

Trabajo Fin de Grado  
Grado en Ingeniería de la Energía

Estado del arte de la calibración de modelos  
hidráulicos. Modelado de fugas con Epanet.

Autor: Enrique Rondán Galán

Tutor: Francisco Javier Pino Lucena

**Dep. Ingeniería Energética**  
**Escuela Técnica Superior de Ingeniería**  
**Universidad de Sevilla**

Sevilla, 2016





Proyecto Fin de Carrera  
Grado en Ingeniería de la Energía

# **Estado del arte de la calibración de modelos hidráulicos. Modelado de fugas con Epanet.**

Autor:

Enrique Rondán Galán

Tutor:

Francisco Javier Pino Lucena

Profesor Contratado Doctor

Dep. de Ingeniería Energética  
Escuela Técnica Superior de Ingeniería  
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2016



Proyecto Fin de Carrera: Estado del arte de la calibración de modelos hidráulicos. Modelado de fugas con Epanet.

Autor: Enrique Rondán Galán

Tutor: Francisco Javier Pino Lucena

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

El Secretario del Tribunal

*A mi familia*

*A mis maestros*





---

## Agradecimientos

---

En primer lugar agradecer a mi familia y a Tania que siempre han estado apoyándome en estos años de esfuerzo y trabajo. Incesante siempre ese empuje con el que me apoyaban y con el que he conseguido este objetivo. Dar las gracias a la universidad de Sevilla y a los profesores por su tiempo y esfuerzo dedicado para que alumnos como yo consigamos aprender y entender tantos conceptos que nos serán muy útiles en el futuro. Por supuesto agradecer también a mis compañeros estos años en los que he aprendido con ellos tanto dentro como fuera de clase. A mi tutor que decidió apostar por mi y ayudarme a cerrar este grado con este trabajo. A todas las personas que de una forma u otra me han ayudado y a Dios.



# Resumen

---

Hoy en día, una de las preocupaciones de las personas es el abastecimiento de agua seguro, y además de forma eficiente. Nos encontramos en un marco socio-político en el que cada vez hay más escasez de bienes naturales, y donde la eficiencia está tomando un papel crucial para el desarrollo sostenible de la población. Así, en lugares como Sudamérica o África y muchos otros, el abastecimiento de agua ineficiente en esas zonas provoca escasez de agua y mala calidad de la misma, ocasionando además brotes de enfermedades y mala calidad de vida. Es por ello que es crucial solucionar este problema social y es por ese motivo que he visto oportuno centrar el estudio de mi trabajo fin de grado en el modelado y reducción de pérdidas de agua en una red de abastecimiento.

En este proyecto se intentará aportar una visión global de la técnicas y metodologías existentes hoy día para abordar el problema de la calibración de modelos hidráulicos y modelado de fugas. Además se cargará en Epanet una red simple para entender la relaciones causales entre presión, caudales y fugas.



## Abstract

---

Today, one of the concerns of people is the safe and efficient supply of water. We are in a social and political context where there is more scarce natural resources, and where efficiency is taking a crucial for sustainable population development role. In places like South America or Africa and many others, the inefficient water supply in these areas causes water scarcity and poor quality of it, causing outbreaks of disease and poor quality of life. Why it is crucial to solve this social problem and it is for that reason that I have seen appropriate to focus my work study to degree in the study of art modeling and reduction of water losses in a supply network.

This project will attempt to provide an overview of the techniques and methodologies today to solve the problem of calibration of hydraulic models and modeling leak. Also in Epanet will be charged a simple network to understand the causal relationships between pressure, flow and leakage.

# Índice

<b>Agradecimientos</b>	<b>9</b>
<b>Resumen</b>	<b>11</b>
<b>Abstract</b>	<b>13</b>
<b>Índice</b>	<b>14</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>16</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>18</b>
<b>Notación</b>	<b>20</b>
<b>1 Las pérdidas de agua en redes de abastecimiento</b>	<b>22</b>
1.1. <i>Introducción a la distribución urbana de agua</i>	23
1.1.1 Sistemas de transporte de agua	23
1.1.2 Sistemas de distribución de agua	23
1.1.3 Tuberías	24
1.1.4 Almacenamiento	25
2.1.5 Bombeo	25
2.1.6 Tipos de distribución	26
2.1.7 Configuraciones de la red	27
1.2. <i>Introducción a las pérdidas de agua en redes de abastecimiento</i>	29
1.2.1 Pérdidas reales	30
1.2.2 Pérdidas aparentes	35
1.2.3 Estimación de pérdidas	36
<b>2 Metodología para a)la calibración preliminar de modelos de redes de distribución de agua</b>	<b>39</b>
2.1. <i>Generalidades de la modelación hidráulica de redes de distribución de agua</i>	40
2.2. <i>Carga del modelo hidráulico: Asignación de la demanda independiente y dependiente de la presión</i>	41
2.2.1 Asignación de demandas independientes de la presión: consumos	41
2.2.2 Asignación de demandas dependientes de la presión: fugas	43
2.2.2.1 Hidráulica de fugas	43
2.2.2.2 Modelación de fugas	45

---

<i>2.3. Calibración de modelos hidráulicos</i>	<b>48</b>
2.3.1 Procedimeinto general para la calibración de modelos hidráulicos	49
2.3.2 Fuentes de error en los modelos hidráulicos	50
2.3.3 Criterios para evaluar la calibración de modelos hidráulicos	50
2.3.4 Técnicas avanzadas de calibración	54
2.3.4.1 Simplificación del problema de calibración de modelos hidráulicos mediante la agrupación de tuberías y nudos	55
<b>3 Simulación de red simple en Epanet</b>	<b>57</b>
3.1. <i>Carasterísticas de la herramienta Epanet</i>	58
3.2. <i>Modelo de estudio</i>	60
3.3. <i>Resultados obtenidos</i>	67
3.4. <i>Cálculo del exponente de fuga</i>	68
3.5. <i>Desarrollos futuros</i>	58
<b>4 Conclusiones</b>	<b>70</b>
<b>Referencias</b>	<b>74</b>
<b>Glosario</b>	<b>77</b>

