciones que resulte apropiado a las características de la red en estudio.

Para calcular el coeficiente de fugas  $C$ , durante la calibración del modelo, se realizó una función específica en MATLAB que permite obtener fácilmente un coeficiente de fugas en cada iteración hasta lograr su ajuste, el diagrama de flujo de la función se muestra en la Figura 5.2.

### PASO 3. Determinación de las fugas nodales

Para el cálculo de las fugas nodales se emplea la versión simplificada de la ecuación del orificio, presentada en el *Capítulo 2*, que ha sido utilizada en varias investigaciones para la simulación de fugas como es el caso de Burrows *et al.* (2003), Covas *et al.* (2008), Tabesh *et al.* (2009) y Wu *et al.* (2013). Con la singular ventaja de suponer que las presiones en las fugas se ubican a la mitad de las tuberías, a partir de este concepto se plantea que el caudal total de fugas en las tuberías es asignado a sus nodos de entrada y salida,  $i$  y  $j$  respectivamente. Entonces, las fugas nodales son expresadas como:

$$Q_{L,i} = \sum_{j=1}^m \frac{L_{ij}}{2} C P_i^N \quad (5.5)$$

Donde:

- $Q_{L,i}$  Caudal de fuga en el nodo  $i$  (l/s),
- $L_{ij}$  Longitud de la tubería del nodo  $i$  al nodo  $j$  (m),
- $C$  Coeficiente de fuga (l/s/m.  $m^N$ ),
- $P_i$  Carga de presión en el nodo  $i$  (m)
- $N$  Exponente de fuga (adim).

Para  $j=1, \dots, m$  siendo  $m$  el número tuberías conectadas al nodo  $i$ .

Por otra parte, estudios en el Reino Unido han considerado que la longitud de las tuberías es más representativa que el número de conexiones para el cálculo de fugas en sistemas urbanos (Tabesh *et al.*, 2005).

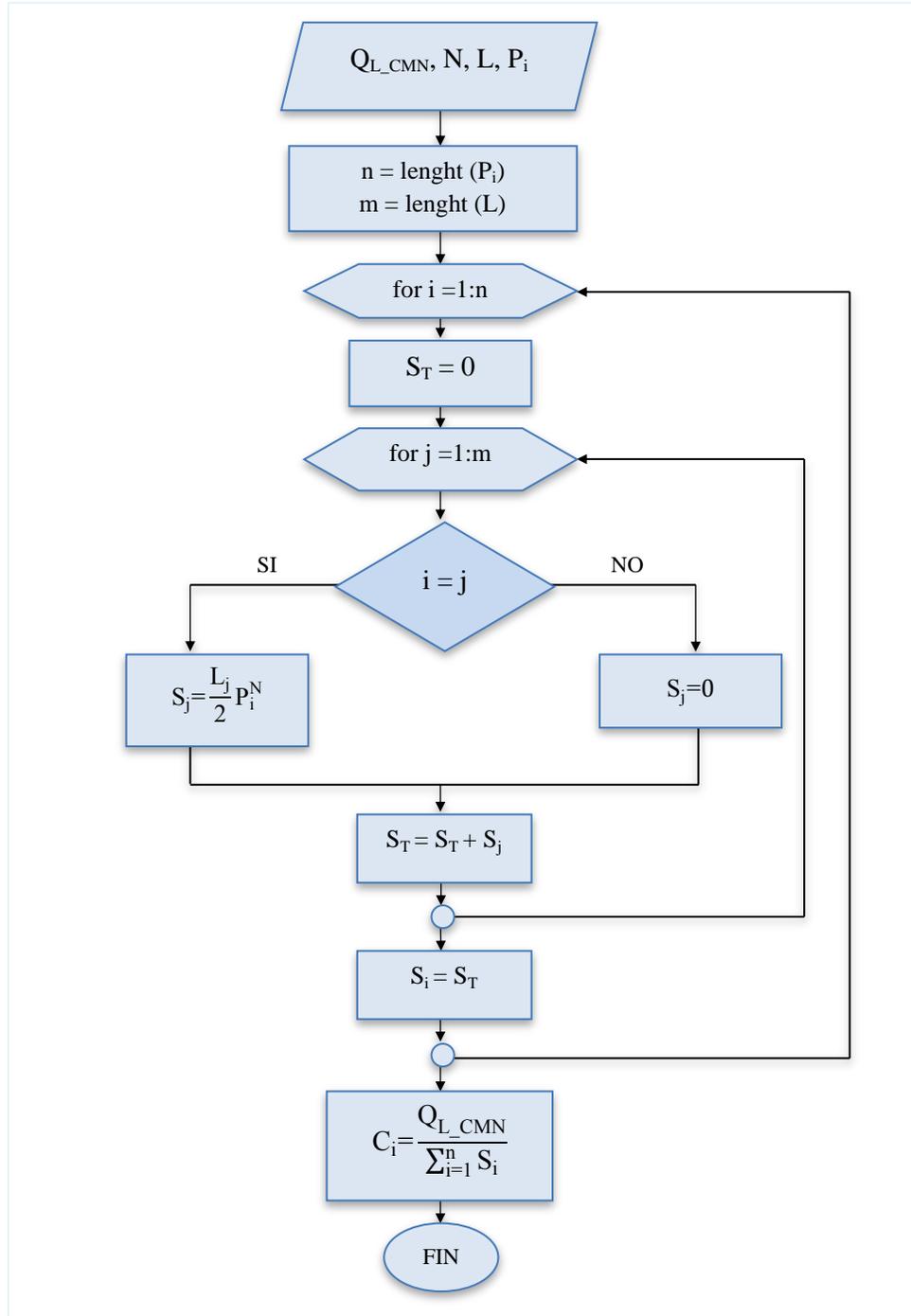


Figura 5.2. Algoritmo de cálculo del coeficiente de fugas  $C$

#### PASO 4. Actualización de los consumos nodales

Para la valoración realista del modelo hidráulico, es necesario incorporar los valores de fugas en los nodos. Por lo tanto, se actualizan los consumos nodales  $Q_{C,i}$  asignados inicialmente, adicionando a cada nodo los caudales de fugas calculados en el paso anterior, como lo señala la Ecuación (5.2):

$$Q_{CT,i} = Q_{C,i} + Q_{L,i} \quad (5.2)$$

Donde:

$Q_{CT,i}$  Demanda en el nodo  $i$  (l/s),

$Q_{C,i}$  Consumo en el nodo  $i$  (l/s)

$Q_{L,i}$  Caudal de fuga en el nodo  $i$  (l/s)

El subíndice  $i$  indica el nodo correspondiente.

Para llevar a cabo este proceso entre los programas Epanet y Matlab, se creó un archivo de tipo SCN que contiene los consumos iniciales más las fugas calculadas, el cual es importado como escenario en Epanet para obtener nuevamente las presiones en los nodos, pero ahora involucrando las fugas ( $P_{i,f}$ ).

#### PASO 5. Cálculo de las presiones $P_{i,f}$

Las nuevas presiones nombradas  $P_{i,f}$ , son aquellas que se calculan en EPANET después de agregar los caudales de fugas en el modelo, esta presiones también son importadas a MATLAB para cumplir con lo siguiente:

$$|P^{n+1} - P^n| < tol \quad (5.6)$$

Donde:

$P^n$  Presiones iniciales ( $P_i$  solo para la primera iteración)

$P^{n+1}$  Presiones actuales producidas con las demandas ( $P_{i,f}$ )

$tol$  Tolerancia propuesta

Si la similitud entre presiones no satisface la tolerancia establecida, se calculan nuevamente las fugas nodales descritas en el paso tres, pero ahora con las nuevas presiones ( $P_{i,f}$ ) y se siguen los pasos subsecuentes, así sucesivamente hasta cumplir con la tolerancia. En caso contrario, se continua con el paso 6 para seguir con el ajuste del coeficiente de fugas  $C$ .

Dado que el método reconoce la dependencia de la presión con las fugas, se establece la expresión (5.6) con el fin de ajustar los caudales de fugas en el modelo hidráulico usando un determinado coeficiente de fugas.

### PASO 6. Ajustes del coeficiente de fugas $C$

La calibración del coeficiente de fugas finaliza cuando se tiene una aproximación aceptable entre el caudal suministrado en el sector hidrométrico y el caudal total calculado en el modelo, entonces debe cumplirse la Ecuación (5.7).

$$Q_s \approx Q_{CT} \quad (5.7)$$

Donde:

$Q_s$  Caudal suministrado medido (l/s)

$Q_{CT}$  Sumatoria de las demandas nodales calculadas (l/s)

Por otro lado, si la diferencia es significativa debe cambiarse el coeficiente de fugas  $C$ . El criterio para esta modificación es ajustando el caudal de fuga en la hora del CMN mediante la afinación de los consumos nocturnos citado en la Ecuación (5.1).

### PASO 7. Cálculo de las fugas en las tuberías

La parte fundamental de la metodología presentada se centra en el ajuste del coeficiente de fugas  $C$ , pues al término de esta operación, se tendrá el modelo del sector hidrométrico calibrado con los caudales de fugas.

Por lo tanto, se pueden calcular los caudales de fugas en las tuberías con la expresión (5.8), a partir de los valores de fugas en los nodos, con este paso se concluye el método propuesto.

$$Q_{L,ij} = Q_{L,i} \frac{L_{ij}}{\sum L_i} + Q_{L,j} \frac{L_{ij}}{\sum L_j} \quad (5.8)$$

Donde:

$Q_{L,ij}$  Caudal fugado en la tubería

$Q_{L,i}$  y  $Q_{L,j}$  Tasas de fugas nodales

$L_i$  y  $L_j$  Longitudes totales de tuberías conectadas a los nodos  $i$  y  $j$  respectivamente

Todo lo anterior se puede expresar esquemáticamente en la Figura 5.3.

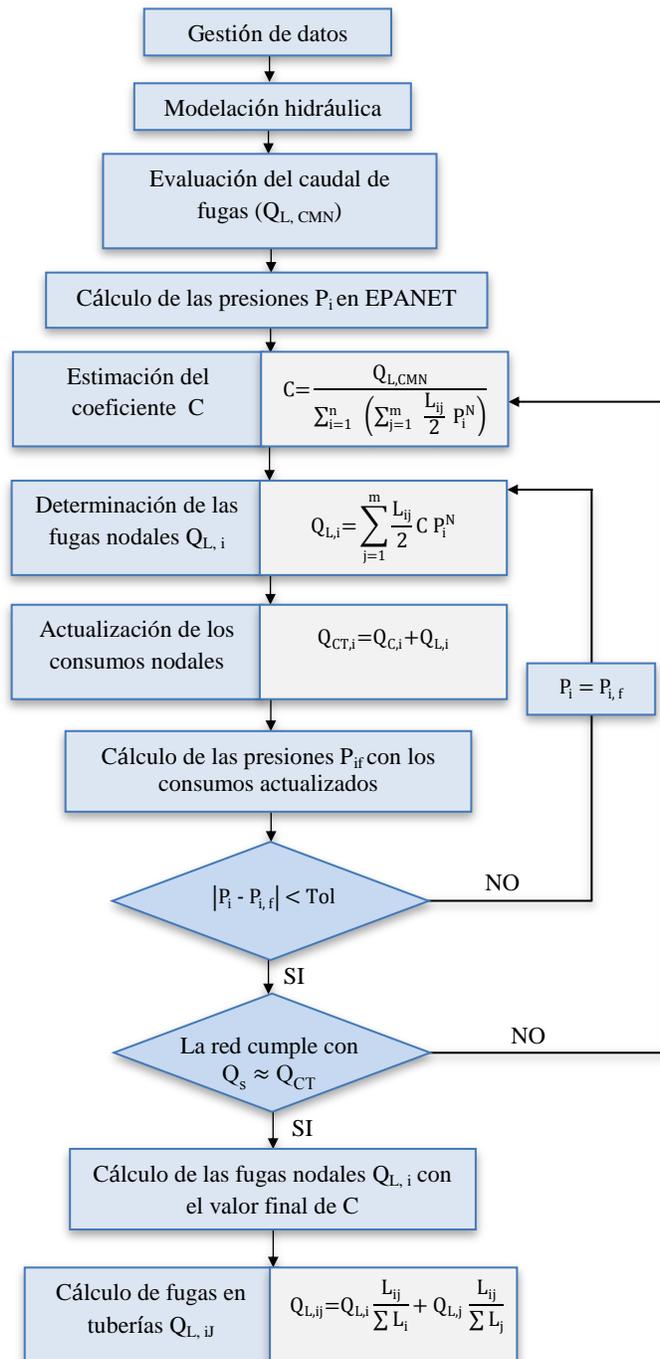


Figura 5.3. Esquema gráfico del algoritmo para el cálculo de fugas

## 6. APLICACIÓN DEL MODELO PROPUESTO

Para el análisis y validación de la metodología propuesta, fue aplicada en un sector hidrométrico de la red de agua potable de la Ciudad de México denominado “Las Águilas”, las características del sector son descritas en seguida, con el que se estudió el comportamiento de las fugas mediante dos condiciones distintas de operación.

La primera condición de cálculo se efectuó sin la operación de las válvulas reductoras de presión (VRP), es decir, con las válvulas totalmente abiertas. Mientras que la segunda condición fue establecida para el funcionamiento del sector cuando las válvulas reductoras de presión se encuentran operando, estos estados son referidos en el documento como condición I y condición II, respectivamente.

### 6.1 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE ESTUDIO

El sector hidrométrico “Las Águilas”, sitio de estudio, se encuentra en la delegación Álvaro Obregón ubicada al noroeste de la Ciudad de México, D.F. con altitud promedio de 2300 msnm; entre los paralelos 19° 14' y 19° 24' de latitud norte, y los meridianos 99° 10' y 99° 19' de longitud oeste (Figura 6.1).



Figura 6.1. Ubicación geográfica del Sector Las Águilas, delegación Álvaro Obregón, D.F.

En general, el Distrito Federal se distribuye en siete macrosectores que monitorean las entradas y salidas de agua por medio de medidores, que adquieren información vía remota de hasta el 95 por ciento de toda la operación de la red de distribución, en el año 2012 se

registró la instalación de 120 medidores para el control del agua suministrada en los siete macrosectores. El sector Las Águilas forma parte del macrosector III que se encuentra conformado por las delegaciones Álvaro Obregón, Cuajimalpa y Magdalena Contreras, ver Figura 6.2.

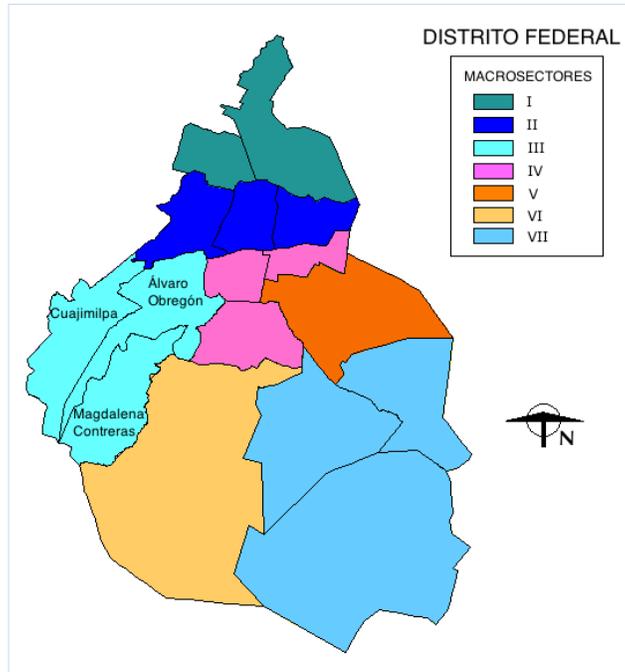


Figura 6.2. Sitio de los macrosectores del Distrito Federal

La zona en la que se encuentra el sector hidrométrico Las Águilas es un área rodeada por una serie de barrancas con desniveles considerables del terreno, debido a esto los límites del sector se definieron de forma natural, como se muestra en la Figura 6.3, siendo además la causa principal de las altas presiones en la red de distribución.



Figura 6.3. Límites del sector hidrométrico Las Águilas

En un inicio, el sistema de distribución del sector Las Águilas operaba por bombeo a partir de seis tanques. En la actualidad, se mantiene un suministro continuo por gravedad a través de cinco tanques con los que se abastece una población aproximada de 35 028 habitantes. El abastecimiento de agua potable de la zona proviene del acueducto Lerma Sur - Portal 29, indicado en la Figura 6.4, de esta fuente se deriva una línea de conducción de 20 pulgadas hasta el Tanque 6 que conduce el agua dentro del sector mediante una serie tanques que controlan la presión y regulan el agua de la red. El Tanque 6 es el tanque de mayor elevación, de éste se parte para transportar el agua a los otros tanques más bajos, hasta llegar al Tanque 2.



Figura 6.4. Representación de la toma de agua e infraestructura hidráulica del Portal 29

En la Figura 6.5 se muestra la localización de la toma de agua (Portal 29) y la distribución de los tanques de almacenamiento, así como la ubicación del Tanque 1 que era utilizado cuando el sector operaba por bombeo y actualmente se encuentra fuera de servicio.

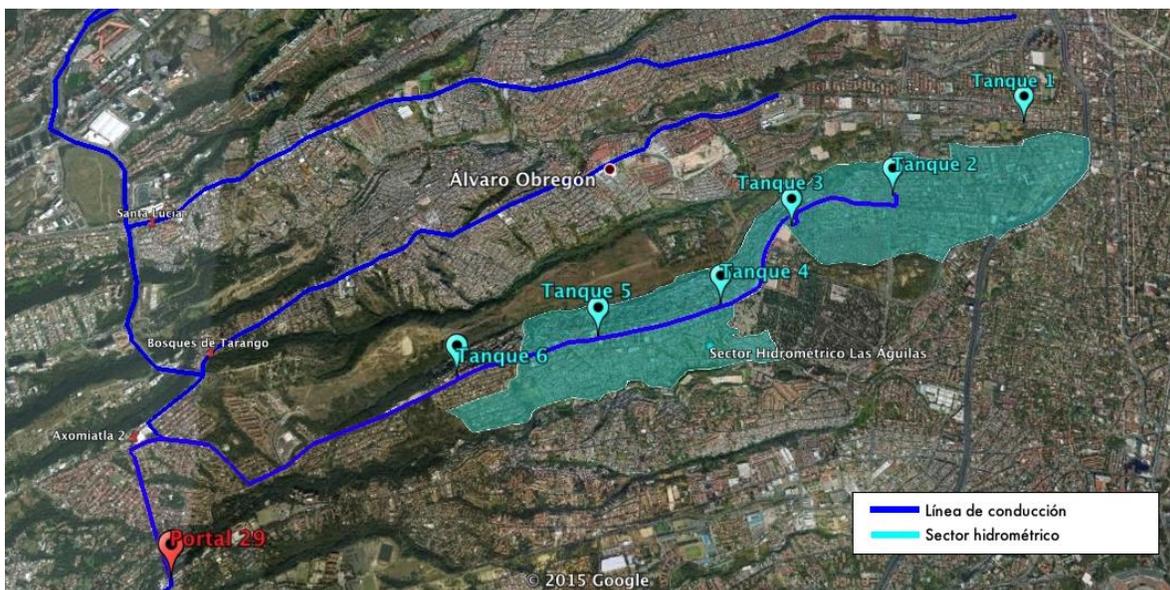


Figura 6.5. Localización del Acueducto Lerma Sur - Portal 29

Las características de la estación de medición en la fuente de abastecimiento y de los tanques que componen el sector, se presentan en las Tablas 6.1 y 6.2, datos proporcionadas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX). En lo que respecta a los medidores de los tanques, se tiene que solo el Tanque 6 se encuentra monitoreado por dos medidores electromagnéticos, uno para registrar los caudales que provienen de la fuente de abastecimiento (Medidor ABB) y otro para supervisar los caudales suministrados del tanque correspondiente (Medidor Badger Meter Europa).

Tabla 6.1. Información de la estación de medición en la fuente de abastecimiento

Sitio	No. Medidores	Tipo de medidor	Diámetro (pulgadas)	Observaciones
Portal 29	2	Electromagnético de carrete	12	Medidores en funcionamiento. Sistema de telemetría sin conocer su operación

Tabla 6.2. Características de los tanques en el sector Las Águilas

Tanque	Capacidad (m <sup>3</sup> )	Tipo de medidor	Observaciones
Las águilas 6	500	Electromagnético de carrete	Funcionando
Las águilas 5	500	Electromagnético de carrete	Funcionando
Las águilas 4	500	Electromagnético de carrete	Funcionando
Las águilas 3	500	Electromagnético de carrete	Funcionando
Las águilas 2	500	Electromagnético de carrete	Funcionando
Las águilas 1	---	---	Fuera de servicio

A continuación, se muestran algunas fotografías de estas estructuras de almacenamiento en la Figura 6.6.

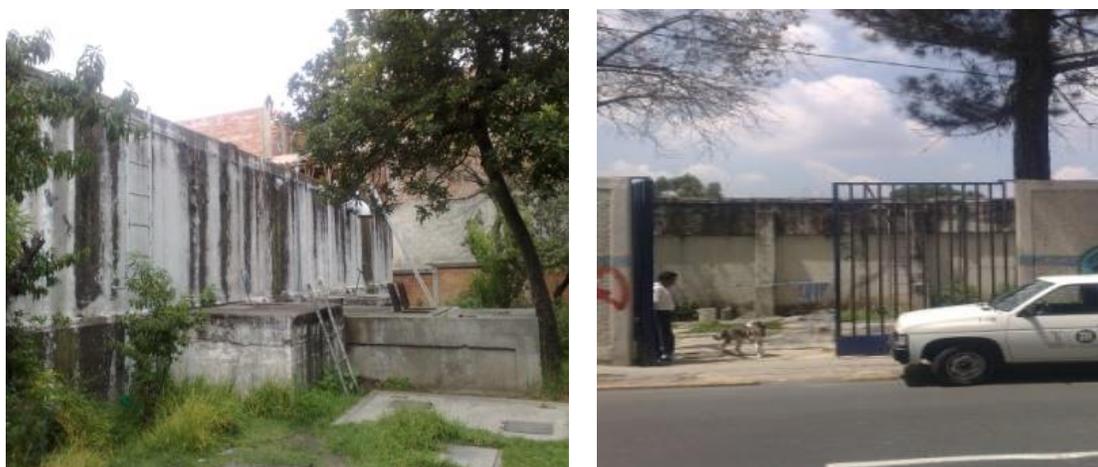


Figura 6.6. Tanques de almacenamiento y regulación en el Sector Las Águilas

En el año 2013 se realizó una campaña de detección de fugas en el sector Las Águilas con la que se descubrieron 15 fugas, de las cuales sobresalieron las fugas no visibles ubicadas en la red secundaria, mostradas en la Figura 6.7. Esta actividad se llevó a cabo por el personal de automatización y control de redes del SACMEX, junto con las campañas de medición de caudales y presiones para el análisis hidráulico del sector.



Figura 6.7. Fugas detectadas en el Sector Las Águilas. Fuente: SACMEX (2013)

Con el análisis hidráulico del sector hidrométrico se estimó un volumen producido de 610,775 m<sup>3</sup>/bim y un volumen consumido de 384,173.99 m<sup>3</sup>/bim el cual se detalla en la Tabla 6.3, la diferencia entre estos volúmenes determinaron las pérdidas potenciales que resultaron de 226,601 m<sup>3</sup>/bim.

Tabla 6.3. Resumen del volumen consumido

Tipo de uso	Consumo unitario (m <sup>3</sup> /bim)	No. Usuarios	Volumen consumido (m <sup>3</sup> /bim)
Doméstico	40.45	8,795	355,757.75
Mixto	26.36	423	11,150.28
No doméstico	59.13	292	17,265.96
<b>Total</b>			<b>384,173.99</b>

Fuente: SACMEX (2013)

De esta manera, el SACMEX determinó un valor de fugas para el sector Las Águilas del orden del 37 % del caudal suministrado, donde este índice probablemente se ve afectado por las altas presiones en la red.

Ante esta situación fue necesario el control de las presiones en la red mediante la calibración de las válvulas reductoras de presión (VRP). Recientemente el sector se encuentra controlado por 13 válvulas reductoras de presión como se indica en la Figura 6.8, encargadas de mantener las presiones dentro de las especificaciones en el sector.