---

## Indice de tablas

---

Tabla 1–1. Caudal de fugas para orificios circulares a una presión de 50 m	34
Tabla 1–2 Factores de conversión para la Tabla 1.1	34
Tabla 2–1. Criterios prácticos para calibración de modelos según Water Authorities Association	52
Tabla 2–2 Criterios para la calibración de modelos sugeridos por el Comité de Aplicaciones Computacionales de Ingeniería de la American Water Works Association	53
Tabla 2–3. Criterios para valorar la calibración de modelos sugerido por Walski et al (2007)	54
Tabla 3–1 Altura de los puntos del sistema	60
Tabla 3–2. Longitud y diámetro de las tuberías del sistema	61
Tabla 3–3 Demandas bases de los puntos del sistema	61
Tabla 3–4. Fraude en puntos del sistema	62
Tabla 3–5 Demandas de los puntos del sistema	66
Tabla 3–6. Altura de los puntos del sistema	67
Tabla 3–7 Presión de los puntos del sistema	68
Tabla 3–8. Agua no registrada	69
Tabla 3–9 Cálculo del exponente de fuga	71





# Índice de Figuras

Figura 1-1. Sistema de distribución en Hodaidah, Yemen. 1993	24
Figura 1-2. Bomba centrífuga	26
Figura 1-3. Configuraciones de la red de abastecimiento	28
Figura 1-4. Configuraciones de las redes de distribución	28
Figura 1-5. Esquema de las pérdidas en la red de abastecimiento.	29
Figura 1-6. Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA	29
Figura 1-7. Relación entre tasa de fuga (Q) y tiempo de fuga (t).	31
Figura 1-8. Tubo de concreto armado.	32
Figura 1-9. Fuga en unión de tuberías.	33
Figura 1-10. Fuga en tubería subterránea	38
Figura 2-1. Ilustración del Método de Área (Fuente:Walski et al, 2007)	43
Figura 2-2. Ilustración del Método basado en Punto (Fuente: Walski et al, 2007)	44
Figura 2-3. Orificio perforado en tubería.	46
Figura 3-1. Esquema de red simple en epanet	60
Figura 3-2. Demanda doméstica en Amsterdam, 2002	61
Figura 3-3. Demanda doméstica utilizada para el cálculo de epanet	61
Figura 3-4. Control simple de la válvula	62
Figura 3-5. Demandas y caudales a las 3:00	62
Figura 3-6. Demandas y caudales a las 18:00	63
Figura 3-7. Demandas y caudales a la 14:00	63
Figura 3-8. Presiones y velocidades a las 3:00	63
Figura 3-9. Presiones y velocidades a las 18:00	63
Figura 3-10. Presiones y velocidades a las 14:00	64
Figura 3-11. Pérdidas unitarias a las 3:00	64
Figura 3-12. Pérdidas unitarias a las 18:00	65
Figura 3-13. Pérdidas unitarias a las 14:00	65
Figura 3-14. Consumos de los nudos 1 y 2	66

---

Figura 3-15. Consumo en fugas y fraude	67
Figura 3-16. Presion de los nudos 1 y 2	68
Figura 3-17. Porcentaje de agua no registrada a lo largo del dia	69

# Notación

$\bar{Q}_{iny}$	Caudal medio de inyección a la red
$\bar{Q}_s$	Caudal suministrado a los Abonados
$\bar{Q}_c$	Volumen consumido promedio del sector
$Q_{Fact\_DL}$	Volumen facturado del sector
$\bar{Q}_{ANR}$	Caudal medio de agua no registrada
$DL$	Número de abonados facturados a partir de lecturas de consumo
$CC$	Número de cuentas con consumo cero o anomalías de facturación
$\bar{Q}_{Fact}$	Volumen facturado a partir de lecturas de consumo para el abonado $k$
$K$	coeficiente emisor de la fuga
$N$	Exponente de fugas
$g$	Aceleración debida a la gravedad
$C_d$	Coefficiente de descarga del orificio
$H$	Pérdida de carga entre los puntos ubicados aguas arriba y aguas abajo del punto de descarga
$A_0$	Área inicial de fuga a presión cero
$m$	Pendiente del gráfico área vs presión obtenida en los ensayos de deformación elástica de la sección de fuga
$\beta_L$	Coefficiente de fuga expresado por unidad de longitud
$L_{ij}$	Longitud de la tubería
$\bar{P}_{ij}$	Presión promedio en la tubería
$c^s$	Coefficiente global que depende del material, tipo y calidad de las tuberías incluidas en el sector $s$
$a$	Parámetro que ajusta temporal de los defectos
$\tau$	Edad de las tuberías incluidas en el sector $s$

---

$M_i$	Número total de tuberías conectadas al nudo $i$
$H_i$	Altura piezométrica en el nudo $i$
$\theta_{ij}$	Área de fuga por unidad de área en la superficie de la tubería conectada a los nudos $i$ y $j$
$z_i$	Elevación topográfica en el nudo $i$
$N_{ci}$	Número de conexiones domiciliarias asociadas al nudo $i$
$C_u$	Caudal de fuga por conexión domiciliar a 1 mca de presión
$Q_{F,CMN}$	Caudal de fuga para el instante de caudal mínimo nocturno
$C_L$	Coficiente emisor correspondiente a la suma de los coeficientes de las roturas existentes a lo largo del tubo

# 1 LAS PÉRDIDAS DE AGUA EN REDES DE ABASTECIMIENTO

---

En este capítulo se introducen los conceptos básicos de las pérdidas de agua en redes hidráulicas. En primer lugar se hace una introducción a la infraestructura de los sistemas de abastecimiento de agua urbana y a la reducción de las pérdidas de agua donde se habla de la importancia de la reducción de las mismas y se nombre los principios que rigen esta metodología.

A continuación se aclarará la terminología y definiciones que se utilizará, que para este trabajo será el utilizado por la IWA ( la asociación internacional del agua), y se establecerán los conceptos básicos que rigen las pérdidas hidráulicas en una red. Se hablará de pérdidas reales y pérdidas aparentes, así como de los componentes que conforman una red.

## 1.1. Introducción a la distribución urbana de agua

Antes de hablar sobre las pérdidas de agua en las redes de transporte y distribución, es conveniente hablar sobre las partes de las mismas y las funciones que tienen, así como las características mas destacables. En general los sistemas de abastecimiento de agua contienen los siguientes procesos (Trifunovic, 2006):

- Extracción y transporte de agua natural.
- Tratamiento y almacenamiento de agua.
- Limpieza, transporte y distribución de agua.

Transporte y distribución son técnicamente el mismo proceso, en el que el agua se transporte a través de la red de tuberías, almacenada intermitentemente y bombeado a lo puntos donde es necesario con el fin de confluir la demanda y las presiones en el sistema. La diferencia está en sus objetivos que dependerá de la configuración que utilizemos en el sistema, como veremos mas adelante.

### 1.1.1 Sistemas de transporte de agua

Comprende las principales líneas de transmisión de alta a baja con capacidad constante. Excepto para el caso de agua para uso doméstico, estas líneas de transporte pueden llevar agua natural o parcialmente tratada. Las líneas de transporte no sirven directamente al consumidor. Los consumidores toman el agua de reservorios de agua tratada y limpia para el uso doméstico. Para largas distancia, topografía específica

o rama en el sistema se puede utilizar almacenamientos provisionales o sistemas de bombeo de refuerzo.

### 1.1.2 Sistemas de distribución de agua

Consiste en redes de tuberías de diámetro más pequeño que las de transporte ya que el fin es abastecer directamente a un número de usuarios determinados. Las variaciones de flujo en estos sistemas son más amplias que en los sistemas de transporte ya que están sujetas a los patrones de demanda de los usuarios. Por lo tanto de cara a la gestión de estos sistemas habrá que tener en cuenta estos fenómenos.

En las de transporte, sin embargo, estas variaciones de flujo no son tan amplias debido a que solo se transporta el agua de un punto a otro con el fin de almacenar el agua en zonas cercana a los puntos de consumo por lo que la influencia del patrón de consumo de los usuarios esta desvinculado.

Para asegurar un funcionamiento óptimo en los sistemas de distribución es necesario el uso de diferentes tipos de reservorios, estaciones de bombeo, torres de agua, válvulas, equipos de medidas.

Los principales objetivos de los sistemas de transporte y distribución son comunes:

- Abastecer de una cantidad adecuada de agua.
- Mantener y asegurar una buena calidad de agua alcanzada en los procesos de tratamiento.

Hablando en términos hidráulicos, para asegurar una cantidad de agua suficiente y buena calidad de agua se debe mantener una presión y velocidad adecuada en el sistema. Se reduce el riesgo de contaminación externa y el estancamiento del agua en las tuberías, evitándose así la aparición de cloro residual, sedimentos y crecimiento de microorganismos.

Considerando los aspectos ingenieriles, la cantidad y calidad del agua están relacionado con la selección adecuada de los componentes y materiales usados en el sistema. Los componentes del sistemas deben ser construidos con materiales que tengan mucha durabilidad que resistan a los ataques químicos y esfuerzos mecánicos a los que van a ser expuestos y al mismo tiempo no dañar a la salud de los seres humanos.

Por último, también hay que tener especial cuidado con el mantenimiento y la operación del sistemas, no solo con su construcción. Ya que la falta de consistencia puede provocar fugas, mal funcionamiento de bombas y estallidos de tuberías o válvulas. A la hora de valorar el diseño de una red de abastecimiento, en este trabajo de fin de grado se tendrá en cuenta solo los parámetros de presión, velocidad, longitud y diámetro. Los materiales de la red se quedan fuera del alcance de este trabajo.

### 1.1.3 Tuberías

Las tuberías son una parte muy importante de los sistemas de transporte y distribución. Son la principal inversión en estos sistemas y contienen tuberías, uniones, accesorios, válvulas y conexiones de servicios.

- **Troncal principal:** es una tubería que transporta el agua potable desde la estación de tratamiento de agua hasta el sistema de distribución. Dependiendo de la demanda del área de distribución el tamaño será uno u otro. El rango puede ser muy amplio desde unos 100 milímetros a unos metros, en casos extremos.
- **Ramas secundarias:** son las tuberías que forman el esqueleto básico de la red de distribución. Este esqueleto conecta los principales componentes, fuentes, reservorios y estaciones de bombeo y deben permitir una distribución uniforme de caudales hacia zonas de mayor demanda. También sirve de apoyo en la operación del sistema en situaciones irregulares de servicio (incendios, etc). El diámetro de las tuberías oscila entre 150-400 mm.
- **Ramas de distribución:** transporta el agua desde las ramas secundarias hasta los distintos consumidores. Estas tuberías están colocadas a lo largo de las calles y carreteras con numerosas conexiones de servicios y válvulas conectadas para garantizar el nivel de abastecimiento requerido. El diámetro varía entre 80-200 mm.