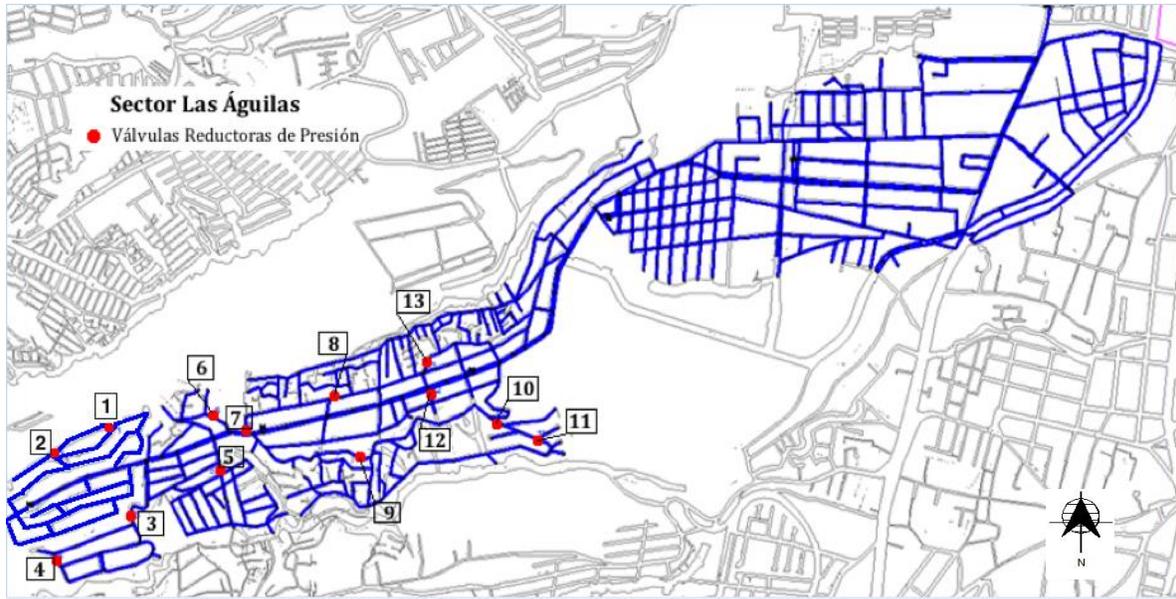


Figura 6.8. Ubicación de las Válvulas Reductoras de Presión

Las presiones establecidas para las válvulas VRP durante su calibración en el año 2013 se muestran en la Tabla 6.4. Aunque para el desarrollo de este trabajo fue necesario ajustar nuevamente las presiones en las válvulas 10, 11, 12 y 13, cuyos valores finales en la regulación se exponen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.4. Presiones establecidas en las VRP del sector Las Águilas

No. Válvula	Presión aguas arriba (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión aguas abajo (kg/cm <sup>2</sup> )
1	7.70	2.00
2	5.10	2.10
3	4.70	2.50
4	4.20	2.00
5	3.50	1.90
6	4.80	Sin condiciones para calibrar
7	3.50	1.50
8	2.00	2.00
9	4.00	2.00
10	5.00	1.60
11	3.50	1.90
12	6.50	2.00
13	4.10	1.00

Fuente: SACMEX (2013)

En la Tabla 6.5 se presentan las particularidades de las válvulas VRP, así como las válvulas de flotador (VF) que también se incluyen dentro del sector para el control de los niveles de agua en los tanques.

Tabla 6.5. Características de las válvulas del sector hidrométrico Las Águilas

No. válvulas	Tipo de válvula	Marca	Diámetro (pulgadas)	Estado inicial de válvulas
13	VRP	Bermad	6	Válvulas calibradas
5	VF	Bermad	12	Funcionando correctamente

En lo que respecta al sistema de tuberías, la línea que transportan los mayores caudales en cada uno de los tanques esta formada por tuberías de 508 mm (20") y 305 mm (12") de diámetro, mientras que las tuberías que distribuyen el agua a los usuarios tienen diámetros de 152 mm (6") y 100 mm (4"). En la Figura 6.9 se muestra el trazado de la red de distribución del sector clasificada por diámetros.

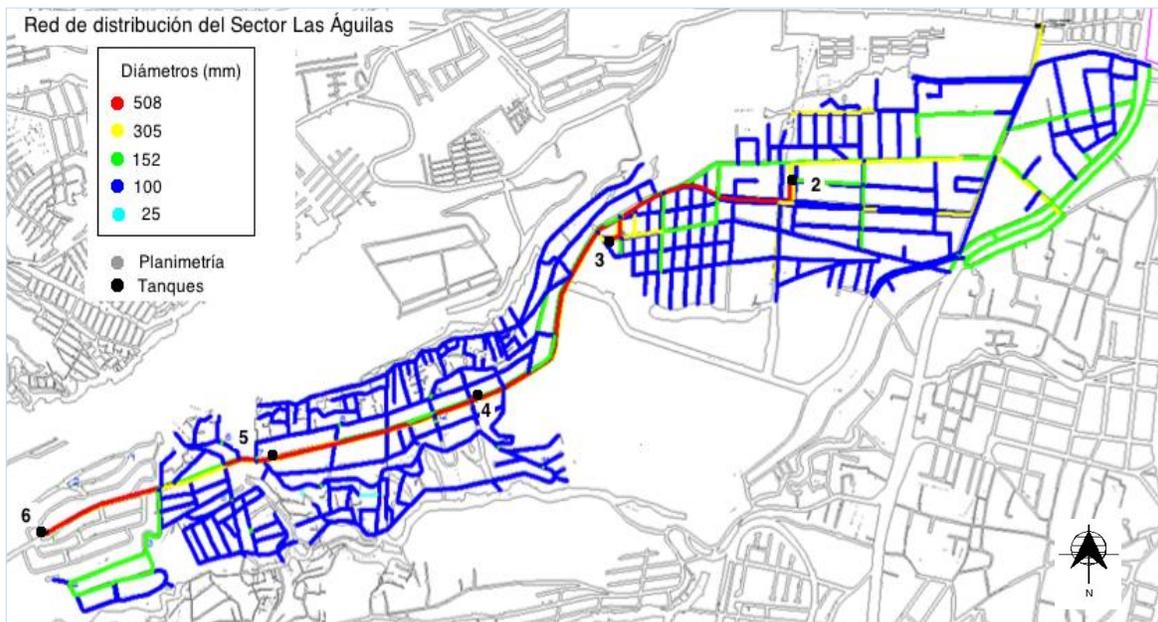


Figura 6.9. Red de suministro de agua del sector Las Águilas, clasificada por diámetros

En la Figura 6.10 se muestra el perfil longitudinal de la línea principal de la red, formado a partir del Tanque 6 al Tanque 2, resultando un desnivel de 223.13 m, debido a esta topografía existen zonas en la red que presentan fuertes variaciones de presión y una cantidad considerable de fugas.

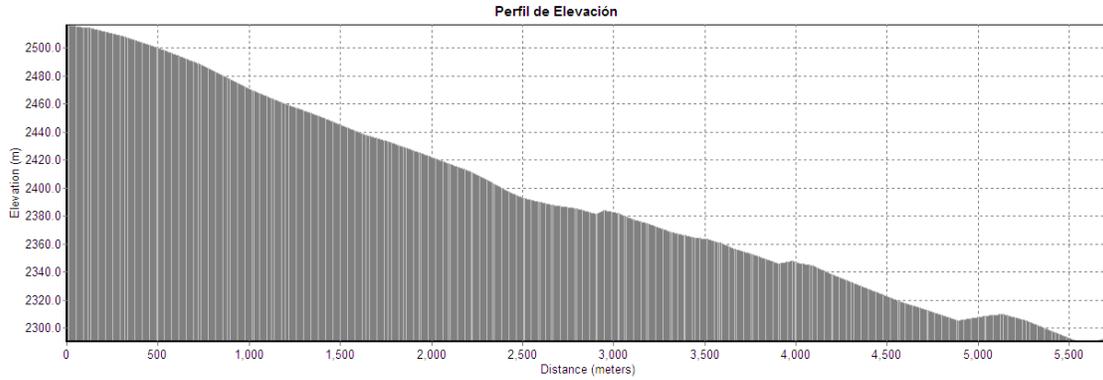


Figura 6.10. Perfil longitudinal de la línea principal del sector Las Águilas

De igual forma se realizaron los perfiles longitudinales de las tuberías entre los tanques de almacenamiento y los puntos más bajos de su área de influencia, con los que se valoraron desniveles entre 62 y 124 m, demostrado en la Figura 6.11.

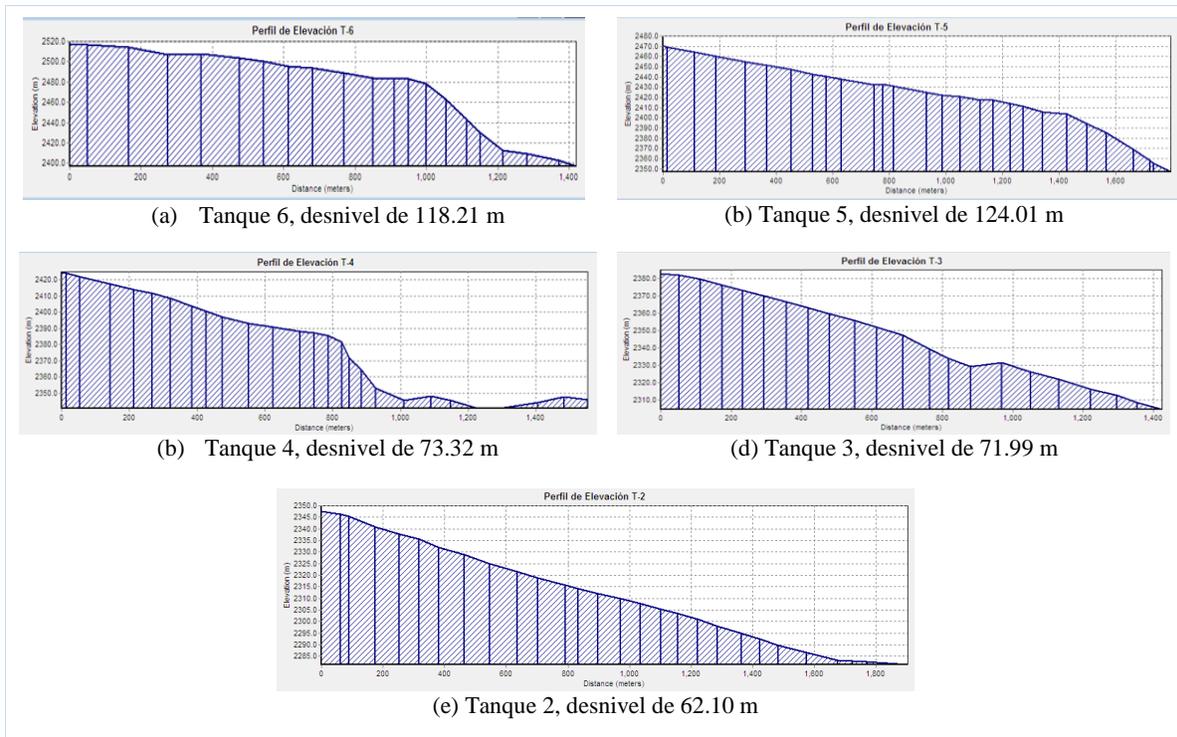


Figura 6. 11. Perfiles longitudinales en el sector Las Águilas

Los desniveles de la zona se muestran también a través de curvas de nivel cada cinco metros en la Figura 6.12.

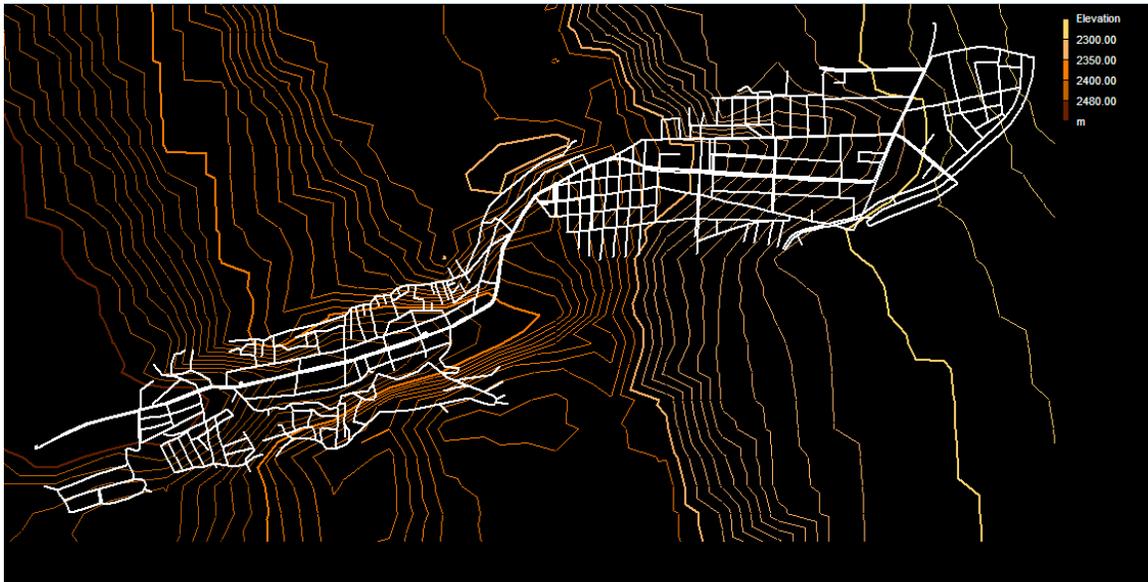


Figura 6. 12. Curvas de nivel en la red del sector Las Águilas

A la vez el sector hidrométrico Las Águilas se encuentra dividido en cinco subsectores que corresponden a cada una de las zonas de influencia de los tanques, establecidos principalmente para distribuir el agua eficazmente a todos los usuarios y mejorar la eficiencia del sector (Figura 6.13).

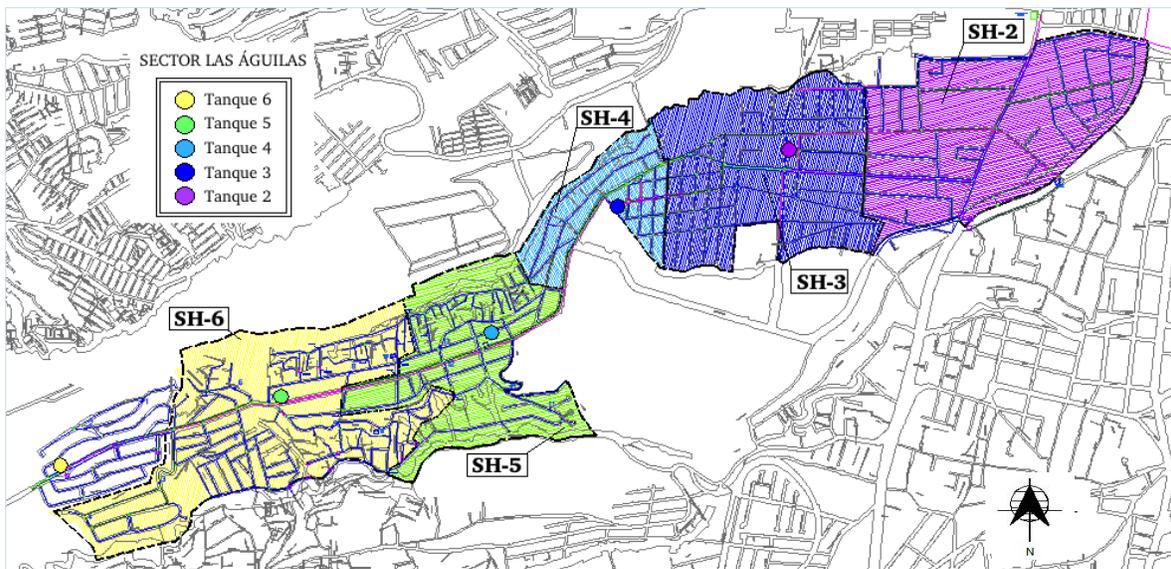


Figura 6. 13. Límites de los subsectores dentro del sector Las Águilas

En este trabajo de tesis se analizó el sector que pertenece a la zona abastecida por el Tanque 5, citado en el documento como sector SH-5, el cual abastece una población de 8,769 habitantes aproximadamente, dato determinado mediante una selección de usuarios en el Sistema de Información Geográfico del SACMEX.

El sistema de distribución del sector SH-5 se encuentra controlado por cuatro válvulas reductoras de presión y tres válvulas de seccionamiento (VS), señaladas en la Figura 6.14, donde las tuberías son todas de Asbesto-Cemento (AC). La particularidad del sector con respecto a los cuatro restantes es la existencia de las presiones de mayor magnitud.

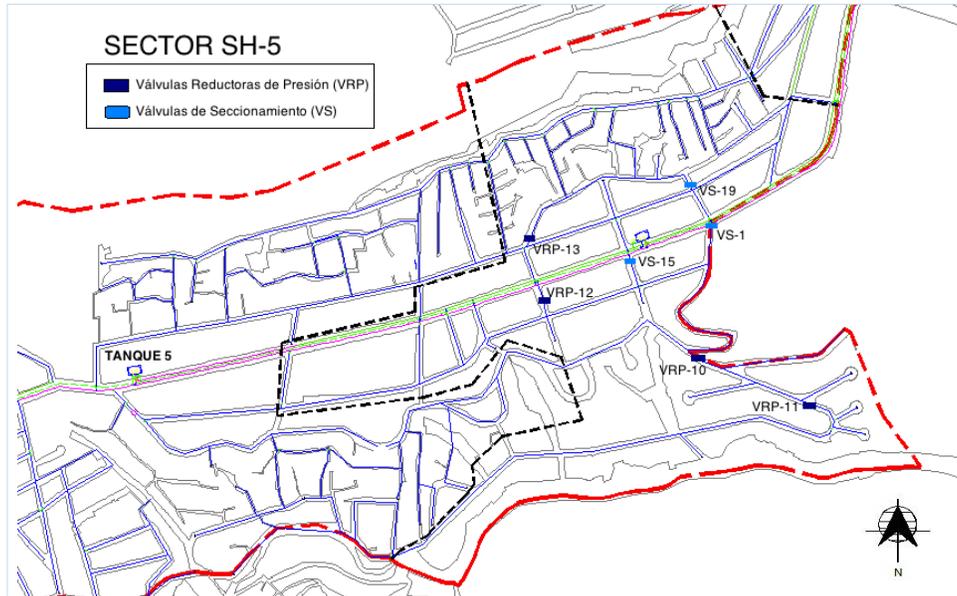


Figura 6. 14. Ubicación de las válvulas en el sector SH-5

### Mediciones en el sector hidrométrico SH-5

Para elaborar el modelo de simulación del sector SH-5 y estimar el caudal de fugas por medio de un análisis hidráulico, primero fueron necesarias las operaciones de medición de caudales y presión.

El equipo utilizado para las mediciones de caudal en el Tanque 5 es un medidor electromagnético de la marca Badger Meter Europa GmbH, con detector tipo II con brida de conexión o de carrete que se insertó en la tubería de salida del tanque con diámetro nominal DN 305 mm (12 pulgadas).

Un medidor de este tipo es el que mejor se ajusta para la industria del agua potable, pues al no tener partes móviles el caudal no se obstruye en ningún momento, es un sistema simple que funciona muy bien y requiere mucho menos mantenimiento que los medidores mecánicos. Con una ventaja adicional muy importante, su capacidad de medición es independiente de las propiedades físicas del líquido, tales como viscosidad, densidad o temperatura.

El medidor electromagnético Badger Meter Europa dispone de un amplificador tipo ModMAG® M 2000 de la misma marca, que cuando se encuentra en el modo de medición indica en el display el caudal actual así como los caudales totales, en este caso el amplificador se encuentra montado en la estación de medición del Tanque 5, como se muestra en la Figuras 6.15.

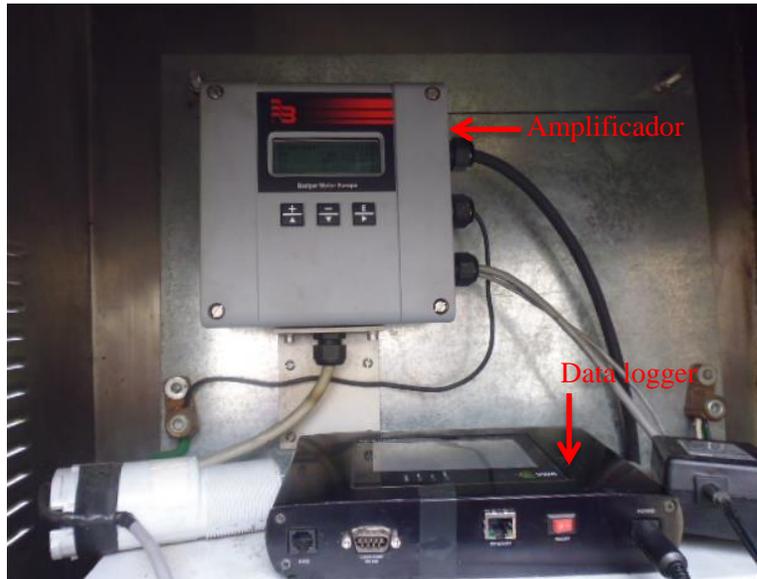
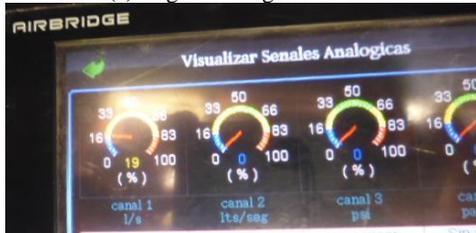


Figura 6.15. Estación de medición de caudal en el Tanque 5

En la misma estación de medición se montó un registrador de datos o data logger para monitorear y almacenar los caudales registrados cada 15 minutos, ver Figura 6.16. La información técnica de los equipos de medición se puede revisar en el Anexo I.



(a) Registro del gasto inicial



(b) Monitoreo de caudales



(c) Configuración del equipo

Figura 6.16. Mediciones de caudal en el Tanque 5

Las operaciones de medición fueron desarrolladas por el personal de operación del SACMEX, para la condición I se realizaron mediciones de caudal en un período de dos semanas. El registro continuo de los caudales suministrados en el sector SH-5 se muestra en la Figura 6.17, donde no se aprecian consumos excepcionales ni tampoco variaciones notables en los caudales nocturnos.

De estas mediciones se estimó un gasto medio de 23.76 l/s que equivale al gasto suministrado en el sector para una condición media.

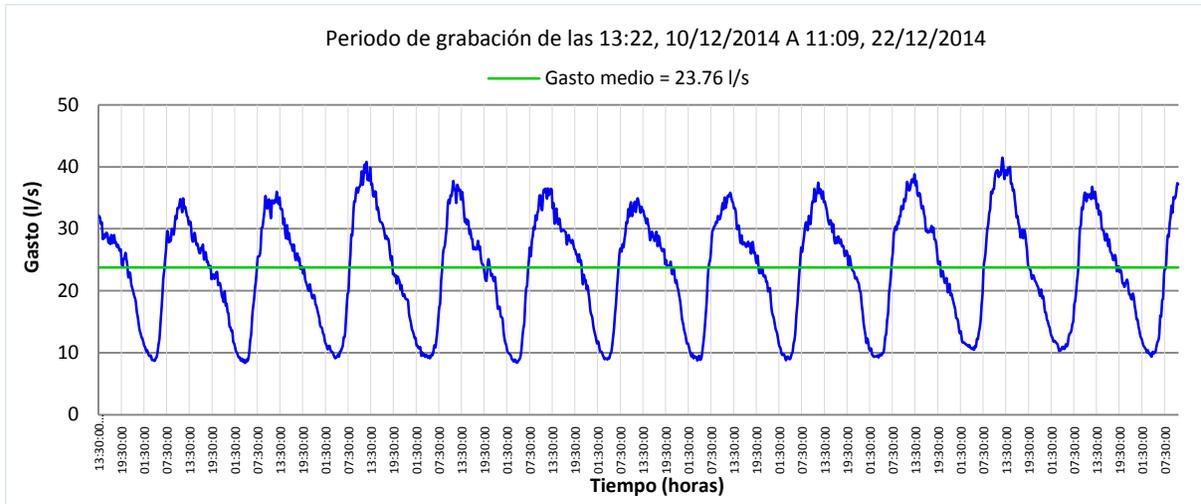


Figura 6. 17. Registro continuo de caudales suministrados en el SH-5, para la Condición I

Posteriormente, se calibraron las válvulas VRP para poder iniciar las operaciones de medición durante el control de las presiones, condición II, las actividades de calibración se llevaron a cabo en dos días, donde el personal de operación del SACMEX se encargó de ajustar la operación de las válvulas hasta reducir las presiones en la zona de influencia a valores óptimos sin dejar de abastecer dicha zona.

La calibración de las válvulas resultó menos complicada al partir de los valores establecidos en calibraciones anteriores (Tabla 6.4), de esta manera se llegaron a los valores finales de presión de la Tabla 6.6.

Tabla 6.6. Presiones establecidas en las VRP del sector SH-5 durante su calibración

Nº válvula	Presión aguas arriba (kg/cm <sup>2</sup> )	Presión aguas abajo (kg/cm <sup>2</sup> )	Fecha
10	5.5	1.6	21/05/2015
11	4.5	2.0	21/05/2015
12	2.5	1.6	20/05/2015
13	4.5	1.0	20/05/2015

Una vez calibradas las válvulas reductoras de presión se comenzaron las segundas mediciones de caudal. Pero surgieron inconvenientes y se lograron mantener calibradas solamente tres días, esto a causa de algunos movimientos inapropiados en las válvulas por los usuarios de la red. Pues existen casos en que los usuarios ingresan en las cajas de las válvulas VRP para manipularlas inadecuadamente con el fin de tener mayor presión en sus domicilios, generando este problema.