En la figura 1-1 se puede ver los tamaños de las tuberías de un sistema de distribución, donde en la parte de arriba de la imagen estaría la tubería de transporte que está alimentando a ese reservorio con agua ya

tratada.



Figura 1-1: Sistema de distribución en Hodaidah, Yemen. 1993. (Fuente: Introduction to urban water distribution.)

Los diámetros de las ramas secundarias en este caso son de 300-600 mm y las de distribución de 100-200 mm. Dentro de las ramas de distribución se encuentran:

- **Tuberías de servicio:** llevan el agua directamente a los consumidores. Para el caso de consumidores doméstico el diámetro ronda 25 mm, si se trata de otro tipo de consumidores (industrial, agrícola, etc) puede ser mayor.
- **Conexiones públicas:** la tubería de servicio termina en una o mas salidas y el agua es consumida directamente. Por ejemplo un grifo público o una fuente.
- **Conexiones privadas:** la tubería de servicio termina en una llave de paso de una instalación privada. En este punto la responsabilidad de la empresa distribuidora de agua termina.

#### 1.1.4 Almacenamiento

Las infraestructuras de almacenamiento de agua ya limpiada son una parte de cualquier sistema de abastecimiento de tamaño considerable. Pueden estar situado en la fuente, al final del sistema de transporte o en cualquier lugar que convenga para el buen funcionamiento del sistema, normalmente en zonas altas.

Los objetivos de estos sistemas son:

- Confluir el abastecimiento variable de la red con la producción constante de agua.
- Casar la demanda variable de la red con su abastecimiento constante.
- Dar abastecimiento en situaciones de emergencia.
- Mantener una presión estable (suficientemente elevada).

Excepto para sistemas pequeños, los costes de construcción operación de las infraestructuras de



almacenamiento de agua son comparable al ahorro alcanzado en la construcción y operación de otras partes del sistema de distribución.

Si no se usa estos sistemas de almacenamiento el tamaño de las tuberías en el troncal principal deben ser mayores, para ajustarse a la demanda, aumentando los coste de diseño de la red. Cuando se opera con estos sistemas de almacenamiento las tuberías deben ser suficientemente grande para transportar el flujo promedio, mientras que los máximos picos de flujos serán abastecidos por estos tanques de almacenamientos en el balance de volumen.

Cuando hay un rango de consumo amplio, es decir, hay una gran diferencia entre el máximo y el mínimo de la demanda diaria, el volumen de agua requerido es mayor. El volumen total almacenado en un área de distribución normalmente cubre el 20-50% del máximo consumo diario. Para situaciones en los que se quiere estar más del lado de la seguridad este valor puede ser aun mayor.

Estos reservorios de agua pueden ser construidos:

- Bajo tierra.
- A nivel del suelo.
- Elevados en torres.

Bajo tierra se construyen por estética o por seguridad. Aunque también influyen otros factores como la calidad del agua. Cuando se construye a nivel del suelo es mas barato y accesible para el mantenimiento. Ambos tienen el mismo objetivo, cubrir la demanda y servir de reserva.

Se eleva en torres en terrenos llanos cuando se requiere una presión adicional. Son más caros y se utilizan para cerrar los balances en momentos puntuales y para pequeñas cantidades. Estas torres se combinan con estaciones de bombeo, previniendo con frecuencia cambios en las bombas y estableciendo la presión en el área de distribución al mismo tiempo. Las torres también se utilizan para sistemas aislados, para recoger el agua de las lluvias y usarla posteriormente.

### 1.1.5 Bombeo

La operación de las bombas están muy relacionados con el equilibrio de los depósitos. Los depósitos muy elevados se encuentran a una presión del lado de la estación de bombeo (aguas abajo), con el fin de ser rellenados durante los periodos de baja demanda. Por el contrario, los depósitos que se encuentran a un nivel bajo se sitúan en el lado de la succión (aguas arriba) de la estación de bombeo, ya que ofrece suministro a los consumidores que se encuentran mas elevados. A parte de esto, las estaciones de bombeo pueden estar colocadas en cualquier punto, donde haga falta una presión adicional.

- **Bombas centrífugas:** son las más comunes en la distribución de agua. Estas pueden ser instaladas con una puesta a punto horizontal o vertical según convengan. Las principales ventajas de este tipo de bombas son los costes bajos de mantenimiento, alta fiabilidad, una larga vida útil y construcción simple, asegurando el bombeo de agua higiénica y pura. La bomba puede ser accionada por un motor eléctrico o un motor diesel, siendo esta última una alternativa en caso de fallos de electricidad o en zonas remotas no conectadas a la red eléctrica. Se pueden distinguir dos grupos de bombas con respecto a la operación del motor:
  - Bombas de velocidad fija.
  - Bombas de velocidad variable.

En la figura 1-2 se muestra una bomba centrífuga ubicada en un sistema de distribución de agua.



Figura 1-2: Bomba centrífuga. (Fuente: Página web cursosindustriales.es.)

- **Convertidor de frecuencia:** en bombas de velocidad variable se instala un dispositivo que controla la rotación del impulsor que permite un funcionamiento de la bomba más flexible.
- **Bombas de velocidad variable:** puede lograr el mismo efecto que el alcanzado por una bomba de velocidad fija operando conjuntamente con una torre de agua, por lo que hace innecesario el uso de torres de agua. Al cambiar la velocidad de giro la bomba es capaz de adaptarse a la demanda de cada momento (dentro de unos límites) y al mismo tiempo mantiene las presiones en el sistema casi constante. Sin embargo esta tecnología tiene algunas restricciones. No puede cubrir una amplia variación de demanda, además es un equipo muy caro.