A pesar de esto, se hicieron las mediciones durante dos semanas, el registro completo se muestra en la Figura 6.18, con el que se determinó un gasto medio de 13.33 l/s para los días que se mantuvieron calibradas las válvulas reductoras de presión, valor semejante al gasto medio obtenido de todo el período de medición.

En la misma figura se observa la caída de caudal en algunos días durante la noche, este comportamiento pudo ser causado por movimientos del operador, o bien que el flujo en ese instante tuvo una velocidad menor a la mínima requerida por el medidor.

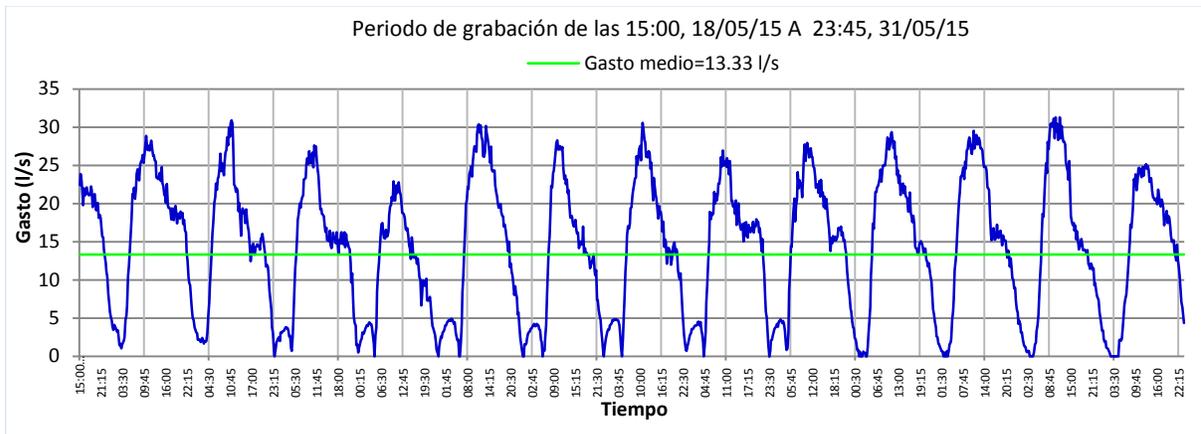


Figura 6. 18. Registro continuo de caudales suministrados en el SH-5, para la Condición II

Por otra parte, en el caso de las mediciones de presión pudieron haberse realizado con un manómetro comercial conectado en las tomas domiciliarias del sector. Sin embargo, el uso de equipos más modernos como los registradores de datos o data logger facilitan un gran número de mediciones y minimizan el error de lecturas en las tomas.

Por esta cuestión, se emplearon data loggers con sensores que se instalaron en las tomas domiciliarias, con los que se registraron y almacenaron las presiones ordenadas cada 15 minutos en cinco puntos distribuidos del sector, los cuales son indicados esquemáticamente en la Figura 6.19. Existen distintas recomendaciones por diferentes autores sobre cuantos puntos y donde debe medirse la presión, según López (2000) deben realizarse mediciones al menos un 20% de los nodos de la red o sector y deben ser registradas en puntos próximos a

los nodos del modelo. Sin embargo, en este caso para aprovechar el máximo el limitado número de los medidores de presión y por cuestiones prácticas, se establecieron cinco áreas dentro del sector con variaciones mínimas de presión, donde fueron instalados los cinco medidores disponibles.



Figura 6. 19. Localización de los puntos de medición de presión en el sector SH-5

Los primeros registros de presión se efectuaron sin la operación de las válvulas VRP (Condición I) para un período de seis días, donde se registraron cargas de presiones mínimas de 7.0 m, que aumentaron considerablemente durante la noche alcanzando valores de 111.85 m, ver Figura 6.20. Durante este registro las mediciones en el punto P3 no se completaron correctamente debido a fallas de lectura en el medidor.

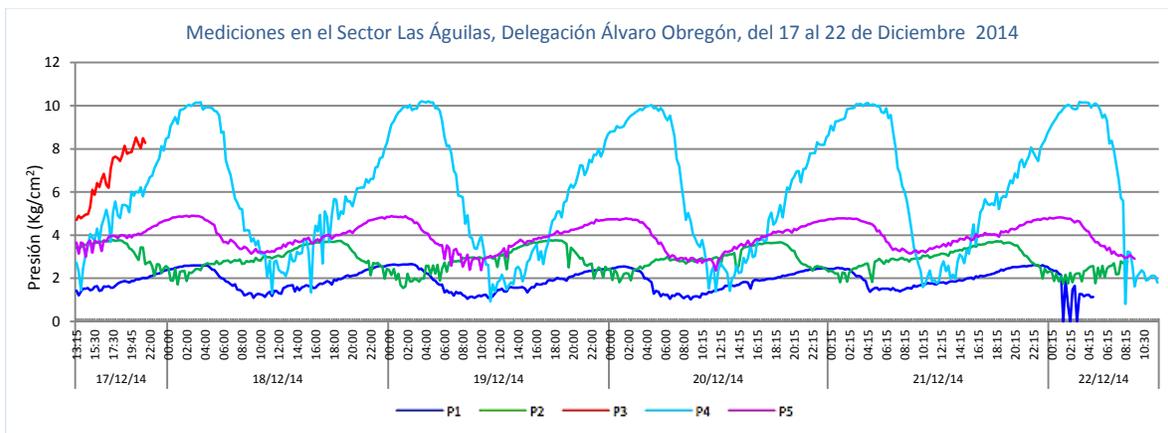


Figura 6. 20. Registro de presión en el sector SH-5, sin operar válvulas VRP

Luego se realizaron las segundas mediciones de presión durante una semana (Condición II), donde se mantuvieron calibradas las válvulas VRP solamente tres días por las causas ya mencionadas, del 21 al 23 de mayo del 2015.

Los registros se muestran en la Figura 6.21 donde las cargas de presiones en el punto P4 que antes superaban los 100 m se mantienen en el rango de 7.0 a 12.0 m durante el control de presiones, también se aprecia que las presiones regresan fácilmente a su estado original si las válvulas VRP se dejan de operar, incluso con la calibración de las válvulas VRP los puntos P1, P2 y P5 no se vieron afectados.

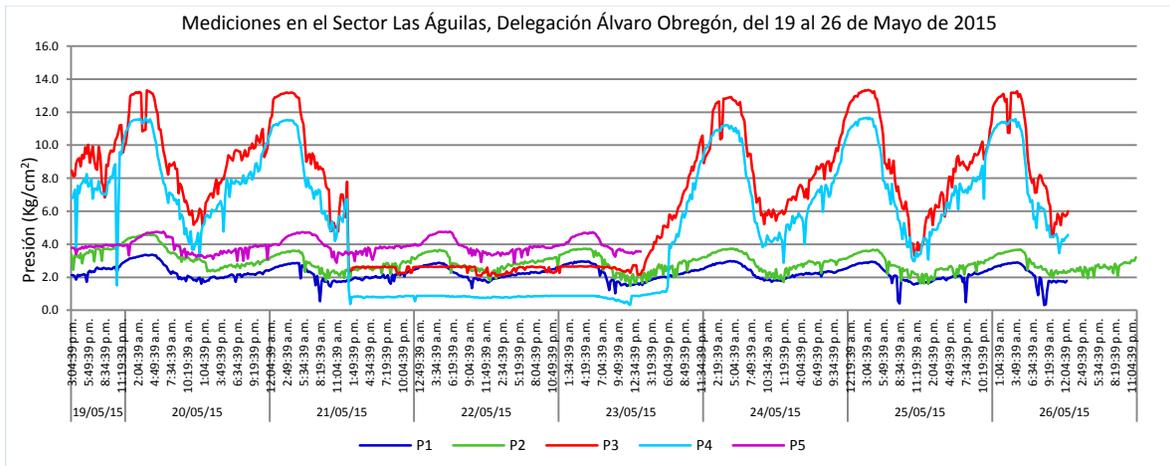


Figura 6. 21. Registro de presión en el sector SH-5, operando válvulas VRP

Un punto importante en las mediciones de presión es que los registros presentados gráficamente fueron filtrados, esto consistió en eliminar las frecuencias menos significativas y se arreglaron con aquellas presiones de mayor importancia. En la Figura 6.22 se muestran algunas fotografías tomadas durante la instalación de los equipos de medición en cada uno de los puntos señalados previamente.





Figura 6. 22. Medición de presión con Data logger en tomas domiciliarias del sector SH-5

## 6.2 MODELO HIDRÁULICO DEL SECTOR SH-5

Otra parte fundamental de la investigación es la modelación y simulación hidráulica del sector hidrométrico, pues con esta actividad se reproducirá el comportamiento hidráulico de la red de estudio y en efecto se obtendrán las presiones en los nodos que serán utilizadas en el algoritmo de cálculo para estimar el caudal de fugas.

Para ello, se empleó el programa EPANET con el cual se realizaron simulaciones en estado permanente para una condición media representativa, que se estableció de acuerdo con las características del método formulado para cuantificar fugas en sectores hidrométricos.

Como primer paso, se realizó la recopilación de información, en este punto se obtuvieron las características de cada uno de los elementos que componen la red del sector, como la topología de la red, las características de las tuberías, válvulas y tanques de

almacenamiento, desde su plan de operación hasta aquellos aspectos esenciales para representar el sector lo más real posible. Esta etapa se desarrolló a partir de los planos actualizados de la red de distribución y del modelo hidráulico de la red completa del sector Las Águilas, información proporcionada por el SACMEX, el plano de la red secundaria de agua potable de la delegación Álvaro Obregón se muestra en la Figura 6.23.

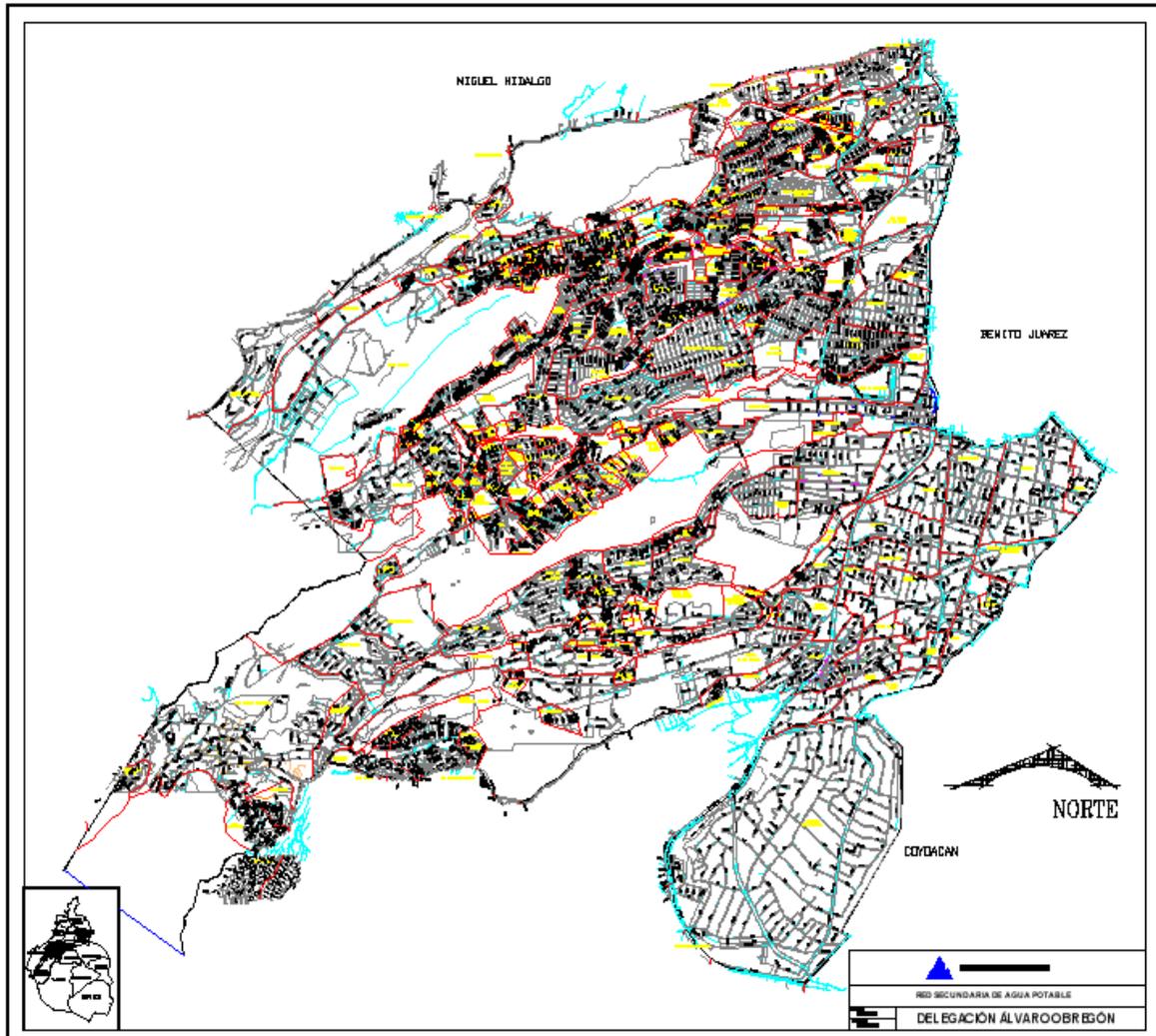


Figura 6. 23. Plano de la red secundaria de agua potable de la delegación Álvaro Obregón. Fuente: SACMEX

En este paso también se incluyen las visitas en campo con las que se verificó el funcionamiento adecuado de la válvula en el tanque 5, se encontró la caja de la válvula VRP-10 inundada y que la válvula VRP-14 había sido manipulada por los usuarios de red ocasionando desajustes en su operación. Con todos los datos seleccionados y actualizados del sitio de estudio se iniciaron las correcciones y simplificaciones en el modelo hidráulico del sector Las Águilas, expuesto en la Figura 6.24.

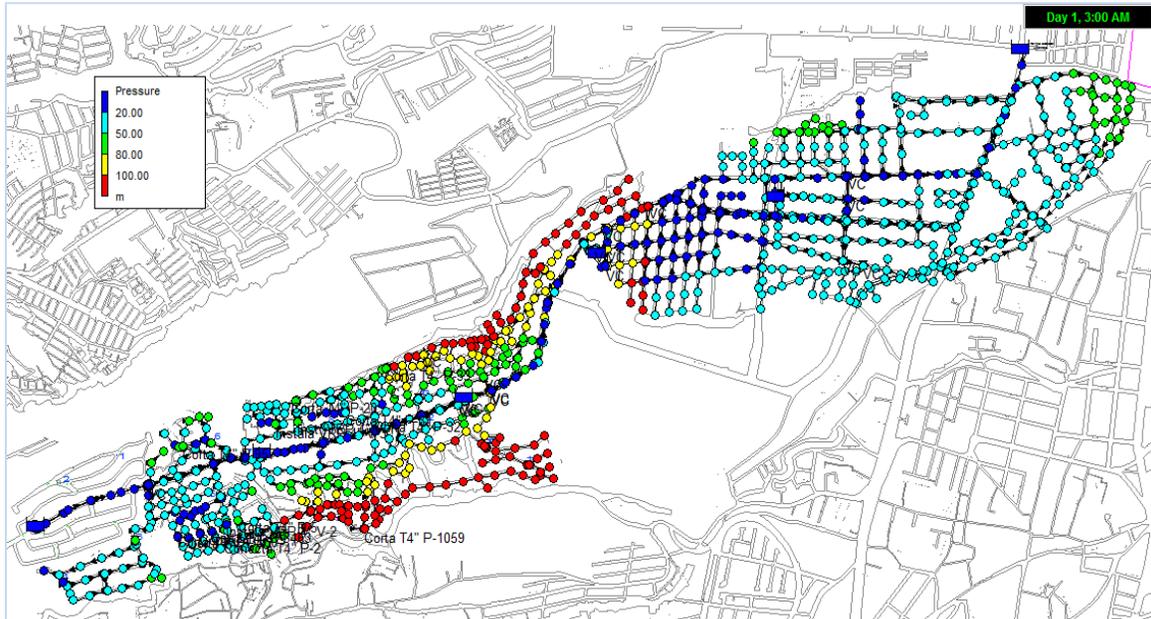


Figura 6. 24. Modelación del sector Las Águilas en EPANET

Entonces, mediante un tratamiento a toda la información recabada del sitio incluyendo el modelo de la red completa, se elaboró la esquematización del sector SH-5, donde se realizaron las siguientes actividades principales:

- Eliminación de tuberías y válvulas que no estaban registradas en los planos actualizados del proyecto.
- Se cambiaron los estados de algunas tuberías, es decir, en el modelo se encontraban como cerradas y actualmente operan como tuberías abiertas.
- Se incluyeron dos cortes de tuberías en el modelo que fueron efectuados recientemente.
- Se agregó la operación actual de las válvulas VRP para la condición II.
- Eliminación de la línea de conducción principal que inicia en la fuente de abastecimiento (Portal 29) hasta el tanque 2.
- Verificación del tipo de material y coeficiente de rugosidad de las tuberías.
- Se hizo una revisión de las elevaciones en los nodos del modelo para reafirmar los valores empleados.

Al concluir la esquematización del sector se enumeraron los nodos y las tuberías que resultaron de las simplificaciones y ajustes, comenzando con el número 1 hasta el número total de cada elemento. Este cambio se generó para que los identificadores de estos elementos (ID's) se reconocieran fácilmente dentro del código elaborado en el programa MATLAB. El resumen de los componentes principales del sector SH-5 según el modelo en EPANET se expone en la Tabla 6.7.

Tabla 6. 7. Resumen del modelo hidráulico del SH-5

Número de nodos	183
Número de tuberías	196
Longitud total (m)	9 642
Rango de diámetros (mm)	[305-100]
Número de válvulas	6
Cota del Tanque 5 (m)	2473
Desnivel máximo en el sector (m)	124
Coefficiente de rugosidad D-W (mm)	0.06

Una vez conformado el modelo hidráulico se asignaron las demandas nodales de manera uniforme, es decir, el caudal suministrado medido fue distribuido en cada uno de los nodos del modelo, para ambas condiciones. Este enfoque es utilizado sólo para ajustar el modelo hidráulico y revisar su funcionamiento hidráulico pues en la aplicación de la metodología se tratan por separado los caudales de consumos y las fugas.

Por último, se ejecutan las simulaciones del sector en EPANET para comprobar que la representación y conexión de cada elemento son lógicos, así se obtienen los caudales circulantes en las tuberías y las presiones en los nodos en el instante de tiempo en estudio (20:15 horas), ver Figura 6.25.

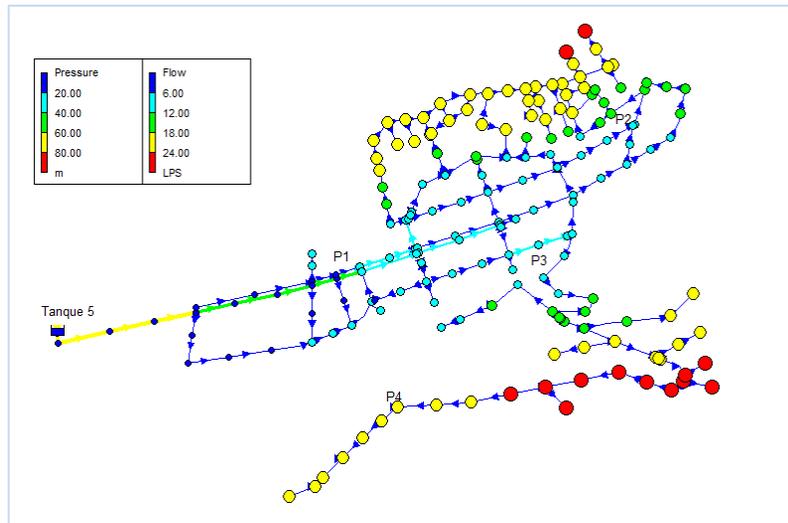


Figura 6. 25. Simulación del sector hidrométrico SH-5 para la condición I

Después de confirmar el funcionamiento del modelo hidráulico, se considera que se trata de una representación del sistema de distribución del sector SH-5 formado por tuberías de 30 años de edad aproximadamente, con varias modificaciones desde su construcción hasta la fecha, y por esto los resultados obtenidos en las simulaciones están afectados en mayor o menor medida por un error.

Así que para emplear las presiones resultantes en el algoritmo de cálculo propuesto, fue conveniente realizar antes la calibración del modelo con el fin de producir datos más precisos, ya que la diferencia entre las presiones calculadas y las medidas en campo son grandes, en especial cuando se controlan las presiones en el sector.

La comparación de las presiones se hizo para el primer instante de tiempo en que se presenta la condición media, es decir, cuando el coeficiente de variación de demanda es igual a uno (estado permanente), esto es a las 06:45 horas para la condición I y a las 5:45 horas para la condición II, tal como se observa en la Figura 6.26.

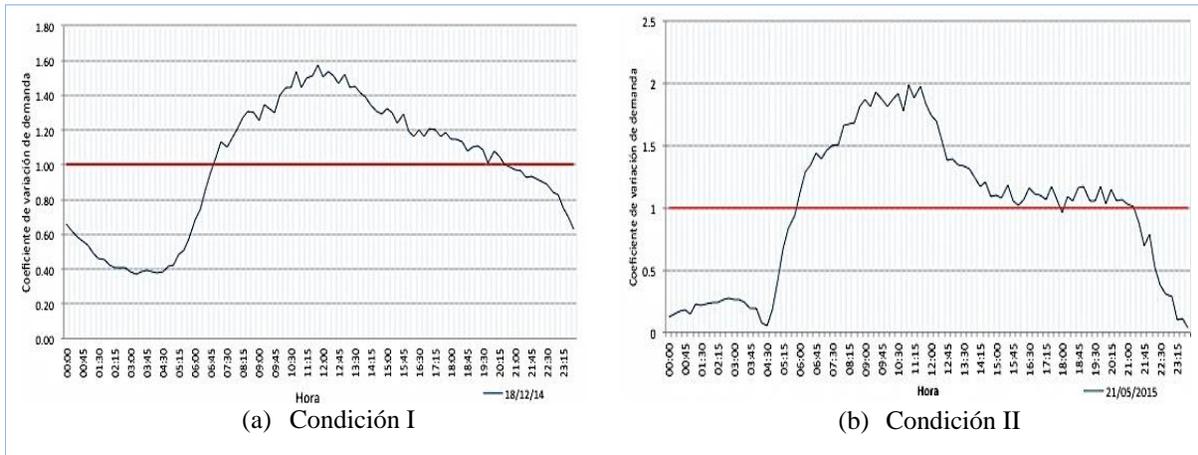


Figura 6. 26. Curvas de variación de la demanda (CVD) del sector SH-5

En la Tabla 6.8 se muestran los valores de las presiones medidas y las calculadas en EPANET cuando no se controlan presiones en el sector, en la que se aprecian variaciones de hasta 6.22 m, este valor se obtuvo en el punto de medición más alejado del Tanque 5 (punto P5).

Tabla 6. 8. Resumen de las presiones para la condición I, 18/Dic/14

Punto de medición	Mediciones en campo		Presión obtenida en el modelo t=06:45 h (m)	Presión medida t=06:45 h (m)	Variación de presión (m)
	Presión máxima (m)	Presión mínima (m)			
P1	26.52	7.32	28.29 (Nodo 91)	25.15	3.14
P2	39.18	14.42	37.47 (Nodo 140)	32.40	5.07
*P3	---	---	---	---	---
P4	112.09	13.90	82.69 (Nodo 117)	77.90	4.79
P5	49.03	23.58	52.26 (Nodo 70)	46.04	6.22

\*Mediciones incompletas por fallas en el medidor

En cambio, cuando las válvulas VRP controlan la presión del sector se tienen diferencias de presión de hasta 8.15 m, como se ve en la Tabla 6.9. Por lo tanto, el modelo esta interpretando en forma inexacta la información adquirida en campo, por tal razón es forzosa una calibración, así el modelo del sector SH-5 será de gran utilidad para detectar zonas con problemas de fugas.

Tabla 6. 9. Resumen de las presiones para la condición II, 21/May/15

Punto de medición	Mediciones en campo		Presión obtenida en el modelo t=05:45 h (m)	Presión medida t=05:45 h (m)	Variación de presión (m)
	Presión máxima (m)	Presión mínima (m)			
P1	28.65	5.40	28.82 (Nodo 91)	25.49	3.33
P2	36.10	18.05	38.71 (Nodo 140)	32.33	6.38
P3	27.33	20.90	30.45 (Nodo 106)	26.21	4.24
P4	12.95	3.26	8.16 (Nodo 117)	7.34	0.82
P5	46.50	33.24	53.02 (Nodo 70)	44.87	8.15

Las diferencias entre el modelo y las mediciones en el sector pueden ser originadas por varios factores, como el cambio de la rugosidad en las tuberías a través del tiempo, la distribución de las demandas nodales es muy distinta a la realidad, datos de la red equivocados o bien por errores en los equipos de medición.