### 1.1.6 Tipos de distribución

La elección de uno u otro está estrechamente relacionado con la tipología y condiciones del terreno. Con respecto a la forma con la que se suministra el agua encontramos tres opciones:

- **Gravedad:** en este caso se hace uso de la topología existente. La fuente está situada en un lugar más elevado que la zona de distribución. No requiere en principio de bombeo y se consiguen unas presiones aceptables. Las ventajas son: sin coste energético, operación simple, bajos costes de mantenimiento, lentos cambios de presión y una capacidad de reserva para situaciones irregulares. Sin embargo la topografía puede obstaculizar futuras ampliaciones de abastecimiento. Debido a los rangos de presiones fijos, este tipo de distribución son menos flexibles.
- **Bombeo directo:** en este caso el sistema funciona sin provisión de almacenamiento para equilibrar la demanda. Toda la demanda es bombeada directamente a la red. Por esta razón es conveniente reservar parte de la capacidad de bombeo para situaciones irregulares. Las ventajas de estos sistemas son opuestas a los de por gravedad. Se puede alcanzar cualquier presión en el sistema, sin embargo, el mantenimiento y operación son complicados y depende de una fiable fuente de alimentación. Es por eso que hay que tener fuentes de energía secundarias adicionales, por si fallara la principal, no dejar al sistema sin energía.
- **Combinado:** una parte de la zona de distribución es abastecida por bombeo directo y la otra por gravedad. En este caso se necesitaría de depósitos de almacenamiento pero la capacidad de bombeo es menor que en sistema de bombeo directo solo. Son comunes en zonas montañosas.

La topografía dominante en una zona puede conducir a la utilización de zonas de presión. Esto permite un ahorro en el suministro de agua al optimizar el sistema de bombeo, además, del uso de tuberías de clase menor debido a presiones más bajas. Es decir se agrupan las zonas por presiones y así operar cada zona de una forma más eficiente en función de la presión que haya. La principal ventaja de este tipo de sistemas es que un fallo importante es prácticamente imposible al estar dividido el sistema. En caso de fallo

o catástrofe la zona afectada puede ser apoyada por el sistema de bombeo que tenga mas cercano, variando el régimen de funcionamiento de la bomba. Sin embargo se necesita un control centralizado y sincronizado del sistema para operar óptimamente el sistema.

### 1.1.7 Configuraciones de la red de abastecimiento

Dependiendo de la forma en que está interconectadas las tuberías, podemos tener las siguientes configuraciones:

- En serie.
- Ramificado.
- Mallado.
- Combinado.

La red en serie es la configuración más sencilla, teniendo una fuente, un extremo y dos puntos intermedios (puntos de demanda). Esta configuración es la que va a ser utilizada en el modelo de simulación que más adelante se llevará a cabo. La dirección del flujo es fija, desde la fuente al otro extremo. Son características en pequeñas zonas de distribución (rurales). Aunque son baratas, no son comunes debido a su baja fiabilidad y problemas de calidad ocasionado por el estancamiento del agua al final del sistema. Cuando la fiabilidad preocupa más que el gasto se puede poner otra red en paralelo para tener mayor seguridad de abastecimiento.

La red ramificada consiste en redes en series conectadas entre sí. Tiene un punto de alimentación y varios extremos al final. El sentido del flujo es fijo. Este tipo de conexiones son adecuadas para comunidades pequeñas con costes de inversión aceptables. Sin embargo sigue presentado los problemas de calidad y baja fiabilidad. Por último las fluctuaciones en la demanda pueden provocar oscilaciones preocupantes de la presión que como veremos más adelante tiene un impacto negativo en las fugas. En el capítulo 3 se verá el comportamiento de estas en una red simple.

La red mallada se componen de nodos que pueden recibir agua de más de un lado. Esto es una consecuencia de la estructura en bucle de la red, formada con el fin de eliminar las desventajas de los sistemas ramificados. El diseño en bucle se puede desarrollar a partir de un sistema ramificada mediante la conexión de sus extremos, ya sea en una etapa posterior, o inicialmente en la construcción de la red. Así se evita los problemas descritos en las redes ramificada y en serie; el flujo de agua puede ir en mas de una dirección, el estancamiento de agua en la red es difícil que se dé, durante el mantenimiento de alguno zona, esta seguirá recibiendo abastecimiento de agua desde otro punto cercano. Las fluctuaciones de la demanda provocan menos efectos en la fluctuación de la presión. Sin embargo el diseño y operación de estas redes son muy complejas y los costes asociados a estos sistemas también son más elevados. Esta configuración son adecuadas para zonas donde haya muchos consumidores y se requiera una alta fiabilidad.

En las figuras 1-3 y 1-4 aparecen las distintas disposiciones que pueden adoptar las redes de abastecimiento de agua.

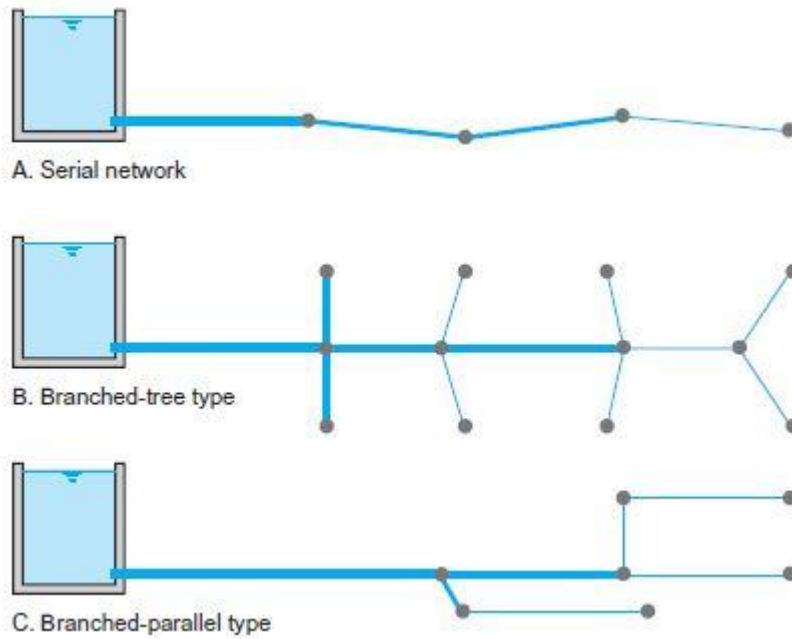


Figura 1-3: Configuraciones de la red de abastecimiento. (Fuente: Introduction to urban water distribution.)

Por último están las redes combinadas. En este caso la parte central del sistema alimenta a las zonas de fuera cuando haya demanda. Es la más usada para poblaciones.

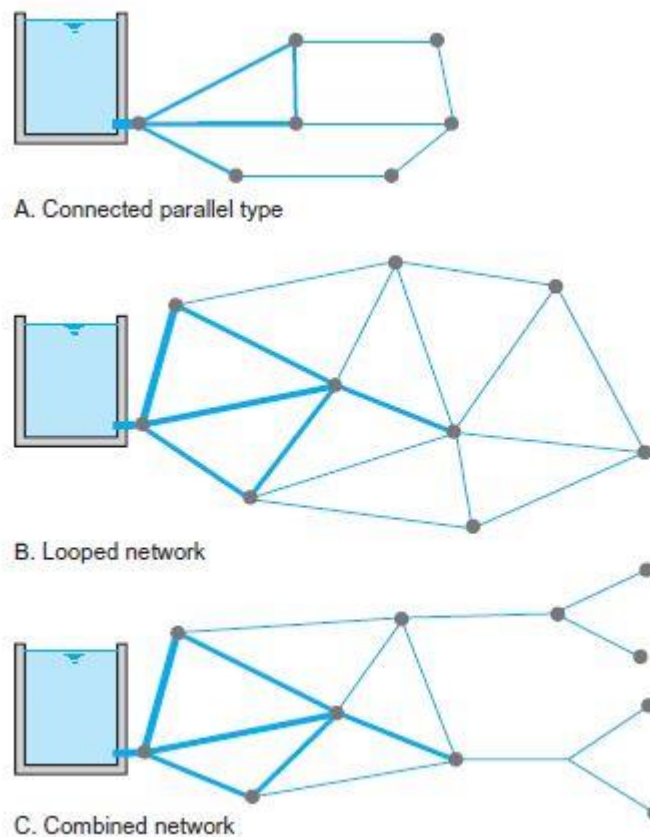


Figura 1-4: Configuraciones de las redes de distribución. (Fuente: Introduction to urban water distribution.)

## 1.2. Introducción a las pérdidas de agua en redes de abastecimiento

La gran cantidad de agua perdida por fugas en las redes de distribución urbana de agua (pérdidas físicas o reales de agua) y las cantidades de agua distribuidas sin facturación (pérdidas de agua aparentes) pueden ser elementos que complican el panorama de suministro de agua, con especial atención en los países en desarrollo y en transición. Las pérdidas de agua reales y aparentes, junto con el consumo autorizado no facturado, conforman la cantidad de agua no facturada (ANF) en las redes de suministro de agua. En la figura 1-5 se muestra un esquema del problema existente en las redes de distribución.

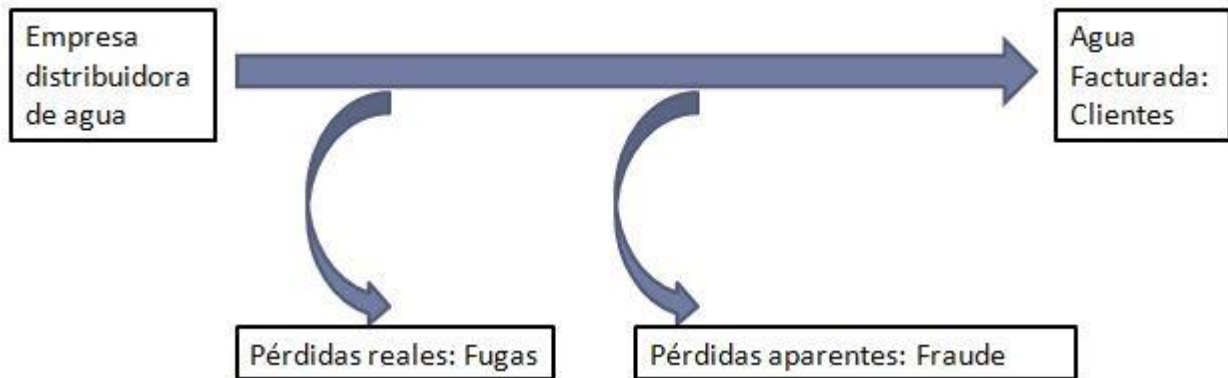


Figura 1-5: Esquema de las pérdidas en la red de abastecimiento. (Fuente: Elaboración personal)

A las empresas de agua les interesa reducir estas pérdidas ya que reducen la cantidad de agua facturada y esto se traduce en pérdidas económicas. Aunque más adelante se verá los métodos para la estimación de pérdidas, se va a introducir el del balance hídrico para ver la terminología estándar de los componentes que conforman el esquema de la figura 1-5 ya que define de forma clara los componentes de dicho esquema.

Los componentes del balance hídrico estándar se ilustran en la Figura 1-6. Siempre se deben calcular sobre un determinado período de tiempo (usualmente por año).