En este caso, al revisar con detalle los datos asociados con el modelo hidráulico se encontraron dos tuberías cerradas que ahora se encuentran abiertas y una tubería que no había sido considerada en el modelo. Pero esto no fue suficiente para ajustar las presiones.

Entonces, se realizó un análisis de sensibilidad para identificar el origen de los errores, el análisis consistió en variar los diferentes parámetros del modelo con diferentes valores y con ello se observaron los efectos asociado. Como primer opción se modificaron los coeficientes de rugosidad de acuerdo con su edad, luego se fijaron diferentes tipos de pérdidas locales como el coeficiente de pérdidas por reducción en tuberías ( $K=0.46$  y  $K=0.35$ ), por cambios de dirección ( $K=1$ ) y pérdidas por válvulas de retención ( $K=8$ ). Pero estos ajustes no afectaron los resultados del modelo.

Por consiguiente, se optó por incrementar gradualmente los coeficientes de pérdidas en las tuberías, una opción que permite realizar el programa EPANET, donde se observó un impacto significativo en la disminución de las presiones, lo cual resulta coherente sabiendo que en la realidad los puntos más alejados del tanque son los más críticos (punto P5) debido a las incrustaciones, los cambios de dirección y por tratarse de una red de distribución antigua.

Así que se ajustaron los coeficientes de pérdidas en las tuberías, en particular las líneas de conducción con los mayores caudales hacia los puntos de medición. Las pérdidas de carga unitaria en las tuberías involucradas al ajustar el modelo se presentan en la Tabla 6.10, así como los coeficientes de pérdidas finales y las longitudes de las tuberías.

Tabla 6. 10. Coeficientes de pérdidas finales para la condición I

ID	Longitud (m)	Coefficiente de pérdidas (adim)	Pérdida de carga unitaria (m/km)	ID	Longitud (m)	Coefficiente de pérdidas (adim)	Pérdida de carga unitaria (m/km)
1	43.40	150	10.72	101	90.86	1500	10.12
8	81.16	2000	26.34	102	80.43	2500	21.70
9	39.22	50	1.90	103	60.12	1500	19.55
13	62.28	50	2.98	104	73.02	800	23.06
14	53.87	50	7.93	105	48.03	100	31.82
15	5.58	50	108.23	106	85.36	800	18.31
17	31.01	600	98.71	107	116.34	5000	30.93
18	74.10	800	19.14	108	4.12	1000	183.90
20	20.52	50	4.14	109	50.97	850	18.45
21	30.13	50	4.22	111	51.27	1000	13.92
22	48.74	50	2.39	112	92.35	300	17.85
26	48.46	50	4.17	113	79.11	500	12.20
30	19.64	50	12.48	114	84.61	350	22.64
32	56.30	600	11.73	115	85.28	2000	13.34
35	32.74	50	4.65	116	87.45	500	10.83
36	3.90	1000	152.49	117	72.99	500	12.70
39	51.66	300	4.94	120	104.96	300	15.75
40	82.22	800	8.30	121	40.79	100	18.42
41	60.41	50	1.01	122	36.78	100	18.36
42	72.53	600	17.72	123	24.37	100	13.24
45	73.20	200	3.46	124	35.32	200	20.65
47	63.95	250	1.23	125	41.03	200	23.02
48	61.99	1000	22.44	126	34.80	200	23.85
50	39.44	150	4.01	127	48.80	20	4.50
52	53.45	2000	14.62	128	62.43	50	35.37
53	61.28	1000	13.84	150	53.55	70	30.89
54	34.34	150	5.33	151	62.70	80	30.92
56	10.62	500	56.16	152	37.39	1000	15.62
57	34.76	150	11.97	153	41.06	1000	9.93
60	46.28	160	8.29	164	44.86	300	10.12
65	36.89	150	6.68	165	41.77	400	11.49
69	61.22	90	56.70	166	61.68	100	11.45
70	63.02	200	6.79	167	57.39	100	11.00
71	45.83	150	4.20	168	61.43	2000	8.12
74	71.02	3000	17.69	169	59.13	3000	7.04
75	14.48	50	0.99	170	50.14	1000	2.96
82	54.76	50	4.32	171	52.01	1000	3.72
83	38.52	50	1.71	172	46.30	1000	5.27
84	47.77	500	14.48	173	54.99	1000	5.49
85	8.91	50	46.62	176	59.18	400	4.23
88	58.53	8	5.27	177	57.88	500	3.76
91	85.87	800	5.92	188	32.75	20	8.82
92	84.46	700	3.73	189	21.06	10	7.97
97	119.72	100	9.50	190	64.83	50	5.90
98	63.95	1500	20.72	191	9.86	50	30.79
99	119.10	100	9.88	194	8.65	50	61.75
100	4.00	200	185.35	195	62.70	100	4.36

Los mismos ajustes se hicieron en el modelo para la condición II durante el control de presiones, se agregaron valores pequeños de los coeficientes de pérdidas y se incrementaron conforme las presiones calculadas coincidían con las registradas, los valores finales se muestran en la Tabla 6.11.

Tabla 6. 11. Coeficientes de pérdidas finales para la condición II

ID	Longitud (m)	Coefficiente de pérdidas (adim)	Pérdida de carga unitaria (m/km)	ID	Longitud (m)	Coefficiente de pérdidas (adim)	Pérdida de carga unitaria (m/km)
1	43.40	1500	9.06	98	63.95	2000	13.34
5	44.62	100	20.68	99	119.10	1500	13.87
8	81.16	2500	34.70	100	4.00	200	38.92
11	10.55	500	2.44	101	90.86	5000	10.65
13	62.28	100	1.54	102	80.43	5500	15.12
15	5.58	750	69.64	103	60.12	2000	12.89
17	31.01	1100	84.80	104	73.02	2000	29.34
18	74.10	900	20.60	105	48.03	1500	33.14
20	20.52	400	0.89	106	85.36	2000	23.67
26	48.46	120	2.61	107	116.34	2000	12.66
27	11.79	50	17.59	108	4.12	1000	98.34
29	64.64	130	16.14	109	50.97	2400	31.19
30	19.64	400	10.26	111	51.27	1500	18.24
32	56.30	700	13.74	112	92.35	700	12.97
33	41.27	100	12.74	113	79.11	1500	15.73
35	32.74	750	4.16	114	84.61	800	16.15
36	3.90	1000	18.00	115	85.28	1500	9.24
37	54.82	100	0.41	116	87.45	1500	14.0
38	10.85	50	3.81	117	72.99	1500	16.48
39	51.66	400	3.39	119	86.09	2000	11.94
40	82.22	900	10.55	120	104.96	600	9.81
42	72.53	700	18.3	121	40.79	600	14.59
47	63.95	400	0.22	122	36.78	700	16.21
48	61.99	1200	22.16	123	24.37	300	19.94
50	39.44	180	3.41	124	35.32	400	20.49
52	53.45	2000	10.92	125	41.03	350	19.02
53	61.28	100	1.06	126	34.80	300	17.42
56	10.62	500	0.24	127	48.80	100	0.02
57	34.76	300	12.59	128	62.43	30	7.82
60	46.28	300	8.46	129	60.23	100	19.88
63	32.71	120	29.49	130	46.58	80	17.92
64	57.55	100	0.28	131	59.96	100	16.67
65	36.89	250	6.75	150	53.55	700	15
67	69.14	150	19.12	151	62.70	700	13.58
69	61.22	500	45.67	152	37.39	50	1.87
70	63.02	700	9.8	153	41.06	50	1.52
71	45.83	100	0.03	164	44.86	600	17.13
74	71.02	4000	2.14	165	41.77	700	18.76
75	14.48	50	3.27	166	61.68	20	0.16
82	54.76	160	3.48	167	57.39	20	0.22
83	38.52	200	0.36	168	61.43	3000	10.75
84	47.77	600	15.81	169	59.13	2000	5.39
85	8.91	50	36.64	170	50.14	50	0.30
88	58.53	50	17.41	173	54.99	50	0.38
91	85.87	900	8.7	174	39.14	50	0.01
92	84.46	800	6.7	176	59.18	600	3.5
96	51.57	900	18.59	177	57.88	550	2.54
97	119.72	1500	13.01	184	12.37	50	21.8

Finalmente, con los valores de las Tablas 6.10 y 6.11 se logró una aproximación aceptable entre las presiones, tal como se observa en las Figuras 6.27 y 6.28 que muestran los resultados de las calibraciones en EPANET, donde las diferencias de presión no superaron los 0.85 m en ambas condiciones de operación.

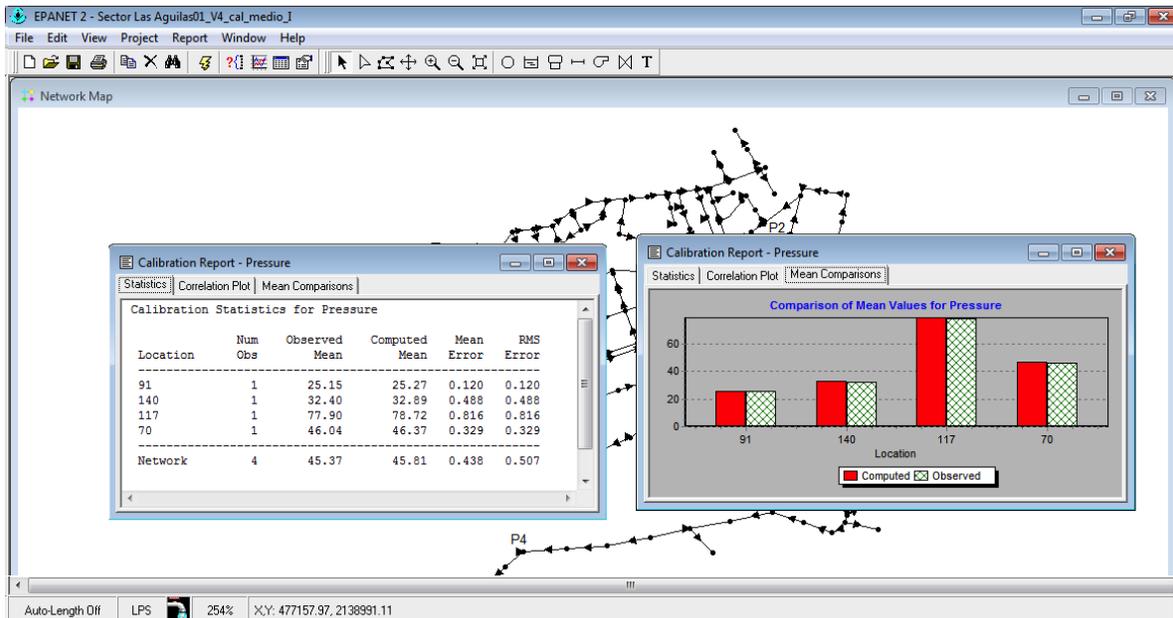


Figura 6. 27. Resultados de la calibración del modelo en EPANET, Condición I

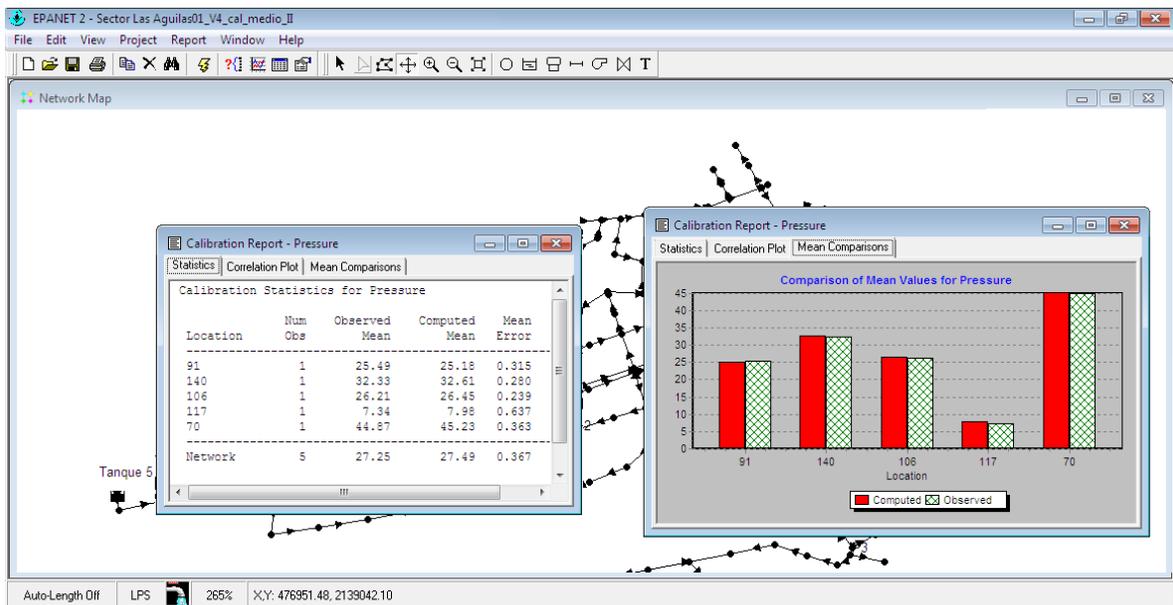


Figura 6. 28. Resultados de la calibración del modelo en EPANET, Condición II

### 6.3 ANÁLISIS DE LOS CONSUMOS Y EVALUACIÓN DEL CAUDAL DE FUGAS

El análisis de los consumos en un sistema de distribución de agua, es una de las tareas más importantes para determinar el comportamiento correcto de una red de distribución representada por un modelo de simulación. Por eso debe elegirse la técnica de asignación de demandas más conveniente de acuerdo a las características de la red como es la topología, el tipo de consumo, calidad de vida del consumidor y hábitos de consumo.

Con relación a nuestro caso, el área de estudio se encuentra en una zona con usuarios de tipo doméstico, en específico un 93 por ciento del total de los usuarios son de este tipo. Además se tiene un porcentaje aceptable en la cobertura global de micromedición que respalda la distribución del padrón de usuarios por tipo de uso, véase Figuras 6.29 y 6.30. Este último hecho hace más efectivo el registro de consumos excepcionales dentro de la red que luego influyen en la asignación de las demandas.

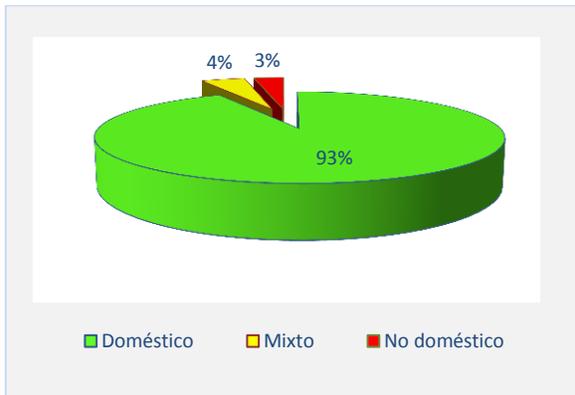


Figura 6. 29. Distribución de usuarios por tipo de uso en el sector Las Águilas. Fuente: SACMEX

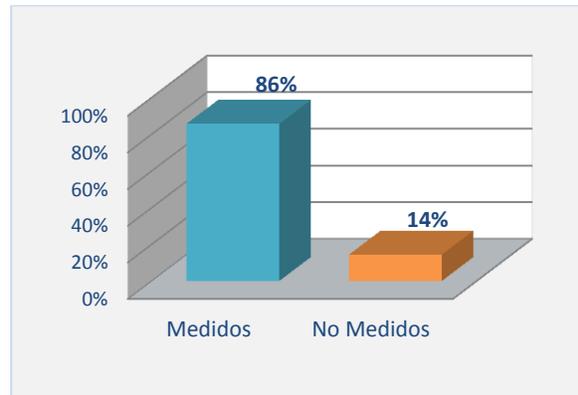


Figura 6. 30. Cobertura global de micromedición en el sector Las Águilas. Fuente: SACMEX

De esta manera se establece la distribución de consumos en el modelo hidráulico utilizando el criterio de asignación nodal uniforme, este principio se adoptó sabiendo que los consumos registrados dentro del sector SH-5 son de tipo doméstico y que además durante las mediciones de caudal no se registraron consumos extraordinarios, tampoco se reportaron fugas que afectaran la distribución uniforme así que estos caudales se omitieron.

#### Obtención del Caudal Mínimo Nocturno (CMN)

Como se ha mencionado, en este estudio el primer paso es la obtención del caudal de fugas y en consecuencia se empleará el método de Caudal Mínimo Nocturno. La estimación del CMN se hizo analizando los registros de los caudales con base en las recomendaciones de McKenzie (1999), quien asegura que las mediciones de caudales nocturnos es una de las acciones más importantes que puede tomarse para identificar problemas de fugas.

Por medio de las campañas de medición de caudal se evaluó un caudal mínimo nocturno de 8.78 l/s, registrado a las 3:15 horas (18/Dic/14) que es el valor más bajo durante el período de medición para la condición I, este resultado es mostrado gráficamente en la Figura 6.31, en la cual se sobreponen las curvas de suministro diarias en el sector.

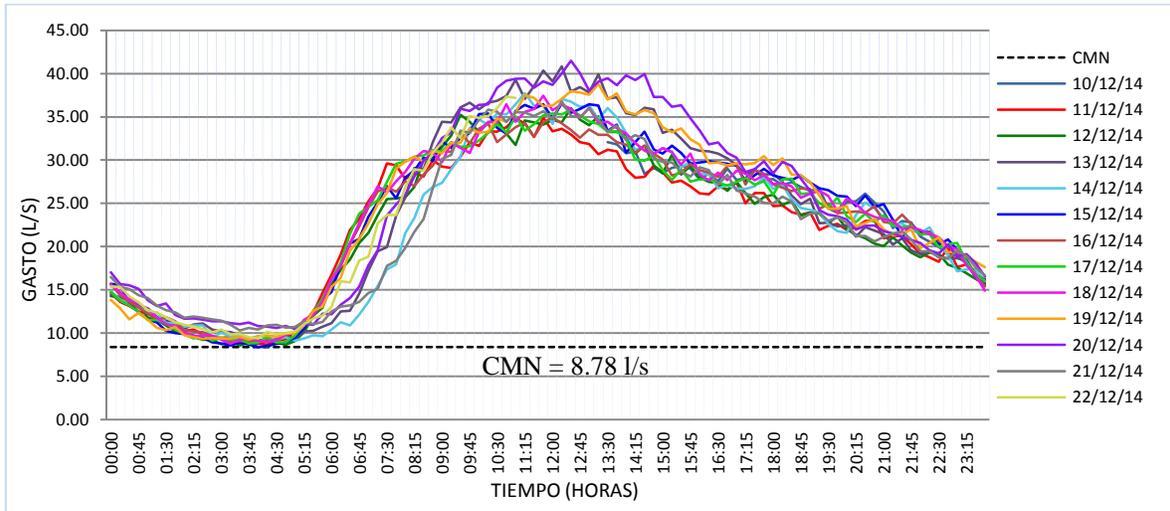


Figura 6. 31. Curvas diarias del caudal suministrado en el SH-5 (Condición I)

En el análisis de los caudales para la condición II fue necesario estimar el caudal mínimo nocturno de forma distinta, en este caso se obtuvieron los promedios de los caudales entre la media noche y las 4:00 am para los tres días de operación de las válvulas reductoras de presión, donde el horario corresponde al período de tiempo en que se presenta el CMN.

Entonces, de los tres valores obtenidos se optó por el menor que resulto de 3.51 l/s, como se indica en la Figura 6.32. Este criterio fue planteado por el comportamiento de la caída del caudal referido antes, sin perder de vista las recomendaciones de McKenzie (1999).

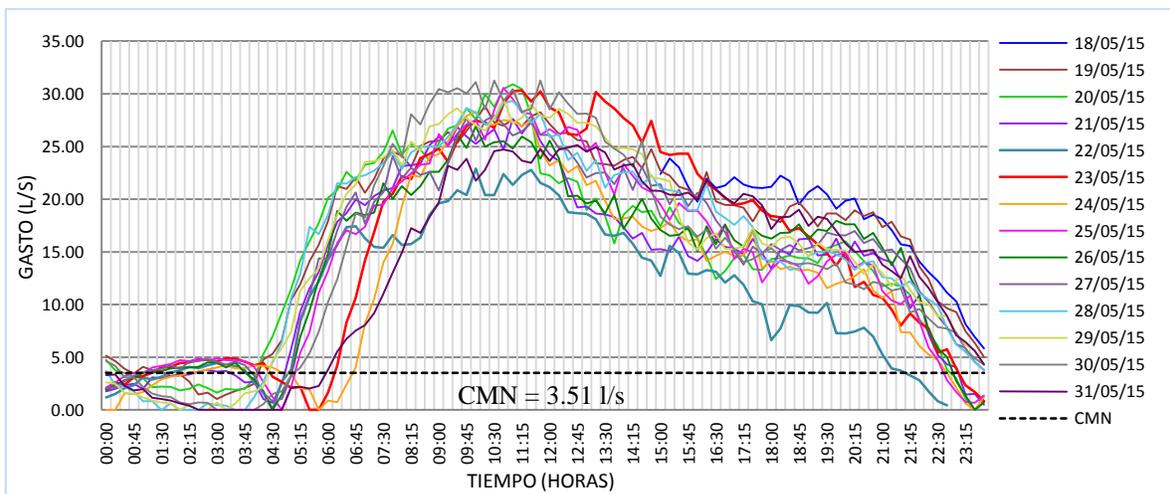


Figura 6. 32. Curvas diarias del caudal suministrado en el SH-5 (Condición II)

### Estimación del caudal de fugas y cálculo de los consumos nodales

Cada valor de caudal mínimo nocturno contiene los caudales de fugas detectables, los usos nocturnos y las fugas de fondo, donde este último se encuentra afectado por las fugas no detectables.

Para cumplir el primer punto de la metodología, se estimó el caudal de fugas empleando la Ecuación (5.1), que señala al caudal de fugas como la diferencia entre el CMN registrado y los consumos nocturnos, teniendo presente que durante el estudio no se detectaron fugas en el sector que afecten a dicha ecuación.

Así que en la primera estimación del caudal de fugas se valoró una población activa nocturna de 526 habitantes, que equivale al 6% de la población total de acuerdo con la propuesta de McKenzie (1999) expuesta en el capítulo anterior; considerando un consumo unitario de 10 l/hab/hr, se obtuvo un consumo nocturno de 1.46 l/s, que será utilizado en ambas condiciones de operación en el sector SH-5 (Tabla 6.12).

Tabla 6. 12. Obtención del consumo nocturno en el sector SH-5

Población total	8769	hab
Población activa nocturna	526	hab
Consumo nocturno (McKenzie, 1999)	10	l/hab/h
Consumo nocturno calculado	5261.4	l/h
Consumo nocturno inicial	1.462	l/s

Este consumo nocturno de 1.462 l/s será tomado como un valor inicial para la primera estimación del caudal de fugas, puesto que el método lo ajustará en las iteraciones posteriores, hasta conseguir la calibración del modelo hidráulico con fugas.

En otras palabras, a través de la Ecuación (5.1) el caudal de fugas en el sector se va ajustando conforme se va incrementando el consumo nocturno, pero para comenzar este análisis se parte del consumo nocturno determinado en la Tabla 6.12; una opción alternativa y válida cuando la estimación del agua consumida resulta una tarea complicada de medir en campo.

El resumen de los ajustes de consumo y caudal de fugas para la condición I se muestran en la Tabla 6.13, donde se logró el ajuste del coeficiente de fugas empleando un caudal de fugas de 6.32 l/s y un consumo nocturno de 2.46 l/s (diferente al original de 1.462 l/s). No obstante, este caudal de fugas valorado también es ajustado en cada uno de los nodos dentro del algoritmo formulado hasta cumplir con la Ecuación (5.6).

Tabla 6. 13. Ajustes de los caudales de fugas y consumos nodales, condición I

Datos	Estimación Inicial	Estimación (1)	Estimación (2)
Caudal de suministro $Q_S$	23.76	23.76	23.76
Caudal mínimo nocturno $Q_{CMN}$	8.78	8.78	8.78
Consumo nocturno $Q_{CN}$	1.46	1.96	2.46
Caudal de fugas $Q_{L, CMN}$	<b>7.32</b>	<b>6.82</b>	<b>6.32</b>
Consumo $Q_C$	16.44	16.94	17.44
Consumo nodal $Q_{C,i}$	0.0956	0.0985	0.1014

Nota: los valores de caudal y consumo se encuentran en l/s.

Mientras que la obtención del coeficiente de fugas para la condición II resultó ser más rápida; se determinó en tan sólo un incremento del consumo nocturno finalizando con un caudal de fugas de 1.85 l/s, los valores de las operaciones se resumen en la Tabla 6.14.