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

Figura 1-6: Terminología estándar para el balance hídrico de acuerdo con la IWA. (Fuente: Guía para la reducción de las pérdidas de agua.)

Los elementos del balance hídrico se definen de la manera siguiente:

- **Volumen de ingreso al sistema:** el ingreso de agua al sistema medido. En sistemas con exportaciones sustanciales de agua es importante determinar el volumen de agua que se suministra (volumen de ingreso al sistema menos agua exportada facturada).
- **Consumo autorizado:** el volumen de agua medida y no medida tomada por los clientes registrados, otras partes autorizadas y la empresa de agua. Incluye el consumo autorizado facturado (como el consumo medido facturado, el consumo no medido facturado y el agua exportada, el consumo autorizado no facturado y el consumo medido no facturado y consumo no medido no facturado). Esta parte del balance hídrico también comprende fugas y reboses del punto de medición del cliente así como las propias necesidades de la empresa de agua como por ejemplo para lavar tuberías o lavar los filtros.
- **Agua facturada (correspondiente al consumo autorizado facturado):** el volumen de agua que se entrega y se factura al cliente exitosamente, el cual genera entonces ingresos para la empresa de agua.
- **Agua no facturada (ANF):** el volumen que permanece no facturado y por lo tanto no genera ningún ingreso para la empresa de agua. Se puede expresar como la diferencia de volumen de ingreso al sistema y el consumo autorizado facturado o como la suma de consumo autorizado no facturado y las pérdidas de agua.
- **Pérdidas de agua:** es el volumen de agua perdida entre el punto de suministro y el medidor del cliente debido a varias razones. Se puede expresar como la diferencia entre el volumen de ingreso al sistema y el consumo autorizado y esta compuesto de pérdidas aparentes y reales. Las pérdidas aparentes se pueden subdividir en consumo no autorizado, inexactitudes de medición y errores de manejo de datos. Las pérdidas reales se constituyen de fugas desde tuberías de transmisión y distribución, fugas desde conexiones de servicio y fugas desde tanques de almacenamiento.

### 1.2.1. Pérdidas reales

Las pérdidas reales son volúmenes de agua perdidos dentro de un determinado periodo a través de todo tipo de fugas, estallidos y reboses. Las pérdidas reales se pueden clasificar de acuerdo a (a) su ubicación dentro del sistema y (b) su tamaño y al tiempo durante el cual fugan (Ziegler et al, 2011).

#### (a) Ubicación

**Fuga desde las troncales de transmisión y distribución,** puede ocurrir en tuberías (estallidos debido a causas foráneas o a corrosión), uniones (desconexión, empaquetaduras dañadas) y válvulas (falla operativa o de mantenimiento) y usualmente tiene tasas de flujo de medianas a altas y tiempos de fuga de cortos a medianos.

**Fuga desde conexiones de servicio** hasta el punto del medidor del cliente. Son puntos débiles de las redes de suministro de agua porque sus uniones y accesorios exhiben tasas de falla altas. Las fugas en las conexiones de servicio son difíciles de detectar debido a sus tasas de flujo comparativamente bajas y por lo tanto tienen tiempos de fuga largos.

**Fuga y reboses de tanques de almacenamiento.** Estas están causadas por controles del nivel que son deficientes o están dañados. A menudo se subestiman las pérdidas de agua desde tanques y aunque son fáciles de detectar, la reparación a menudo es complicada y cara.

#### (b) Tamaño y tiempo de la fuga

**Las fugas reportadas o visibles** provienen principalmente de estallidos súbitos o rupturas de uniones en grandes troncales o tuberías de distribución. El agua que fuga aparecerá en la superficie rápidamente dependiendo de la presión del agua y el tamaño de la fuga así como de las características del suelo y la superficie. No se requiere equipo especial para ubicar las fugas.

**Fugas no reportadas u ocultas.** Estas por definición tienen caudales mayores a 250 l/h a 50 m de presión pero debido a las condiciones no favorables no aparecen en la superficie. La presencia de fugas

ocultas se puede identificar analizando tendencias en el comportamiento del consumo de agua dentro de una zona definida de suministro de agua. Existe una amplia gama de instrumentos acústicos y no acústicos para detectar las fugas no reportadas.

**Fugas de fondo.** Comprende pérdidas de agua con caudales menores a 250 l/h a 50 m de presión. Estas fugas muy pequeñas (filtración o goteo de uniones, válvulas o accesorios no herméticos) no se pueden detectar utilizando métodos de detección acústicos de fugas. Por lo tanto se asume que muchas fugas de fondo nunca se detectan ni reparan sino que fugan hasta que se reemplaza eventualmente la parte defectuosa. Las fugas de fondo a menudo causan una buena parte de las pérdidas reales de agua debido a su gran número y el largo tiempo durante el que ocurren.

En la figura 1-7 se ilustra los tres tipos de fugas en función del tamaño y el tiempo de fuga. Se aprecia como el tiempo de fuga va a depender mayoritariamente de la percepción de la fuga y de su ubicación en la red de distribución.