Tabla 6. 14. Ajustes de los caudales de fugas y consumos nodales, condición II

Datos	Estimación Inicial	Estimación (1)
Caudal de suministro $Q_S$	13.33	13.33
Consumo nocturno $Q_{CN}$	1.46	1.66
Caudal mínimo nocturno $Q_{CMN}$	3.51	3.51
Caudal de fugas $Q_{L, CMN}$	<b>2.05</b>	<b>1.85</b>
Consumo $Q_C$	11.28	11.48
Consumo nodal $Q_{C,i}$	0.0656	0.0667

Nota: los valores de caudal y consumo se encuentran en l/s.

Cabe mencionar que los consumos nodales ( $Q_{C,i}$ ) se determinaron usando la expresión (5.3), cuyo valor resultante fue dividido entre el número de nodos en el sector, descartando solo aquellos nodos que se usaron para la modelación de válvulas, y fueron repartidos uniformemente una vez evaluado el caudal de fugas.

## 6.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### Resultados Condición 1

Para llegar a la calibración del modelo con los valores de fugas descritos anteriormente, se siguieron los siete pasos del procedimiento presentado en el *Capítulo 5*. El paso 1 se llevó a cabo tras el análisis de los caudales mínimos nocturnos.

En el paso 2 se estimó el coeficiente de fugas inicial, sin ignorar que para este primer cálculo se exportaron antes las presiones obtenidas de Epanet sin los caudales de fugas (presiones  $P_i$ ), las cuales fueron leídas en el algoritmo de cálculo en el formato TXT, donde a través de los pasos posteriores finalmente se llegó a un valor del coeficiente de fugas de  $C= 1.21E-05$  l/s·m·m.

La configuración usada en el archivo que contiene las presiones y el que contiene los datos de las tuberías es la misma que se exportó del programa EPANET (documento de texto), tal como se muestra en la Figura 6.33.

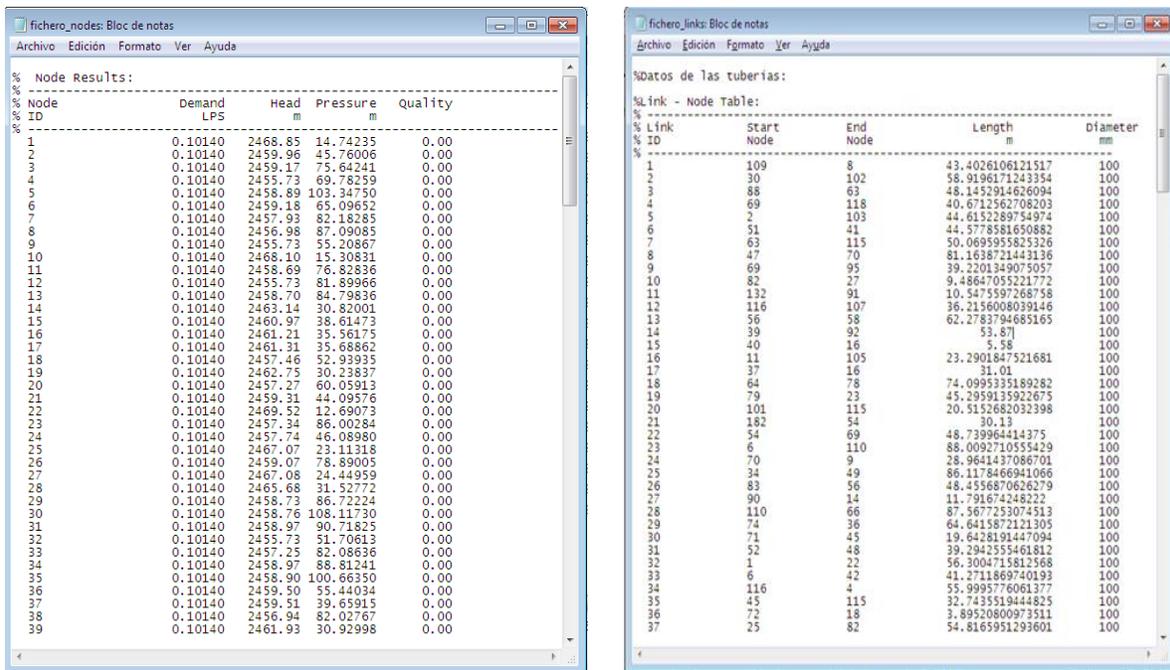


Figura 6. 33. Ficheros de datos importados en el algoritmo de cálculo

Los resultados obtenidos de la calibración del modelo se muestran en la Figura 6.34, donde se consideró un caudal de fugas de 6.32 l/s y un exponente de fugas de  $N=1$ , este último dato es respaldado por Farley y Trow (2003) cuando no se tienen mediciones experimentales de fugas. En el *capítulo 2.4* se discute más a fondo la variación de este exponente según algunos análisis de fugas con la presión.

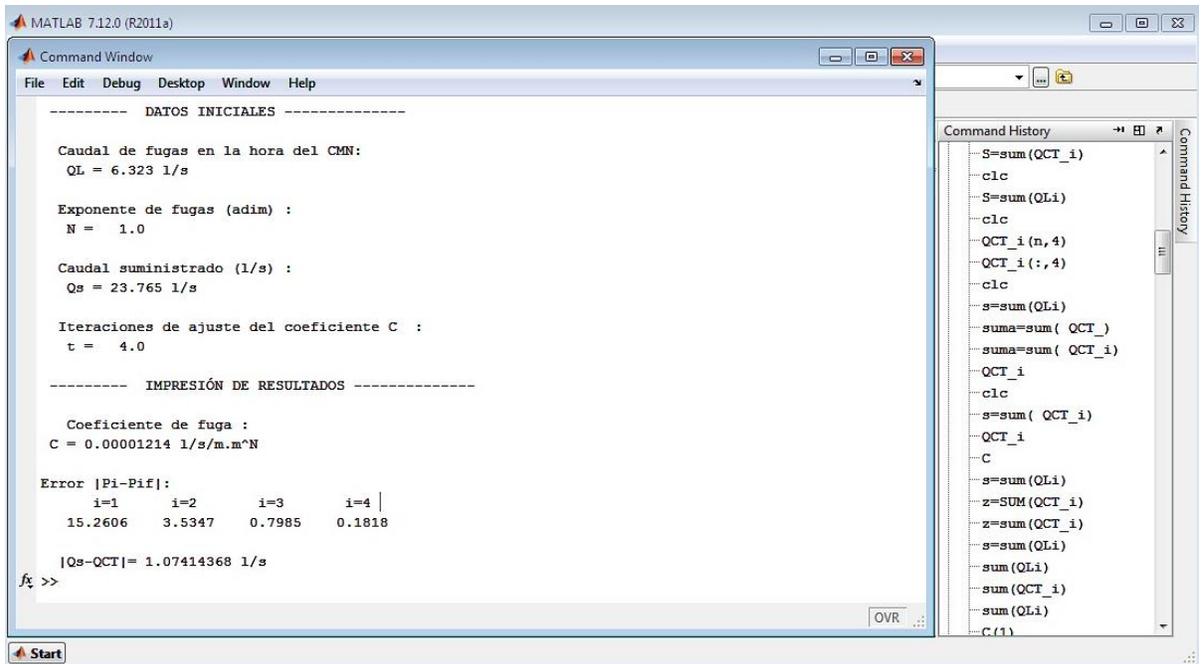


Figura 6. 34. Resultados de la calibración del modelo con fugas, iteración 3

En la misma figura se indican los resultados del paso 5, donde se consiguieron las diferencias de presión durante los ajustes de las fugas nodales hasta asumir una diferencia de 0.18 m, también con los datos señalados se alcanzó una aproximación de 1.07 l/s entre el caudal suministrado y el caudal total calculado por el modelo propuesto.

La aproximación admitida produce los resultados de fugas más lógicos para la red de distribución de estudio, pues al realizar más ajustes en el consumo con el fin de disminuir este valor se consiguió una aproximación de 0.89 l/s (paso 6) para un consumo nocturno de 3.56 l/s que resulta elevado según las características del sector SH-5.

En la Tabla 6.15 se muestran los coeficientes de fugas calculados durante su ajuste en el modelo, así como las demandas totales calculadas en cada estimación.

Tabla 6. 15. Resultados del ajuste del coeficiente C

Estimación	C (l/s·m <sup>N</sup> )	Q <sub>CT</sub> (l/s)
1	1.371E-05	22.42
2	1.293E-05	22.56
3	1.214E-05	22.69

Nota: Q<sub>CT</sub> es la sumatoria de las demandas nodales

Entonces, con el valor final del coeficiente C se determinaron las fugas en el sector de estudio. A continuación se presentan los caudales de fugas resultantes del análisis para cada uno de los nodos, las más significativas se encuentran en el rango de 0.05 a 0.11 l/s que equivale a 180 l/h y 396 l/h, respectivamente (Tabla 6.16).

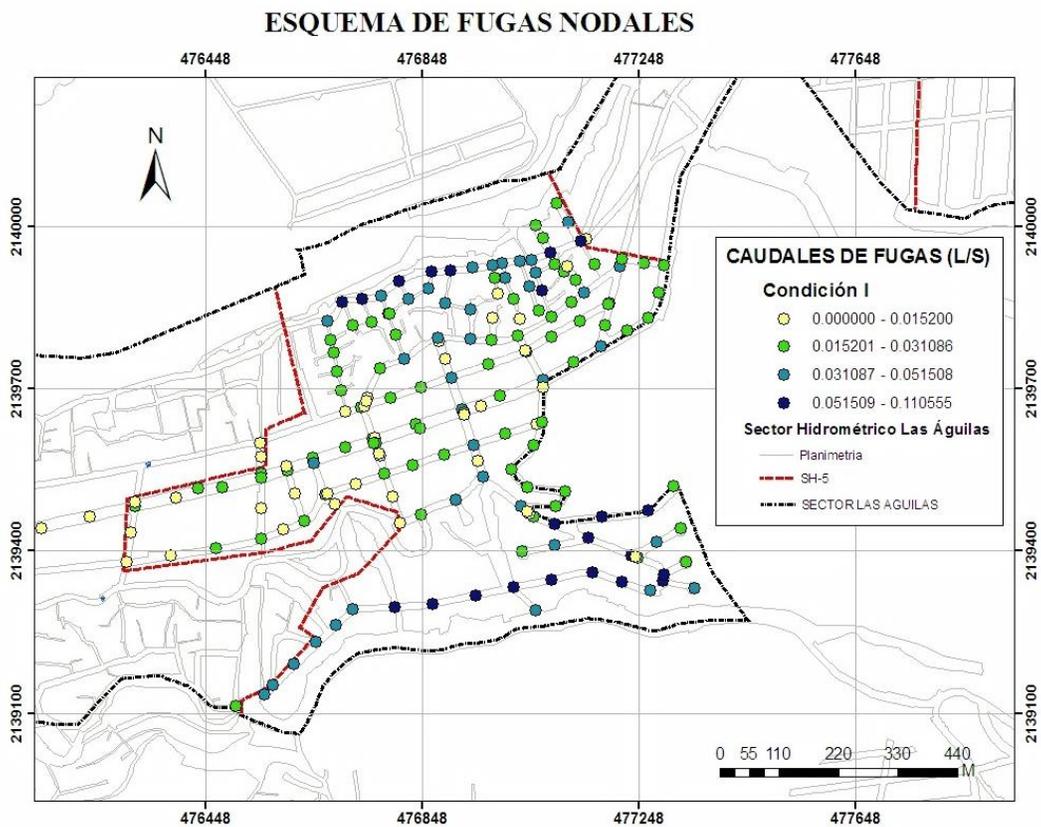
Tabla 6. 16. Resultados finales de las fugas nodales, condición I

ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)
1	0.0100	47	0.0488	93	0.0188	139	0.0221
2	0.0228	48	0.0308	94	0.0101	140	0.0229
3	0.0251	49	0.0835	95	0.0380	141	0.0215
4	0.0195	50	0.0268	96	0.0062	142	0.0682
5	0.0587	51	0.0122	97	0.0041	143	0.0474
6	0.0651	52	0.0138	98	0.0215	144	0.0684
7	0.0256	53	0.0358	99	0.0077	145	0.0499
8	0.0668	54	0.0179	100	0.0079	146	0.0499
9	0.0199	55	0.0160	101	0.0377	147	0.0745
10	0.0122	56	0.0460	102	0.1106	148	0.0245
11	0.0317	57	0.0249	103	0.0268	149	0.0346
12	0.0161	58	0.0624	104	0.0176	150	0.0404
13	0.0470	59	0.0089	105	0.0326	151	0.0169
14	0.0188	60	0.0621	106	0.0677	152	0.0277
15	0.0376	61	0.0406	107	0.0447	153	0.0161
16	0.0161	62	0.0245	108	0.0125	154	0.0229
17	0.0387	63	0.0442	109	0.0515	155	0.0397
18	0.0190	64	0.0284	110	0.0589	156	0.0749
19	0.0132	65	0.0101	111	0.0165	157	0.0624
20	0.0259	66	0.0572	112	0.0342	158	0.0471
21	0.0083	67	0.0584	113	0.0269	159	0.0147
22	0.0065	68	0.0432	114	0.0385	160	0.0129
23	0.0551	69	0.0280	115	0.0478	161	0.0199
24	0.0328	70	0.0361	116	0.0562	162	0.0281
25	0.0129	71	0.0383	117	0.0478	163	0.0282
26	0.0252	72	0.0258	118	0.0113	164	0.0232
27	0.0258	73	0.0049	119	0.0246	165	0.0179
28	0.0201	74	0.0462	120	0.0234	166	0.0197
29	0.0692	75	0.0164	121	0.0245	167	0.0317
30	0.0347	76	0.0348	122	0.0252	168	0.0250
31	0.0245	77	0.0512	123	0.0278	169	0.0152
32	0.0235	78	0.0399	124	0.0234	170	0.0037
33	0.0329	79	0.0187	125	0.0254	171	0.0050
34	0.0690	80	0.0179	126	0.0093	172	0.0308
35	0.0253	81	0.0161	127	0.0258	173	0.0037
36	0.0266	82	0.0226	128	0.0089	174	0.0042
37	0.0131	83	0.0442	129	0.0022	175	0.0028
38	0.0315	84	0.0366	130	0.0150	176	0.0087
39	0.0262	85	0.0689	131	0.0113	177	0.0016
40	0.0107	86	0.0160	132	0.0314	178	0.0249
41	0.0197	87	0.0311	133	0.0167	179	0.0095
42	0.0164	88	0.0167	134	0.0003	180	0.0059
43	0.0201	89	0.0575	135	0.0361	181	0.0128
44	0.0142	90	0.0184	136	0.0243	182	0.0059
45	0.0370	91	0.0162	137	0.0248	183	0.0041
46	0.0136	92	0.0172	138	0.0222	Σ	5.25

La sumatoria de estos caudales es de 5.25 l/s y resulta menor que el caudal de fugas estimado de 6.32 l/s esto se debe a que el método formulado tienen la característica de ajustar las fugas en los nodos a través de las presiones (Ecuación 5.6). Así que se enfoca a corregir las fugas nodales suprimiendo los posibles caudales por errores de la

instrumentación o rupturas no reportadas durante el período de medición. En el esquema de la Figura 5.3 del capítulo anterior se puede apreciar claramente que la expresión (5.6) se establece con el objetivo de ajustar los caudales de fugas en el modelo hidráulico usando las presiones para un determinado coeficiente de fugas  $C$ .

Otra forma de representar los caudales de fugas es como se presentan en la Figura 6.35, donde se observan fácilmente las zonas del sector con mayor riesgo de fugas, como es de esperarse son los nodos con las presiones mayores. No obstante, se encontró que en el centro del sector también existen nodos con caudales de fugas considerables a pesar de que las presiones son bajas.



Incluso al compararse las fugas nodales con los reportes de fugas en el sector SH-5, resulta que la mayor parte de los reportes coinciden con los nodos del modelo que contienen los caudales de fugas más significativos, en particular los reportes del año 2012, como se demuestra en la Figura 6.36. Por ello, el modelo propuesto podría considerarse una técnica más para la localización de fugas.

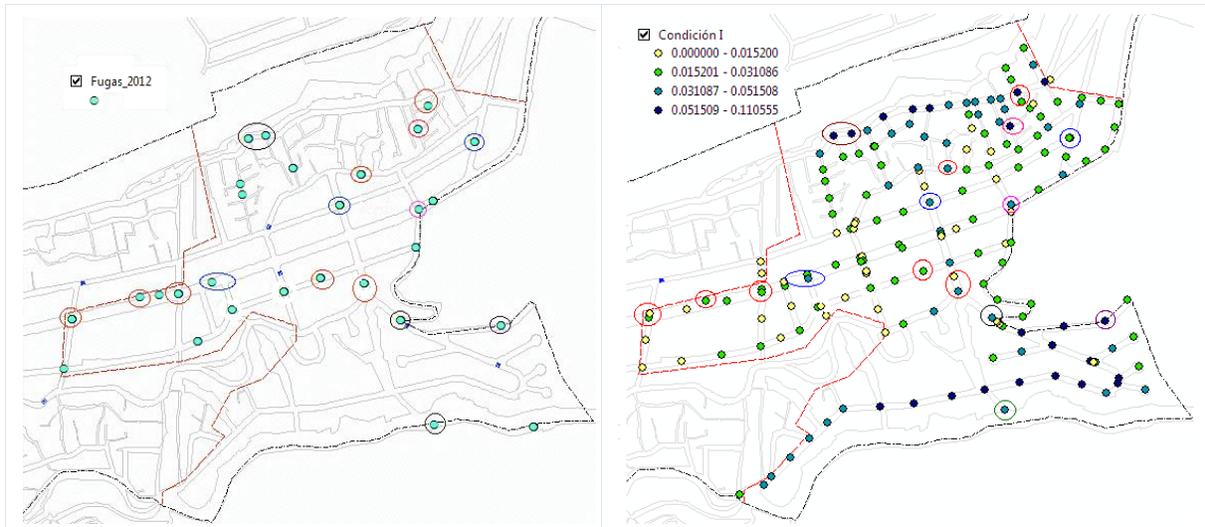


Figura 6. 36. Verificación de fugas en nodos, condición I

Los reportes de fugas fueron proporcionados por el SACMEX a partir del 2009 al 2014, se procesaron en el programa ArcGIS y son incluidos como esquemas en el Anexo II.

En adición, la metodología tiene la singularidad de calcular las fugas en las tuberías a partir de las fugas nodales, así que para finalizar el análisis del algoritmo propuesto se determinaron los caudales de fugas en las tuberías. En la Figura 6.37 se presentan las magnitudes de las fugas, se observa que se alcanzaron valores de 0.06 l/s en solo 13 tuberías y que la mayoría de los caudales de fugas no sobrepasan los 0.03 l/s, por lo que son identificadas como fugas de fondo (no mayores a 250 l/h).

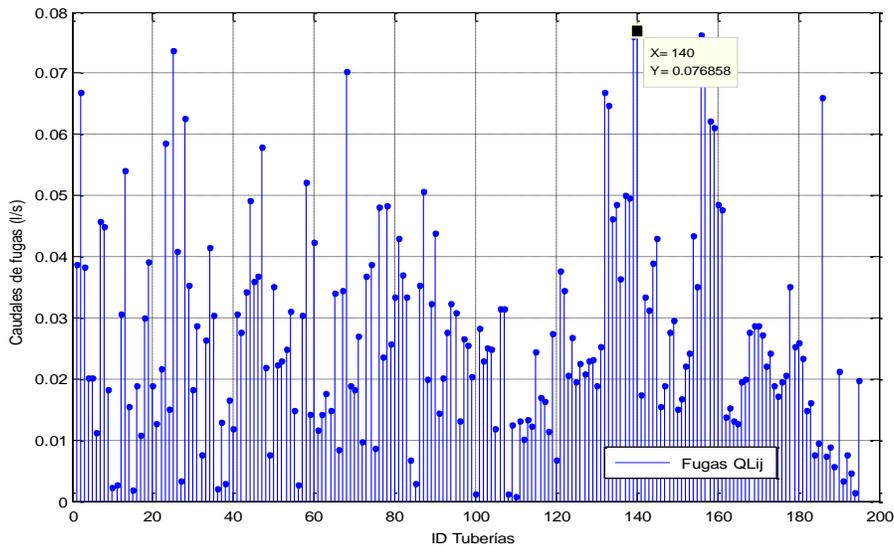


Figura 6. 37. Caudales de fugas en las tuberías, Condición I

En la Figura 6.38 se presentan los mismos resultados pero de forma esquemática, de este modo se pueden apreciar las tuberías con posibles caudales de fugas o con mayor riesgo de causar fugas.

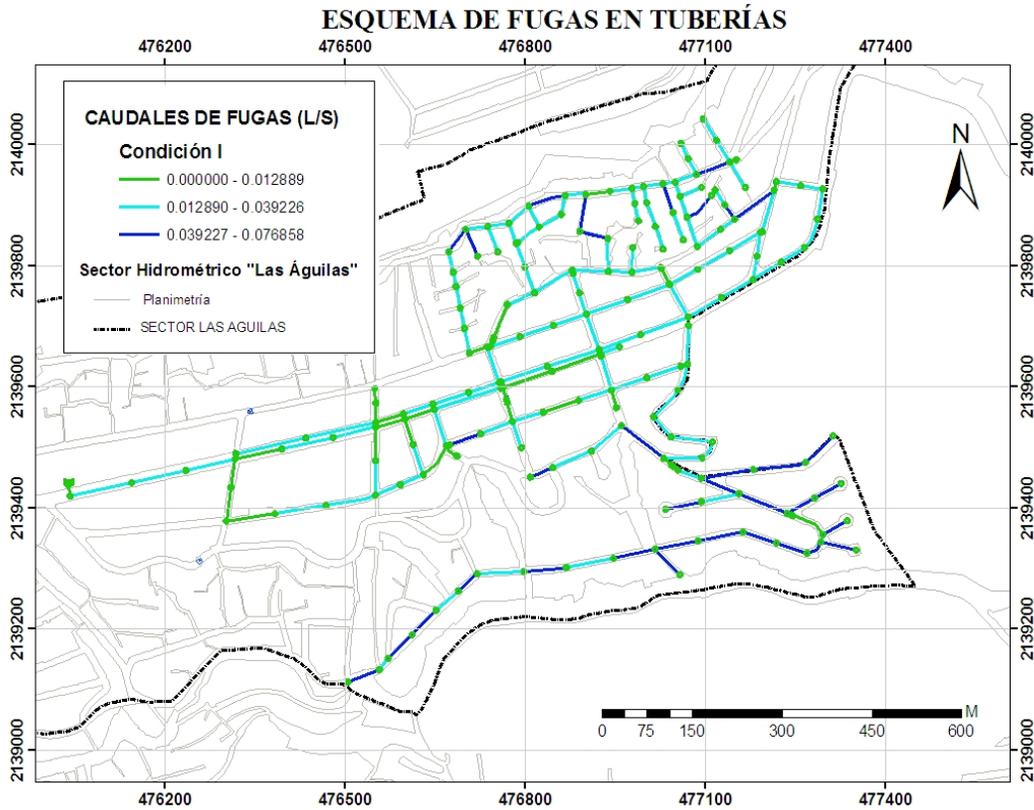


Figura 6. 38. Esquema de los caudales de fugas en tuberías, Condición I.

En caso de realizar campañas de detección de fugas en el sector SH-5 sería recomendable comenzar a inspeccionar aquellas tuberías que resultaron con caudales de fugas entre 0.039 l/s y 0.076 l/s, indicadas en el esquema de color azul.

Por otra parte, si las tuberías con mayor índice de fugas también son comparadas con los reportes de fugas, resulta que sus posiciones no coinciden efectivamente como las fugas nodales. Pero eso no significa que la metodología no arroja resultados satisfactorios para las fugas en tuberías, en este caso surge la necesidad de conocer las magnitudes de las fugas reportadas para poder realizar una comparación compatible.

Además se comprueba la importancia de agregar un coeficiente en las operaciones que considere más información de las tuberías, como la edad y la calidad, que son un factor sustancial en la formación de fugas en las tuberías.

Los caudales de fugas determinados para cada tubería del sector SH-5 pueden ser verificados con detalle en la Tabla 6.17, donde los caudales resultan ser menores que las fugas nodales, pero con valores máximos que equivalen a 276 l/h aproximadamente. En las operaciones no se consideró la tubería 196 por tratarse del conducto que tiene como nodo de inicio el Tanque 5 y el algoritmo de cálculo no reconoce este tipo de elemento.

Tabla 6. 17. Resultados finales de las fugas en tuberías, condición I

ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)
1	0.0387	50	0.0350	99	0.0204	148	0.0277
2	0.0668	51	0.0223	100	0.0011	149	0.0295
3	0.0383	52	0.0229	101	0.0283	150	0.0151
4	0.0201	53	0.0248	102	0.0230	151	0.0168
5	0.0202	54	0.0310	103	0.0251	152	0.0220
6	0.0112	55	0.0149	104	0.0249	153	0.0242
7	0.0457	56	0.0026	105	0.0119	154	0.0433
8	0.0450	57	0.0304	106	0.0315	155	0.0351
9	0.0182	58	0.0522	107	0.0314	156	0.0764
10	0.0023	59	0.0141	108	0.0011	157	0.0740
11	0.0027	60	0.0423	109	0.0125	158	0.0622
12	0.0305	61	0.0116	110	0.0007	159	0.0612
13	0.0542	62	0.0143	111	0.0131	160	0.0484
14	0.0155	63	0.0175	112	0.0101	161	0.0478
15	0.0018	64	0.0149	113	0.0134	162	0.0138
16	0.0188	65	0.0341	114	0.0122	163	0.0153
17	0.0107	66	0.0085	115	0.0244	164	0.0131
18	0.0300	67	0.0344	116	0.0169	165	0.0127
19	0.0392	68	0.0703	117	0.0163	166	0.0195
20	0.0188	69	0.0189	118	0.0115	167	0.0199
21	0.0127	70	0.0183	119	0.0274	168	0.0276
22	0.0217	71	0.0269	120	0.0066	169	0.0287
23	0.0586	72	0.0097	121	0.0375	170	0.0287
24	0.0151	73	0.0369	122	0.0344	171	0.0273
25	0.0737	74	0.0388	123	0.0205	172	0.0221
26	0.0409	75	0.0085	124	0.0269	173	0.0243
27	0.0033	76	0.0480	125	0.0195	174	0.0189
28	0.0625	77	0.0237	126	0.0225	175	0.0172
29	0.0353	78	0.0484	127	0.0207	176	0.0195
30	0.0183	79	0.0258	128	0.0229	177	0.0206
31	0.0287	80	0.0334	129	0.0232	178	0.0351
32	0.0076	81	0.0429	130	0.0189	179	0.0253
33	0.0262	82	0.0369	131	0.0252	180	0.0260
34	0.0414	83	0.0334	132	0.0668	181	0.0233
35	0.0303	84	0.0068	133	0.0648	182	0.0148
36	0.0020	85	0.0030	134	0.0463	183	0.0162
37	0.0129	86	0.0354	135	0.0486	184	0.0075
38	0.0030	87	0.0508	136	0.0365	185	0.0096
39	0.0166	88	0.0200	137	0.0501	186	0.0660
40	0.0119	89	0.0322	138	0.0496	187	0.0075
41	0.0306	90	0.0438	139	0.0760	188	0.0088
42	0.0277	91	0.0143	140	0.0769	189	0.0057
43	0.0342	92	0.0201	141	0.0174	190	0.0213
44	0.0491	93	0.0277	142	0.0334	191	0.0032
45	0.0359	94	0.0324	143	0.0312	192	0.0075
46	0.0367	95	0.0308	144	0.0389	193	0.0045
47	0.0580	96	0.0131	145	0.0430	194	0.0013
48	0.0219	97	0.0265	146	0.0155	195	0.0198
49	0.0076	98	0.0254	147	0.0189	196	0.0000

### Resultados Condición II

Por el contrario, la aplicación del método también se efectuó durante la operación de las válvulas reductoras de presión, los datos usados en el algoritmo se muestran en la Figura 6.39 destacando el caudal de fugas de 1.85 l/s, con los que se obtuvo un coeficiente de fugas final de  $C = 4.89 \text{ E-}06 \text{ l/s/m}\cdot\text{m}$ .

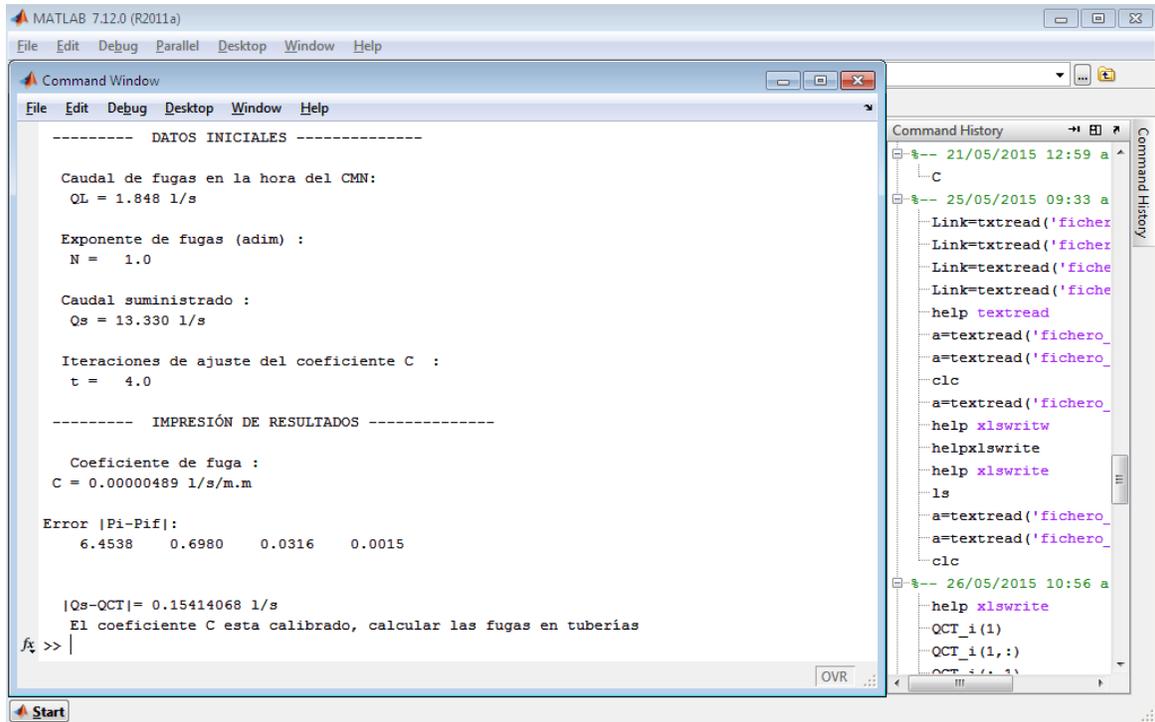


Figura 6. 39. Resultados de la calibración del modelo con fugas (iteración 2), condición II

La calibración del modelo para esta condición resultó ser más precisa y fácil de realizar, pues los caudales suministrados en el período de medición son más pequeños que en la condición I. Por ello, se ejecutaron solamente dos iteraciones de cálculo para el ajuste del coeficiente de fugas, con las que se logró una aproximación de 0.15 l/s entre el caudal suministrado y el caudal calculado por el modelo.

De igual forma, después de cumplir satisfactoriamente los pasos 5 y 6 se determinaron las fugas nodales. Para esta condición se evaluaron caudales de fugas relativamente pequeños con valores entre los 0.0058 l/s y 0.028 l/s, presentes en la Tabla 6.18, los cuales no sobrepasan el caudal de 0.06 l/s (250 l/h) valor límite para identificar las fugas de fondo según la *Guía para la reducción de las pérdidas de agua*.

Tabla 6. 18. Resultados finales de las fugas nodales, condición II.

ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)	ID	QL <sub>i</sub> (l/s)
1	0.0043	47	0.0212	93	0.0079	139	0.0095
2	0.0076	48	0.0130	94	0.0043	140	0.0080
3	0.0048	49	0.0155	95	0.0163	141	0.0072
4	0.0082	50	0.0089	96	0.0022	142	0.0062
5	0.0086	51	0.0052	97	0.0013	143	0.0031
6	0.0097	52	0.0058	98	0.0092	144	0.0083
7	0.0107	53	0.0149	99	0.0025	145	0.0078
8	0.0278	54	0.0077	100	0.0033	146	0.0097
9	0.0085	55	0.0068	101	0.0158	147	0.0087
10	0.0052	56	0.0193	102	0.0156	148	0.0075
11	0.0014	57	0.0107	103	0.0089	149	0.0110
12	0.0068	58	0.0261	104	0.0073	150	0.0169
13	0.0039	59	0.0037	105	0.0017	151	0.0072
14	0.0080	60	0.0258	106	0.0095	152	0.0116
15	0.0132	61	0.0170	107	0.0187	153	0.0069
16	0.0068	62	0.0103	108	0.0052	154	0.0099
17	0.0167	63	0.0185	109	0.0215	155	0.0030
18	0.0082	64	0.0121	110	0.0090	156	0.0086
19	0.0057	65	0.0029	111	0.0072	157	0.0091
20	0.0111	66	0.0104	112	0.0105	158	0.0104
21	0.0025	67	0.0244	113	0.0112	159	0.0044
22	0.0028	68	0.0183	114	0.0165	160	0.0054
23	0.0230	69	0.0121	115	0.0200	161	0.0067
24	0.0141	70	0.0155	116	0.0237	162	0.0119
25	0.0054	71	0.0160	117	0.0021	163	0.0121
26	0.0051	72	0.0110	118	0.0048	164	0.0100
27	0.0108	73	0.0020	119	0.0084	165	0.0076
28	0.0085	74	0.0150	120	0.0097	166	0.0084
29	0.0063	75	0.0071	121	0.0105	167	0.0132
30	0.0056	76	0.0149	122	0.0109	168	0.0105
31	0.0057	77	0.0215	123	0.0118	169	0.0064
32	0.0102	78	0.0170	124	0.0099	170	0.0005
33	0.0138	79	0.0078	125	0.0108	171	0.0017
34	0.0157	80	0.0076	126	0.0040	172	0.0031
35	0.0035	81	0.0067	127	0.0112	173	0.0009
36	0.0088	82	0.0095	128	0.0037	174	0.0013
37	0.0056	83	0.0185	129	0.0009	175	0.0012
38	0.0132	84	0.0062	130	0.0063	176	0.0038
39	0.0080	85	0.0289	131	0.0047	177	0.0007
40	0.0045	86	0.0068	132	0.0134	178	0.0020
41	0.0084	87	0.0131	133	0.0070	179	0.0033
42	0.0022	88	0.0070	134	0.0001	180	0.0025
43	0.0084	89	0.0240	135	0.0151	181	0.0043
44	0.0049	90	0.0079	136	0.0102	182	0.0026
45	0.0155	91	0.0069	137	0.0104	183	0.0017
46	0.0058	92	0.0055	138	0.0093	Σ	1.71

A pesar de esto, los caudales de fugas con los valores ya mencionados, se pueden reconocer dentro de las fugas en conexiones domiciliarias, fugas en el cuadro del medidor o fugas intradomiciliarias, por lo que resultan válidas para este estudio.

Por medio del esquema de fugas nodales en la Figura 6.40 se puede apreciar que existe una disminución significativa de fugas en la parte sur del sector en comparación con la condición I. Pero aún con el control de presiones en el sector se siguen identificando magnitudes de fugas relativamente significativas en la parte norte del sector y a lo largo de la línea principal de suministro.

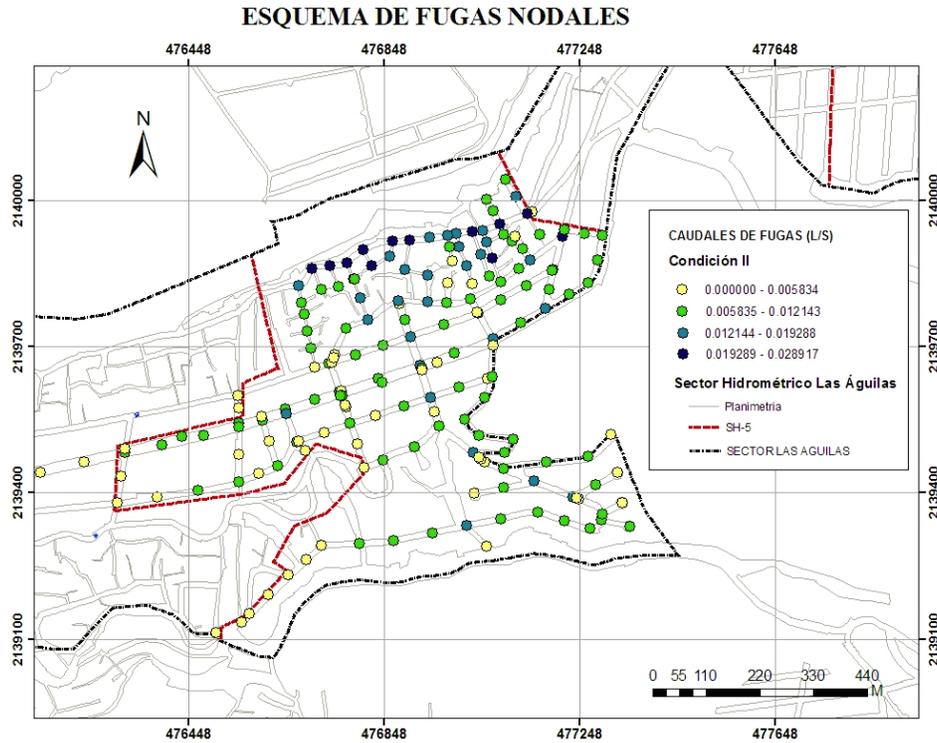


Figura 6. 40. Esquema de fugas nodales para la Condición II

Por consiguiente, se calcularon las fugas en las tuberías, los resultados completos se muestran en la Tabla 6.19.

Tabla 6. 19. Resultados finales de las fugas en tuberías, condición II

ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)
1	0.0162	50	0.0146	99	0.0087	148	0.0116
2	0.0101	51	0.0093	100	0.0005	149	0.0123
3	0.0161	52	0.0098	101	0.0123	150	0.0064
4	0.0087	53	0.0105	102	0.0100	151	0.0071
5	0.0067	54	0.0130	103	0.0107	152	0.0095
6	0.0047	55	0.0063	104	0.0106	153	0.0105
7	0.0191	56	0.0011	105	0.0050	154	0.0034
8	0.0195	57	0.0127	106	0.0133	155	0.0021
9	0.0079	58	0.0219	107	0.0134	156	0.0079
10	0.0010	59	0.0044	108	0.0005	157	0.0095
11	0.0012	60	0.0176	109	0.0053	158	0.0083
12	0.0128	61	0.0041	110	0.0003	159	0.0093
13	0.0227	62	0.0021	111	0.0056	160	0.0109
14	0.0048	63	0.0058	112	0.0042	161	0.0108
15	0.0008	64	0.0063	113	0.0056	162	0.0041

ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)	ID	QL <sub>ij</sub> (l/s)
16	0.0009	65	0.0142	114	0.0050	163	0.0046
17	0.0046	66	0.0035	115	0.0106	164	0.0055
18	0.0128	67	0.0114	116	0.0071	165	0.0053
19	0.0164	68	0.0111	117	0.0069	166	0.0064
20	0.0079	69	0.0080	118	0.0049	167	0.0069
21	0.0055	70	0.0077	119	0.0118	168	0.0118
22	0.0094	71	0.0114	120	0.0027	169	0.0122
23	0.0089	72	0.0041	121	0.0157	170	0.0123
24	0.0065	73	0.0154	122	0.0144	171	0.0117
25	0.0154	74	0.0168	123	0.0085	172	0.0095
26	0.0171	75	0.0037	124	0.0113	173	0.0104
27	0.0014	76	0.0032	125	0.0083	174	0.0080
28	0.0105	77	0.0102	126	0.0094	175	0.0074
29	0.0115	78	0.0082	127	0.0089	176	0.0083
30	0.0077	79	0.0087	128	0.0080	177	0.0088
31	0.0121	80	0.0140	129	0.0081	178	0.0147
32	0.0032	81	0.0179	130	0.0063	179	0.0106
33	0.0037	82	0.0156	131	0.0084	180	0.0109
34	0.0175	83	0.0140	132	0.0046	181	0.0097
35	0.0127	84	0.0028	133	0.0059	182	0.0063
36	0.0008	85	0.0013	134	0.0026	183	0.0068
37	0.0054	86	0.0148	135	0.0036	184	0.0010
38	0.0013	87	0.0071	136	0.0056	185	0.0031
39	0.0070	88	0.0070	137	0.0095	186	0.0081
40	0.0051	89	0.0137	138	0.0098	187	0.0017
41	0.0131	90	0.0138	139	0.0098	188	0.0027
42	0.0118	91	0.0061	140	0.0091	189	0.0025
43	0.0143	92	0.0085	141	0.0052	190	0.0092
44	0.0091	93	0.0116	142	0.0104	191	0.0014
45	0.0154	94	0.0136	143	0.0098	192	0.0031
46	0.0155	95	0.0129	144	0.0163	193	0.0015
47	0.0242	96	0.0055	145	0.0179	194	0.0006
48	0.0094	97	0.0112	146	0.0066	195	0.0083
49	0.0023	98	0.0107	147	0.0080	196	0.0000

Mientras que en la Figura 6.41 se presentan los mismos caudales de fugas pero gráficamente, donde se aprecia que no se alcanzan los 0.025 l/s y que los caudales son más uniformes en comparación con los resultados de la condición I en la Figura 6.37.

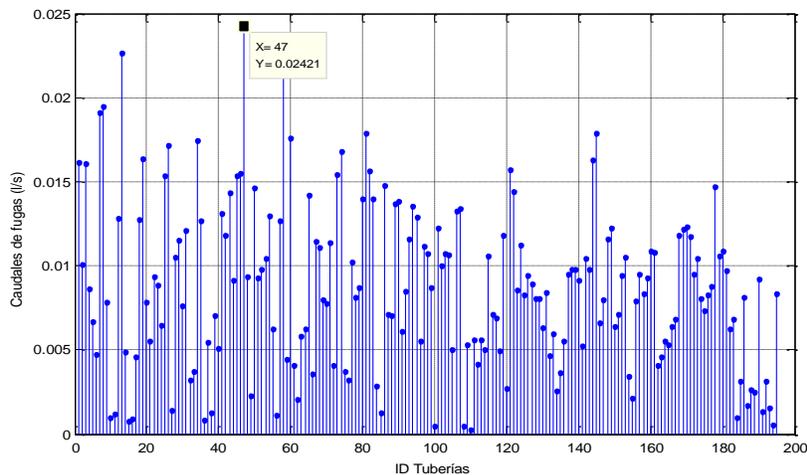


Figura 6. 41. Caudales de fugas en las tuberías, Condición II

La homogeneidad de los caudales de fugas para esta condición seguramente se debe al control de las presiones, con esto se comprueba de nuevo la relación de las fugas con la presión y que controlar las presiones en el sector hidrométrico SH-5 reducirá la ocurrencia de fugas en la parte sur del sistema de distribución.

Sin embargo, en la realidad es una tarea complicada de realizar pues en esta parte de la red los desniveles del terreno son más elevados y muchos usuarios en particular los ubicados en los límites del sector, tienen situada su toma domiciliaria muy lejos de los puntos de suministro establecidos por el organismo operador de la red, lo que conlleva a que los usuarios ingresen forzosamente en la caja de las válvulas reductoras de presión para manipularlas con el fin de obtener mayor presión en sus domicilios, provocando los desajustes en su operación y el descontrol de las presiones.

En efecto, también se creó el esquema de fugas para las tuberías bajo la condición II (Figura 6.42), resultando más preciso que el esquema obtenido en la primera condición, esto se comprobó al verificarse con los reportes de fugas (Anexo II).

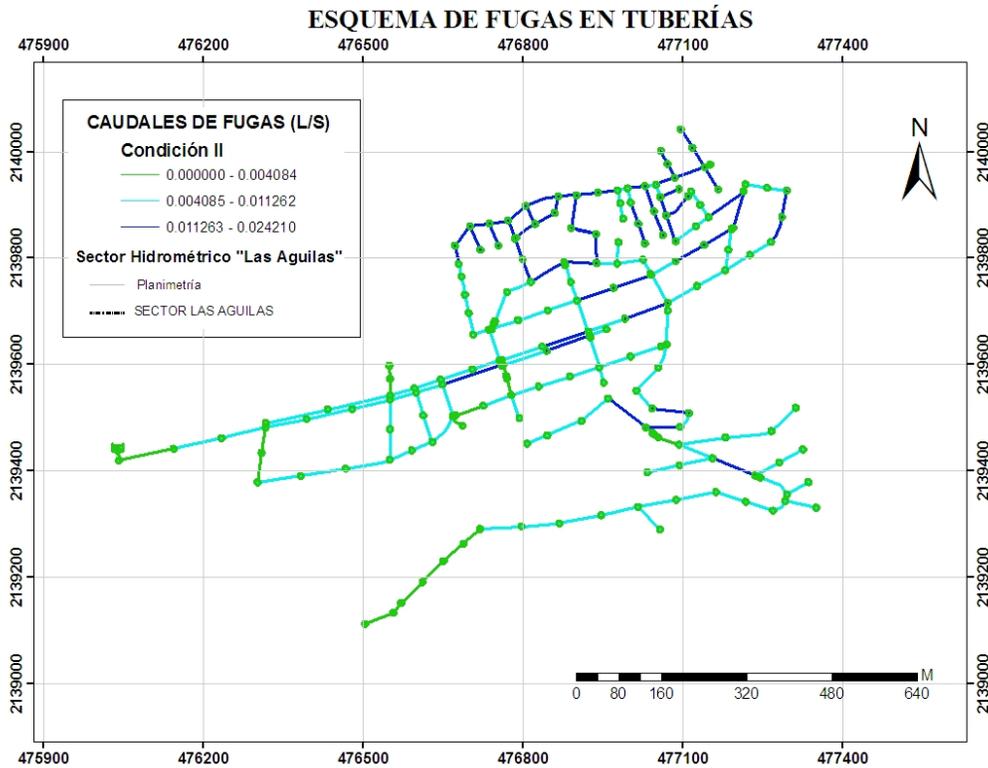


Figura 6. 42. Esquema de los caudales de fugas en tuberías, Condición II

De las comparaciones se obtuvo que los reportes de fugas del año 2013 son lo más aproximados a los resultados presentados para las fugas en tuberías, tal como se observa en la Figura 6.43.

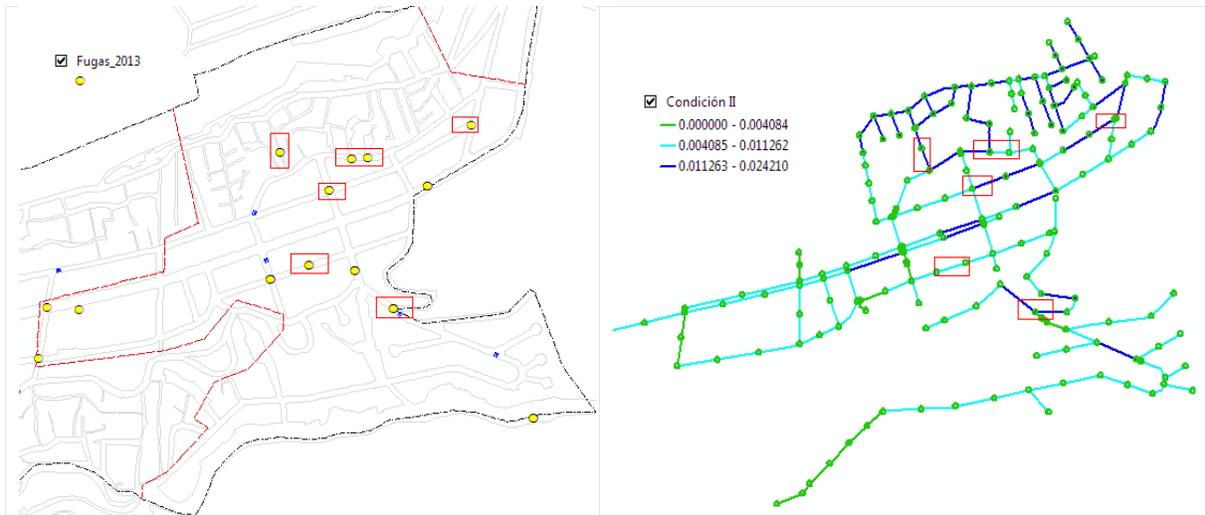


Figura 6. 43. Verificación de fugas en tuberías, condición II

## 7. CONCLUSIONES

Al finalizar la tesis puede mencionarse que se obtuvieron los resultados esperados del análisis, en primer lugar se desarrolló satisfactoriamente la rutina de cálculo con la que se cuantificaron las fugas del sector hidrométrico SH-5 de la delegación Álvaro Obregón, D.F., refiriéndose no solamente a la estimación de un número de fugas significativas a través de los esquemas de fugas nodales, sino que además se determinaron las magnitudes de estas posibles fugas, como se presenta a continuación.

Para la condición I se obtuvieron 15 fugas con caudales sobresalientes que si se consideran en conjunto contribuyen un alto porcentaje de fugas para el sector de estudio, como sus caudales son moderados se clasifican dentro de las fugas no reportadas u ocultas, en específico porque sus caudales son mayores a 250 l/h que equivale a 0.06 l/s aproximadamente (Figura 7.1).

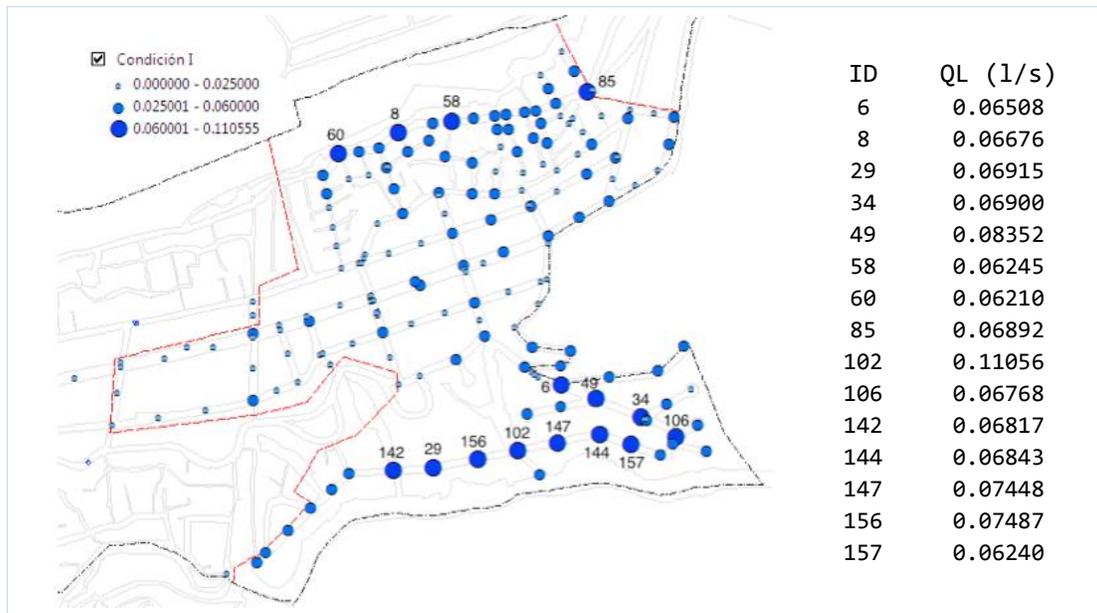


Figura 7. 1. Fugas ocultas o no reportadas, condición I

De acuerdo con lo analizado en la literatura se tratan de fugas pequeñas, posiblemente situadas en las tuberías o conexiones, por lo tanto, es necesario implementar acciones para su localización exacta. Para este caso se tiene la enorme ventaja de comenzar dicha actividad a partir de los esquemas de fugas obtenidos en esta análisis, en particular el esquema de la Figura 6.35, que tras las comparaciones con los reportes de fugas en el sector SH-5 se llegaron a buenas aproximaciones.

Entonces, se comprueba que el método propuesto es una herramienta eficaz para la detección y localización de fugas en sectores hidrométricos. En el *Capítulo 6.4* se afirma

este hecho, pues con los esquemas de fugas resultantes se ubicaron las zonas más afectadas del sector SH-5 y se localizaron los nodos y tuberías con mayores caudales de fugas. Además puede ser complementado con otros métodos de evaluación de fugas, por ejemplo, si resulta factible para la red de estudio se puede realizar un balance hídrico antes de aplicar el método con el fin de precisar y detallar los resultados.

Mientras que del análisis durante el control de presiones en el sector SH-5, condición II, se encontró que las incidencias de fugas son menores, se identificaron solo cuatro fugas con caudales superiores a 0.025 l/s como se aprecia en la Figura 7.2, con este valor límite se clasifican dentro de las fugas que ocurren en accesorios y uniones de tuberías principales o de servicio. Así que por ser consideradas fugas muy pequeñas, es forzoso llevar a cabo inspecciones físicas en las zonas circundantes de los nodos con los caudales de fugas más elevados y de esta manera puntualizar su ubicación, para esto se puede emplear el esquema de fugas nodales señalado en la Figura 6.40.

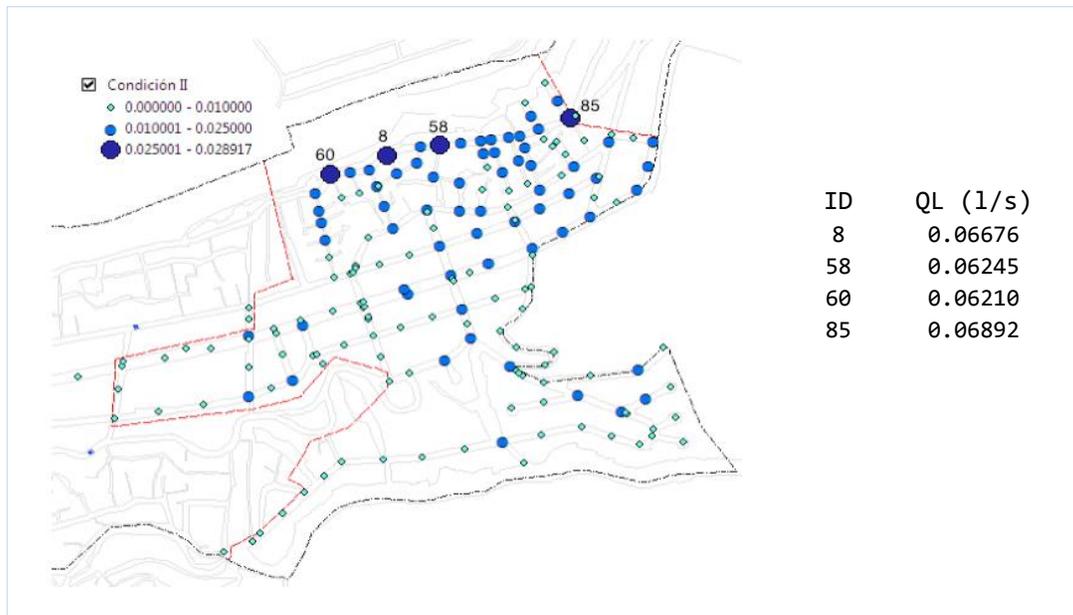


Figura 7. 2. Fugas de fondo, condición II

Además, como la red de distribución de estudio fue construida hace más de 30 años, sus elementos que la componen han sufrido varias modificaciones a través de los años y por eso algunas fugas obtenidas con valores menores a 0.025 l/s probablemente se debe a goteos o agujeros pequeños que se originaron por la corrosión.

Por otra parte, la metodología formulada ofrece una ventaja más respecto a los métodos tradicionales para la evaluación de fugas, con la aplicación del problema inverso se logró la calibración del modelo hidráulico del sector SH-5 con fugas, los resultados del ajustes de fugas nodales para cada estimación del coeficiente de fugas se resumen en la Tabla 7.1, con

la que se justifica que la rutina de cálculo propuesta calibra el modelo en pocas iteraciones de cálculo y resulta un procedimiento sencillo de aplicar.

Tabla 7. 1 Resumen de la calibración de las fugas nodales

Resultados sin control de presiones en el sector SH-5						
Coeficiente de fugas C (l/s/m <sup>3</sup> · m <sup>N</sup> )	Sumatoria de las fugas nodales $\sum Q_{L,i}$ para cada iteración (l/s)				Q <sub>CT</sub> (l/s)	Diferencia entre Q <sub>s</sub> y Q <sub>CT</sub> (l/s)
	i=1	i=2	i=3	i=4		
1.371E-05	7.323	5.654	6.085	5.977	22.41	1.345
1.293E-05	6.823	5.339	5.702	5.615	22.55	1.208
1.214E-05	6.323	5.018	5.318	5.250	22.69	1.074

Resultados controlando presiones en el sector SH-5						
Coeficiente de fugas C (l/s/m <sup>3</sup> · m <sup>N</sup> )	Sumatoria de las fugas nodales $\sum Q_{L,i}$ para cada iteración (l/s)				Q <sub>CT</sub> (l/s)	Diferencia entre Q <sub>s</sub> y Q <sub>CT</sub> (l/s)
	i=1	i=2	i=3	i=4		
5.3738E-06	2.048	1.863	1.874	1.873	13.15	0.174
4.8882E-06	1.848	1.848	1.703	1.704	13.17	0.154

Nota: Q<sub>s</sub> es el caudal suministrado medido y Q<sub>CT</sub> es la sumatoria de las demandas nodales calculadas

En la misma tabla se verifica que los ajustes de las fugas resultan más eficientes cuando se controlan presiones en el sector hidrométrico. Por lo tanto, es conveniente considerar este aspecto al momento de aplicarse.

Otro aspecto interesante del estudio es que a partir de las fugas nodales se pueden simular los caudales de fugas en las tuberías, en las Figuras 6.38 y 6.42 se exponen dichos resultados. Sin embargo, al ser comparados con las fugas reportadas no coincidieron realmente. Con base en estos resultados, se puntualiza la obligación de reforzar las expresiones utilizadas para evaluar las fugas en tuberías, pues al tratarse de elementos que están sujetos a varios factores que originan las fugas como el tipo de material, el diámetro, la edad, el suelo, entre otros, es necesario adicionar dichas características de cada tubería. A diferencia de la expresión para calcular las fugas nodales que dependen de la presión y las longitudes de las tuberías.

Con todo lo expuesto se propone el seguimiento del tema con las siguientes actividades:

- (1) Como el planteamiento no considera el estado actual de las tuberías, para precisar los caudales de fugas es recomendable adicionar un factor de ajuste que considere la edad de las tuberías y el registro histórico de la ocurrencia de fugas en los sectores hidrométricos.

(2) Aplicar esta propuesta en distintos sectores hidrométricos para verificar con detalle las bondades de la metodología.

(3) Desarrollar un modelo matemático del procedimiento que reemplazar el uso alternativo de los programas Epanet y Matlab.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

### Libros y monografías

- Cabrera, E., Espert, V., García-Serra, J., & Martínez, F. (1996). *INGENIERÍA HIDRÁULICA. Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua (Vol. II)*. Valencia, España: UD Mecánica de Fluidos. Dep. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.
- Comisión Nacional del Agua. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua según convenio CNA-IMTA-SGT-GINT-001-2007.
- Delgado Galván, X. V. (2011). *Aplicación del método de jerarquías analíticas (AHP) a la gestión de pérdidas de agua en redes de abastecimiento*. Universidad Politécnica de Valencia-UPV: Tesis Doctoral.
- Díaz Arévalo, J. L., Pérez García, R., Martínez Solano, F. J., & Fuertes Miquel, V. S. (2003). Capítulo 19. Pérdidas de agua y rendimientos en abastecimientos. En U. P. Valencia-UPV, *Ingeniería hidráulica en los abastecimientos de agua* (págs. 750-778). Valencia: Grupo multidisciplinar de modelación de fluidos.
- Escobar Morales, J. J. (2011). *Método de los caudales mínimos nocturnos: revisión de sus bases científicas, evaluación de errores potenciales y propuestas para su mejora*. Universidad Politécnica de Valencia-UPV: Tesis de Maestría.
- Farrer, H. (1979). *Control de Fugas en Redes de Distribución de Agua*. Proyecto de desarrollo tecnológico de las instituciones de abastecimiento de agua potable y alcantarillado (DTIAPA), Lima-Perú.
- GIZ. (2011). *Guía para la reducción de las pérdidas de agua. Un enfoque en la gestión de la presión*. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH.
- Hueb, J. A. (1985). *Control de fugas en los sistemas de distribución de agua potable*. Lima, Perú: Manual DTIAPA C-7. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente- CEPIS.
- McKenzie, R. (1999). *SANFLOW 1.5, South African Night Flow Analysis Model. User Guide*. South African Water Research Commission.
- McKenzie, R. (2001). *PRESMAC (Pressure Management Program). User Guide*. South Africa : Water Research Commission.
- Ochoa Alejo, L. (1997). *Calibración y localización de fugas en redes de distribución de agua potable mediante modelos de simulación hidráulica*. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Campus Morelos, UNAM.
- Ochoa Alejo, L. H. (2014). *Sectorización de redes de distribución*. México: ANEAS. IMTA.

- Ochoa Alejo , L. H., & Bourguett Ortiz, V. J. (2001). Reducción integral de pérdidas de agua potable (2ª ed.). Jiutepec, Morelos , México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Ranedo Metola, D. (2009). Elaboración del modelo matemático de la red de agua potable de Maspalomas (Gran Canaria), y estudio de sectorización de la misma. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Tesina de Máster.
- Rodríguez, M. (2013). "Análisis y modelación del sistema actual". Plan Director De Agua Potable para las localidades de Unquillo y Mendiolaza. Universidad Nacional de Córdoba, Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Argentina.
- Rossman, L. A. (2000). EPANET 2 USER'S MANUAL. U.S. Environmental Protection Agency , Cincinnati, OH 45268, USA.
- Vargas Raymundo, R. C. (2009). Recomendaciones para reducir fugas de agua en redes. UNAM. Ciudad Universitaria, D.F.: Tesis de Maestría.

### **Publicaciones**

- Arreguín-Cortes, F., & Ochoa-Alejo, L. (1997). Evaluation of water losses in distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. ASCE , 284-291.
- Ávila, H., & Saldarriaga, J. (2004). Calibración de parámetros de fugas en fallas longitudinales en tuberías de PVC. *Ingeniería & desarrollo*. Universidad del Norte (016), 32-44.
- Bourguett Ortiz, V. (2004). A.C. AF1-3 Estrategia y organización para la detección de fugas. México: Centro mexicano de capacitación en agua y saneamiento.
- Cabrera, E., Almandoz, J., Arregui, F., & García-Serra, J. (1999). Auditoría de redes de distribución de agua. *Ingeniería del Agua* , 6 (4), 291-303.
- Farley, M., & Trow, S. (2003). *Losses in Water Distribution Networks. A Practitioner's Guide to Assessment, Monitoring and Control*. London: IWA Publishing.
- García, V., Cabrera, E., & Cabrera Jr, E. (2006). The Minimum Night Flow Method Revisited. In 8th annual water distribution systems analysis symposium , 27-30.
- Garzón Contreras, F., & Thornton, J. (2006). Influencia de la presión en las pérdidas de agua en sistemas de distribución. XXX Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental.
- Liemberger, R., Brothers, K., Lambert, A., McKenzie, R., Rizzo, A., & Waldron, T. (2007). Water Loss Performance Indicators. *Water Loss 2007. Conference Proceedings Volume I*, 148-160.
- Medina, A., Galarza, G., Carrera, J., Jódar, J., & Alcolea, A. (2001). El problema inverso en hidrología subterránea. *Aplicaciones*. *Boletín Geológico y Minero* , 112, 93-106.

- Morrison, J., Tooms, S., & Rogers, D. (2007). District Metered Areas Guidance Notes. IWA Publishing, Londres, Reino Unido.
- Ochoa, L. (11-15 de Noviembre de 2013). Diseño y evaluación de distritos hidrométricos en redes de agua potable. XII Simposio Iberoamericano sobre planificación de sistemas de abastecimiento y drenaje .
- Pudar, R. S., & Liggett, J. A. (1992). Leaks in pipe networks. *Journal of Hydraulic Engineering* , 118 (7).
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D. A., & Koppel, T. (2010). A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal* , 7 (1), 25-45.
- Tabesh, M., Asadiyani Yekta, A. H., & Burrows, R. (2009). An Integrated Model to Evaluate Losses in Water Distribution Systems. *Water Resour Manage* , 23, 477–492.
- Tabesh, M., Asadiani Yekta, A. H., & Burrows, R. (2005). Evaluation of Unaccounted for Water and Real Losses in Water Distribution Networks by Hydraulic Analysis of the System Considering Pressure Dependency of Leakage. *Proceedings of the international conference on advances in water supply management* .
- Vela, A., Martínez, F., García-Serra, J., & Pérez, R. (1994). Estrategias óptimas para la reducción de perdidas de agua en sistemas de abastecimiento. *Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente* , 1 (1), 48-54.
- Wu, S., Yang, L., Zhou, C., & Zhang, J. (2013). Leakage Modeling And Leakage Control Analysis By Pressure Management In Water Supply System Of DMA. In *ICPTT* , 141-150.

## 9. REFERENCIAS

- Alkassseh, J. M., Adlan, M. N., Abustan, I., Aziz, H. A., & Hanif Abu, B. M. (2013). Applying Minimum Night Flow to Estimate Water Loss Using Statistical Modeling: A Case Study in Kinta Valley, Malaysia. *Water Resources Management* , 27 (5), 1439-1455.
- Ayala Cabrera , D. (2009). Caracterización de Tuberías Enterradas para Redes de Abastecimiento en Servicio Mediante el Análisis de Imágenes Obtenidas con Radar de Subsuelo (Ground Penetrating Radar – GPR). Valencia, España: Tesina de Master. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.
- Benavides, H. M. (2007). Sanitaria IV. Conferencia 8. Evaluación de redes. Loja, Ecuador: Apuntes- UTPL.
- Bhave, P. R. (1988). Calibrating Water Distribution Network Models . *Journal of Environmental Engineer* , 114 (1).

- Bougadis, J., Adamowski, K., & Diduch, R. (2005). Short-term municipal water demand forecasting. *Hydrological Processes* , 19 (1), 137-148.
- Brumbelow, K., Linthicum, C., Meyer, S., Murray, K., Nichols, D., Shelton, G., y otros. (2006). A Comprehensive Water Audit of the San Antonio Water System. *World Environmental and Water Resource Congress 2006* , 1-7.
- Buchberger, S. G., & Nadimpalli, G. (2004). Leak Estimation in Water Distribution Systems by Statistical Analysis of Flow Readings. *Journal of water resources planning and management* , 130 (4), 321-329.
- Burrows, R., Mulreid, G., & Hayuti, M. (2003). Introduction of a Fully Dynamic Representation of Leakage into Network Modelling Studies Using EPANET. *Proceedings of the International Conference on Advances in Water Supply Management* .
- Cassa, A. M., Van Zyl, J. E., & Laubscher , R. F. (2005). A Numerical Investigation into the Behavior of Leak Opening in UPVC Pipes under Pressure. *CCWI 2005 Water Management for the 21st Century*.
- Cheung, P., & Girol, G. (2009). Night flow analysis and modeling for leakage estimation in a water distribution system. *Integrating water systems* .
- Covas , D., Jacob , A., & Ramos , H. (2008). Water losses' assessment in an urban water network. *Water Practice & Technology*, 3 (3).
- Covas, D., & Ramos, H. (1999). Practical methods for leakage control, detection and location in pressurised systems. (B. S. Edmunds, & P. E. Publishing, Edits.) *BHR GROUP CONFERENCE SERIES PUBLICATION* , 37, 135-152.
- Eichenberger, J. C. (2005). IWA Water Balance in Canada – “How are we doing?”. *Conference Proceedings-IWA* , 132-138.
- Fantozzi, M., & Lambert, A. (2010). Legitimate Night Use component of Minimum Night Flows Initiative. *WATER LOSS 2010*. Sao Paulo, Brasil: *Memorias del congreso*.
- Gomes, R., Marques, A., & Sousa, J. (2011). Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems. *Urban Water Journal* , 8, 65-77.
- Herrera, M., Torgo, L., Izquierdo, J., & Pérez-García, R. (2010). Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology* , 387, 141-150.
- Hix, K. (1998). Leak detection for landfill liners overview of tools for vadose zone monitoring. *DIANE Publishing, USA*.

- Industry, U. W. (1994). Managing Leakage, Report E-Interpreting Measured Night Flows. Water Research Centre/Water Services Association/Water Companies Association, Swindon, UK.
- Industry, U. W. (1994). Managing leakage. Report C. Setting Economic Leakage Targets. Londres, Reino Unido : Engineering and Operations Committee.
- Kanakoudis , V., & Tsitsifli, S. (2014). Using the bimonthly water balance of a non-fully monitored water distribution network with seasonal water demand peaks to define its actual NRW level: the case of Kos town, Greece. *Urban Water Journal* , 11 (5), 348-360.
- Lambert, A. O., & Hirner, W. (2000). Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Recommended Performance Measures. International Water Association.
- Lewis, J. M., & Fanner, P. V. (2005). Experience of Using the IWA/AWWA Water Audit Methodology in Salt Lake City Public Utilities Public Utilities Department. Conference Proceedings-IWA , 139-149.
- Malithong , P., Gulphanich , S., & Suesut , T. (2005). Water Loss Control in DMA Monitoring System Used Wireless Technology . ICCAS International Conference on Control, Automation and Systems 2005 .
- McKenzie, R. S., Bhagwan, J. N., & Lambert, A. O. (2002). Leakage reduction software developed through the water research commission. IWA Leakage Management Conference.
- Mutikanga, H. E., Sharma, S. K., & Vairavamoorthy, K. (2013). Methods and Tools for Managing Losses in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* , 139 (2), 166-174.
- Ormsbee, L. E. (1989). Implicit Network Calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management* , 115 (2).
- Ormsbee, L. E., & Wood, D. (1986). Explicit Pipe Network Calibration. *Journal of Water Resources Planning and Management* , 112 (2).
- Pearson , D. (2007). Do you know how many of your colleagues will come to your funeral?. *Water Loss. Conference Proceedings.* , I.
- Rostum , J. (2000). Statistical modelling of pipe failures in water networks. Norwegian University of Science and Technology-NTNU .
- Salgado, R., Todini, E., & O'Connell, P. (1988). Extending the gradient method to include pressure regulating valves in pipe networks. *Proc.Inter. Symposium on Computer Modeling of Water Distribution Systems*, University of Kentucky.

- Seago, C., McKenzie, R., & Liemberger, R. (2005). International benchmarking of leakage from water reticulation systems. In Paper to Leakage 2005 Conference .
- Todini, E., & Pilati, S. (1987). A gradient method for the analysis of pipe networks. International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution, Leicester Polytechnic.
- Trow, S. (2009). Development of a Pressure Management Index (PMI). Proceedings of the 5th IWA Water Loss Reduction Specialist Conference .
- Tuhovčák, L., Svoboda, M., Sviták, Z., & Tothova, K. (2005). The Technical Audit of Water Distribution Network Using the Different Leakage Indicators. Conference Proceedings-IWA , 495-503.
- Tzatchkov, V., & Noda, L. (2002). Modelación numérica de fugas y consumo en redes de agua potable. Memorias del XVII Congreso Nacional de Hidráulica, Monterrey , 327-332.
- Ulanicki , B., AbdelMeguid , H., Bounds , P., & Patel , R. (2008). Pressure control in district metering areas with boundary and internal pressure reducing valves. The 10th International Water Distribution System Analysis Conference , 17-20.
- Van Zyl, J., & Clayton, C. (2007). The effect of pressure on leakage in water distribution systems . Proceedings of the ICE-Water Management , 2, 109-114.
- Vela, A. F., Espert, V., & Fuertes, V. S. (1995). General overview of unaccounted for water distribution systems. In Improving Efficiency and Reliability in Water Distribution Systems, 84–95.
- Walski, T. M. (1986). Case study: pipe network model calibration issues. Journal of Water Resources Planning and Management .
- Walski, T. M. (1983). Technique for calibrating network models. Journal of Water Resources Planning and Management , 109 (4).
- WRc/WSA/WCA. (1994). Engineering and Operations Committee.1994. Managing Leakage: UK Water Industry Managing Leakage Report E - Interpreting Measured Night Flows. UK.

### Referencias de internet

- Gómez, G. (2012). Obtenido de fugatec.com: <http://fugatec.com/blog/tecnologia-para-la-deteccion-y-localizacion-de-fugas-de-agua/>
- INEGI, I. N. (2009). [www.inegi.org.mx](http://www.inegi.org.mx). Obtenido de: <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/datos-geograficos/09/09010.pdf>
- NDT Termografía infrarroja. (2011). Obtenido de: <http://www.inspeccionestermograficas.es/aplicaciones/edificacion/>

# ANEXO I

## INFORMACIÓN TÉCNICA DE LOS EQUIPOS DE MEDICIÓN

## DETECTOR TIPO II

Procesos con brida de conexión



Figura A1. 1. Detector Tipo II

El detector electromagnético tipo II no sólo cuenta con una gran diversidad de configuraciones para aplicaciones bridadas (DIN, ANSI, JIS, AWWA, etc.) sino también cuenta con una gran gama de recubrimientos internos como goma dura, goma blanda, PTFE, PFA o Halar. Configurable con hasta cuatro electrodos: electrodos de medida, de detección de tubería vacía y de tierra.

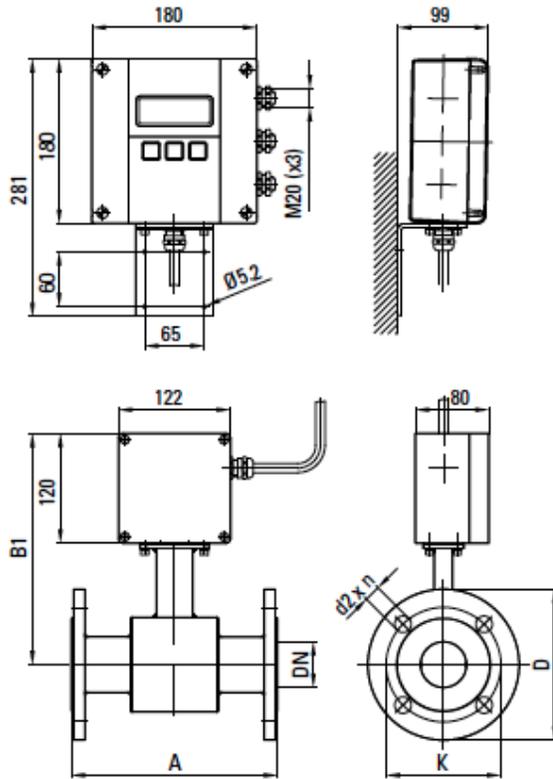
Disponible desde DN 6mm hasta DN 2000mm y presiones nominales de hasta PN 100, el detector tipo II es el que mejor se ajusta para la variedad de aplicaciones industriales así como para la industria del agua potable y agua residual.

Aprobación de medición en tuberías con revestimiento para agua potable: KTW/DVGW, NSF-61, WRAS, ACS.

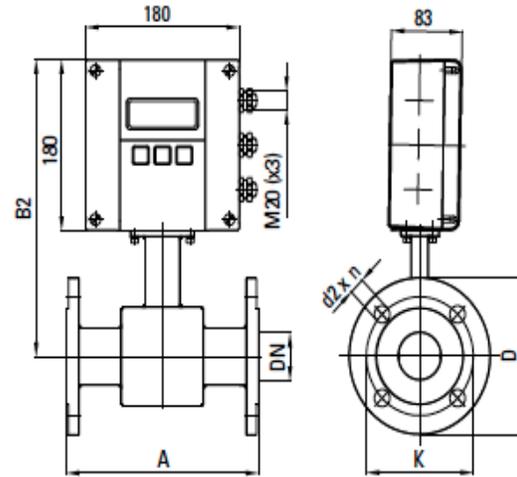
### Información técnica

Tamaño	DN 6mm – 2000mm (1/4" ... 80")		
Conexiones	Bridas: DIN, ANSI, JIS, AWWA, etc.		
Presión nominal	Hasta PN 100		
Grado de protección	IP 67, opcional IP 68		
Conductividad mínima	5 µS/cm (20 µS/cm para agua desmineralizada)		
Materiales de recubrimiento	Goma dura/blanda	A partir de DN 25	0 hasta +80 °C
	PTFE	DN 6 – 600	-40 hasta +150 °C
	Halar (ECTFE)	A partir de DN 300	-40 hasta +150 °C
Materiales de electrodos	Hastelloy C (estandar) Tantalo Platino / Oro plateado Platinom / Rodio		
Carcasa	Acero / opcional acero inoxidable		
Longitud	DN 6 – 20	170 mm	
	DN 25 – 50	225 mm	
	DN 65 – 100	280 mm	
	DN 125 – 200	400 mm	
	DN 250 – 350	500 mm	
	DN 400 – 700	600 mm	
	DN 750 – 1000	800 mm	
	DN 1200 – 1400	1000 mm	
	DN 1600	1600 mm	
	DN 1800	1800 mm	
DN 2000	2000 mm		

**Conexiones para procesos bridados**  
Montaje en pared



**Conexiones para procesos bridados**  
Compacto



Dimensiones (mm)											
DN		A Estd*	A ISO**	B 1	B 2	con bridas ANSI			con bridas DIN		
						Ø D	Ø K	Ø d2 x n	Ø D	Ø K	Ø d2 x n
6	1/4"	170	–	228	305	88,9	60,3	15,9 x 4	90	60	14 x 4
8	3/10"	170	–	228	305	88,9	60,3	15,9 x 4	90	60	14 x 4
10	3/8"	170	–	228	305	88,9	60,3	15,9 x 4	90	60	14 x 4
15	1/2"	170	200	238	315	88,9	60,3	15,9 x 4	95	65	14 x 4
20	3/4"	170	200	238	315	98,4	69,8	15,9 x 4	105	75	14 x 4
25	1"	225	200	238	315	107,9	79,4	15,9 x 4	115	85	14 x 4
32	1 1/4"	225	200	253	330	117,5	88,9	15,9 x 4	140	100	18 x 4
40	1 1/2"	225	200	253	330	127	98,4	15,9 x 4	150	110	18 x 4
50	2"	225	200	253	330	152,4	120,6	19 x 4	165	125	18 x 4
65	2 1/2"	280	200	271	348	177,8	139,7	19 x 4	185	145	18 x 4
80	3"	280	200	271	348	190,5	152,4	19 x 4	200	160	18 x 8
100	4"	280	250	278	355	228,6	190,5	19 x 8	220	180	18 x 8
125	5"	400	250	298	375	254	215,9	22,2 x 8	250	210	18 x 8
150	6"	400	300	310	387	279,4	241,3	22,2 x 8	285	240	22 x 8
200	8"	400	350	338	415	342,9	298,4	22,2 x 8	340	295	22 x 12

Dimensiones (mm)											
DN		A Estd*	A ISO**	B 1	B 2	con bridas ANSI			con bridas DIN		
						Ø D	Ø K	Ø d2 x n	Ø D	Ø K	Ø d2 x n
250	10"	500	450	362	439	406,4	361,9	25,4 x 12	395	350	22 x 12
300	12"	500	500	425	502	482,6	431,8	25,4 x 12	445	400	22 x 12
350	14"	500	550	450	527	533,4	476,2	28,6 x 12	505	460	22 x 16
400	16"	600	600	475	552	596,9	539,7	28,6 x 16	565	515	26 x 16
450	18"	600	–	500	577	635,0	577,8	31,7 x 16	615	565	26 x 20
500	20"	600	–	525	602	698,5	635,0	31,7 x 20	670	620	26 x 20
550	22"	600	–	550	627	749,3	692,1	34,9 x 20	–	–	–
600	24"	600	–	588	665	812,8	749,3	34,9 x 20	780	725	30 x 20
650	26"	600	–	613	690	869,9	806,4	34,9 x 24	–	–	–
700	28"	600	–	625	702	927,1	863,6	35,1 x 28	895	840	30 x 24
750	30"	800	–	650	727	984,2	914,4	34,9 x 28	–	–	–
800	32"	800	–	683	760	1060,5	977,9	41,3 x 28	1015	950	33 x 24
850	34"	800	–	708	785	1111,2	1028,7	41,3 x 32	–	–	–
900	36"	800	–	725	802	1168,4	1085,8	41,3 x 32	1115	1050	33 x 28
950	38"	800	–	750	827	1238,3	1149,4	41,3 x 32	–	–	–
1000	40"	800	–	790	867	1346,2	1257,3	41,3 x 36	1230	1160	36 x 28
1200	48"	1000	–	900	977	1511,5	1422,4	41,3 x 44	1455	1380	39 x 32
1350	54"	1000	–	975	1052	1682,8	1593,9	47,8 x 44	–	–	–
1400	56"	1000	–	1000	1077	–	–	–	1675	1590	42 x 36
Estándar											
con bridas ANSI			desde DN 6 – 1400			150 lbs					
con bridas DIN			desde DN 6 – 200			PN 16					
			desde DN 250 – 1400			PN 10					
*Estándar **ISO 13359											
Tamaños DN 1600 – 2000 bajo solicitud.											

## AMPLIFICADOR TIPO ModMAG® M 2000

Para todos los detectores

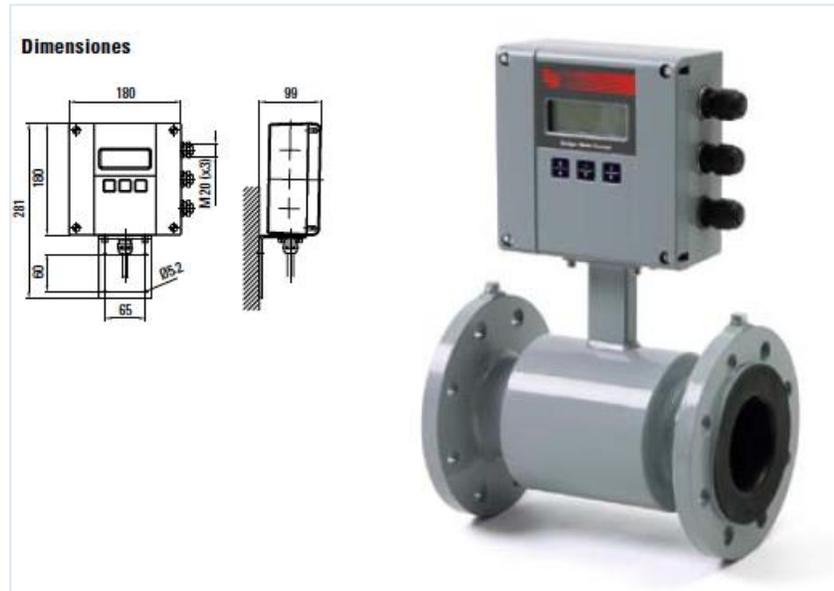


Figura A1. 2. Amplificador Tipo ModMAG®

Información técnica	
Alimentación eléctrica	85 – 265 VCA, 45 – 65 Hz, <20 VA o opcional 9 – 36 VDC
Salida analógica	0/4 – 20 mA, $\pm 800$ ohms, la dirección del flujo se muestra mediante una señal de salida independiente (salida de estado)
Salida pulsos / frecuencia	24 V activa, 20 mA, 30 V pasiva, 100 mA (colector abierto) máx. 10 kHz
Salida de estado	Alarma mín./máx., preselección del medidor, dirección del flujo, mensaje de error
Medio de control	Electrodo separado
Programación	3 teclas
Interfase	RS 232/485, ModBus® RTU, HART, M-Bus, Profibus DP
Registrador de datos	Interno (opcional); 32 MB/10.000 data records
Rango de velocidad	0,03 – 12 m/s
Precisión	$\pm 0,2$ % del flujo actual, $\pm 1$ mm/s
Repetibilidad	0,1 %
Dirección del flujo	Bi-direccional
Ancho del pulso	Programable hasta 10 s
Salidas	Protegidas contra cortocircuitos y aisladas galvánicamente
Corte de flujo mínimo	0 – 10 %
Función de reserva para los parámetros	Opcional
Pantalla	LCD, 4 líneas / 20 caracteres, retroiluminada, flujo actual, 2 totalizadores, información de estado
Carcasa	Troquelado de aluminio con revestimiento
Grado de protección	IP 67
Inserción de cable	Cable eléctrico y de señal (salidas) 3 x M20
Cable de señal	Del detector M20
Temperatura ambiental	-20 °C hasta +60 °C

El amplificador tipo ModMAG® M2000 es el más adecuado para mediciones de flujo bidireccional en fluidos con una conductividad  $> 5 \mu\text{S/cm}$  ( $> 20 \mu\text{S/cm}$  para agua desmineralizada).

El M2000 tiene una gran precisión, es fácil de usar y puede ser escogido para un amplio y flexible espectro de aplicaciones.

La pantalla retroiluminada de 4 líneas muestra los datos de la medición actual, diariamente con información completa incluyendo mensajes de alarmas.

El amplificador tipo ModMAG® M2000 tiene 4 salidas digitales programables, una entrada digital, salida de corriente e interfaces diferentes. Herramientas integradas para pruebas hacen que la puesta en operación y el servicio sean más sencillos.

En caso de requerirlo, la configuración del equipo se puede guardar o transferir a otro equipo mediante la función opcional de copia de seguridad, sin necesidad de configurar el equipo de nuevo.

# ANEXO II

REGISTROS DE FUGAS EN EL SECTOR  
HIDROMÉTRICO “LAS AGUILAS”, DELEGACIÓN  
ÁLVARO OBREGÓN  
2009 - 2014

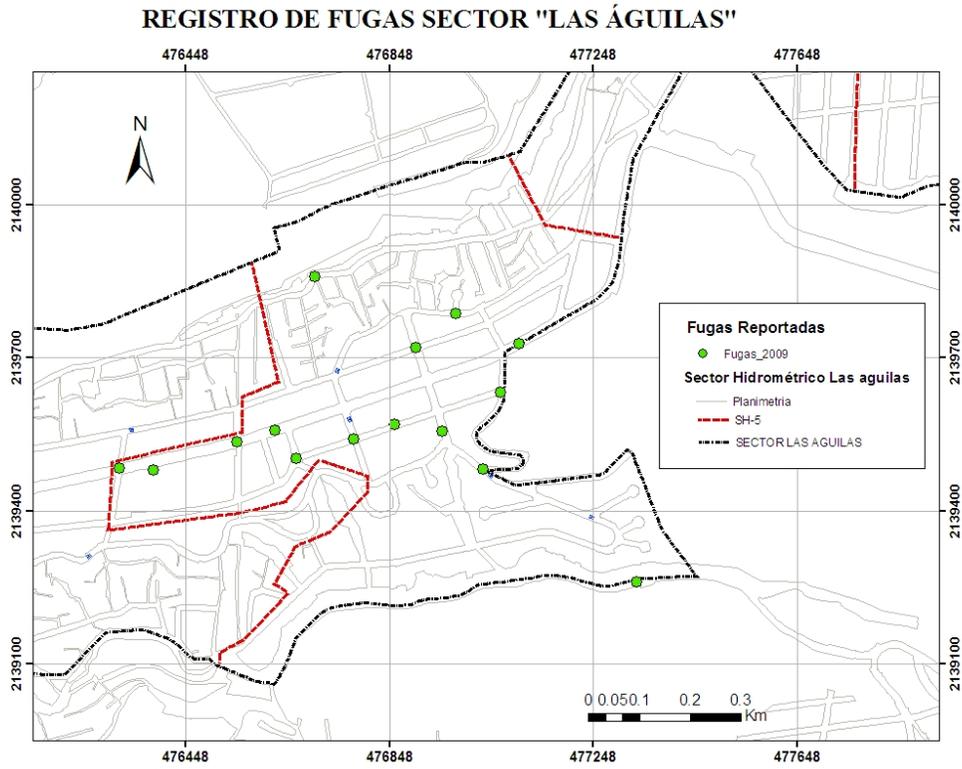


Figura A2. 1. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2009

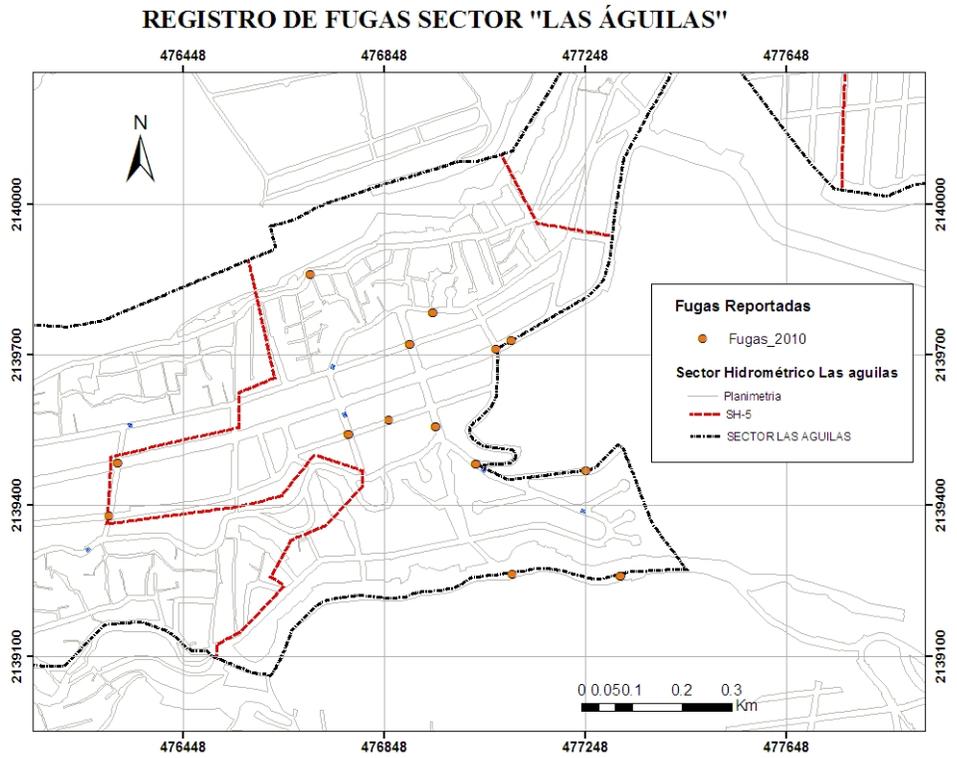


Figura A2. 2. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2010

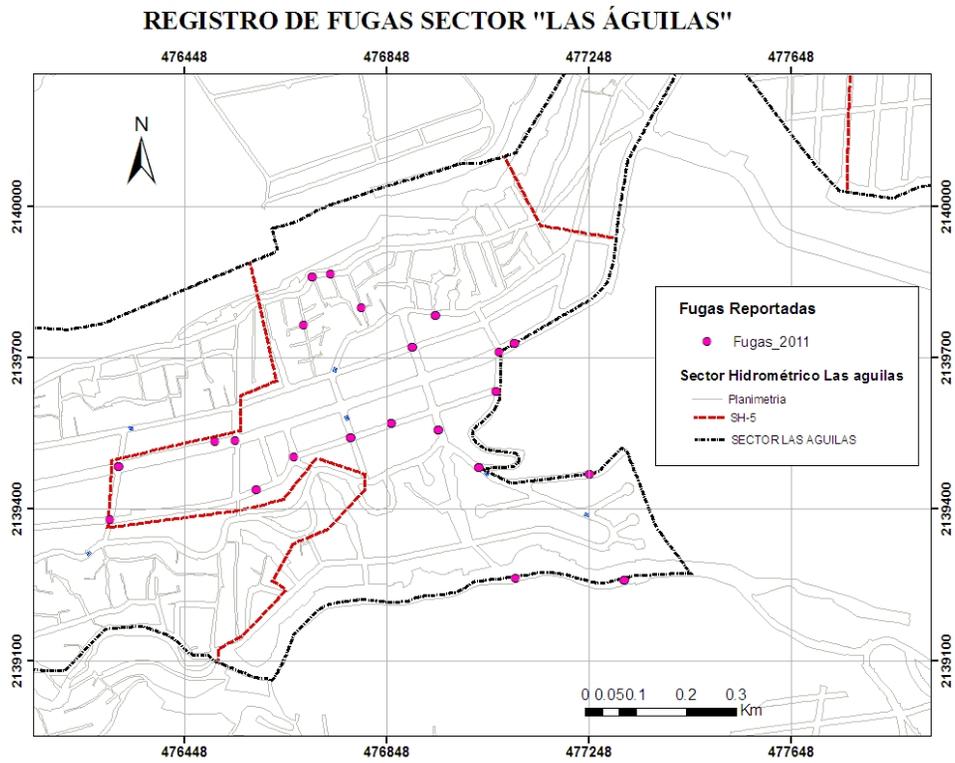


Figura A2. 3. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2011

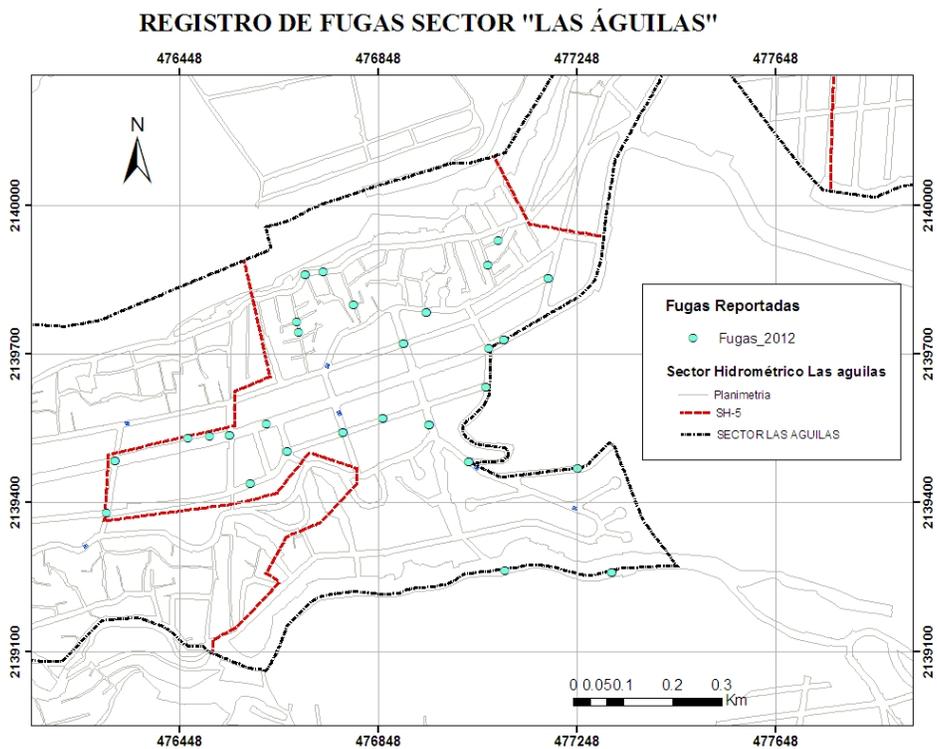


Figura A2. 4. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2012

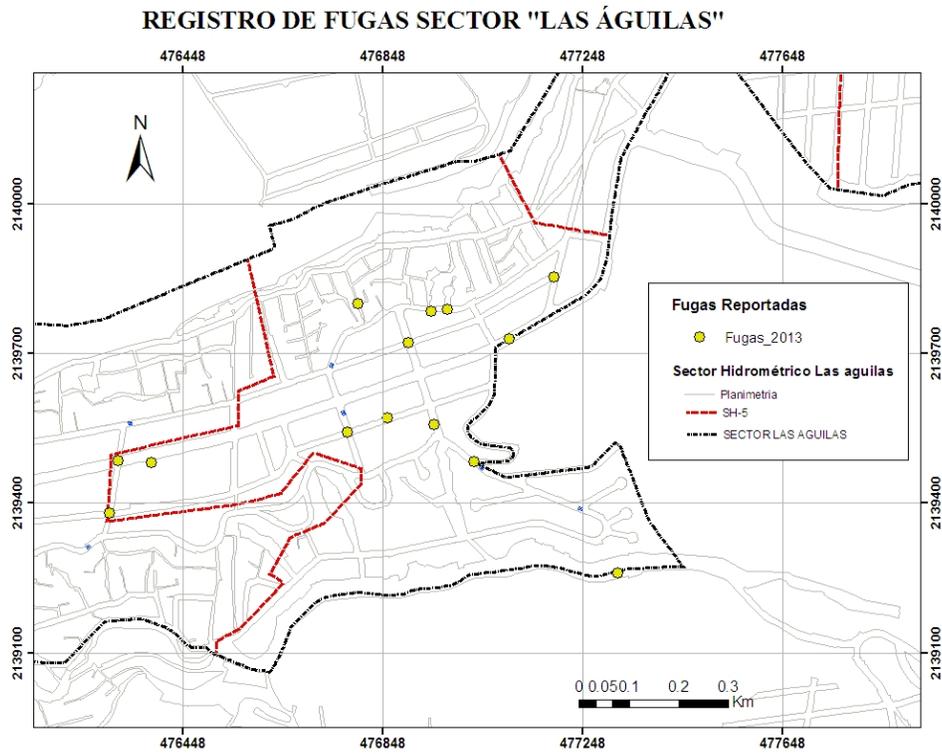


Figura A2. 5. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2013

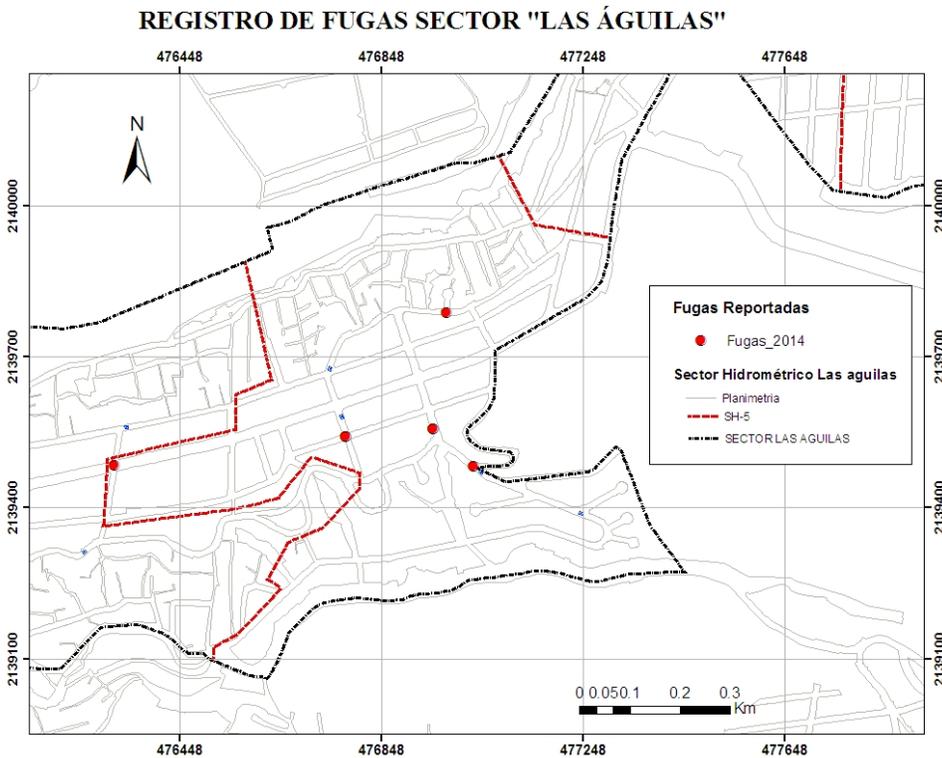


Figura A2. 6. Fugas reportadas en el sector SH-5, 2014