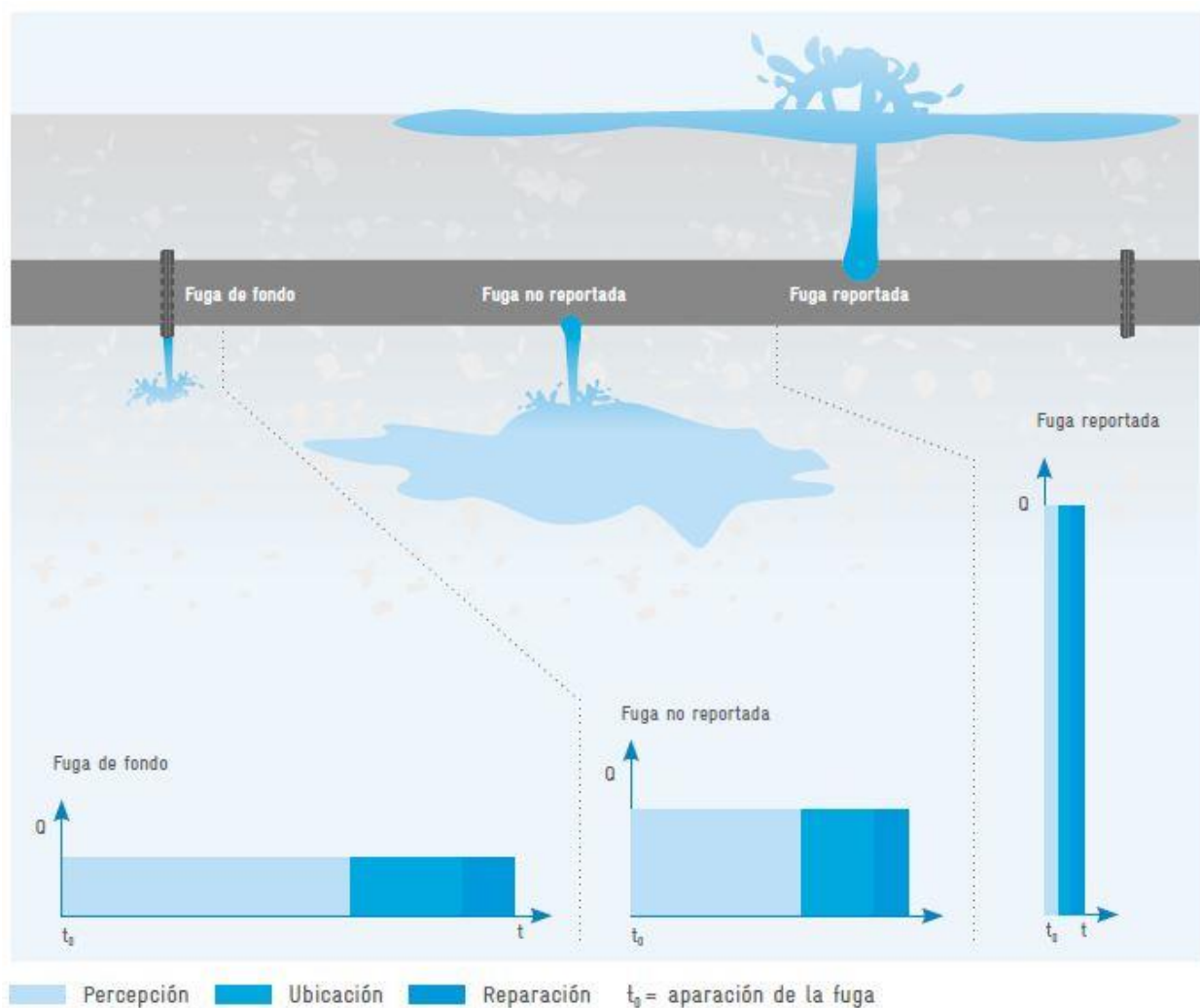


Figura 1-7: Relación entre tasa de fuga ( $Q$ ) y tiempo de fuga ( $t$ ). (Fuente: Guía para la reducción de las pérdidas de agua.)

Adicionalmente, Lambert y McKenzie puntualizan cuatro factores específicos al sistema que son clave para las pérdidas reales de agua, es decir, la longitud de las troncales, el número de conexiones de servicio, la ubicación del medidor del cliente y la presión operativa promedio en el sistema (cuando el sistema está presurizado). Estos factores varían de un sistema a otro.

La multitud de interacciones activas y pasivas entre los tubos y su entorno lleva frecuentemente a daños y fugas. En términos simples, los activos de las redes de distribución de agua comprenden (a) tuberías y uniones, (b) válvulas y accesorios, y (c) tanques de almacenamiento y bombas. Las causas y factores que

influyen las pérdidas de agua por lo tanto se pueden clasificar de acuerdo al tipo de activo.

### **Tubos y uniones defectuosos**

#### **(a) Material, condición y edad del tubo**

- **Material:** Aparte de las fallas del material causadas durante la fabricación (insuficiente espesor de pared, ausencia de protección contra la corrosión en los tubos de acero, mal revestimiento de refuerzo en los tubos), el daño también se causa debido al uso inapropiado de ciertos materiales: el agua blanda (especialmente agua no tratada de las represas) con mucho ácido carbónico (CO<sub>2</sub>) y las bajas concentraciones de calcio o las altas concentraciones de sulfatos afectan agresivamente al concreto. Los tubos de concreto armado así como el revestimiento de mortero de cemento interno y externo en los tubos de fierro forjado quedan afectados. En la figura 1-8 se muestra un tubo de concreto. Se trata de tubos muy resistentes y robustos.



Figura 1-8: Tubo de concreto armado. (Fuente: Página web campo-largo-pn.all.biz)

- **Condición:** Todos los tubos metálicos están expuestos a la corrosión física y electroquímica. La corrosión reducirá el espesor de la pared y reducirá la capacidad que tiene el tubo de soportar presión de agua y esfuerzo externo. Las causas más comunes de corrosión son el agua y la tierra agresivas así como las corrientes desviadas.
  - **Edad:** Muchos factores que influyen las fugas dependen de la edad. Consecuentemente, la edad de una sección de tubo puede aparecer como el factor más significativo para las fugas. No obstante, la edad no es necesariamente un factor si se ha diseñado e instalado cuidadosamente el tubo y si se realiza mantenimiento a intervalos regulares y las condiciones externas son favorables.
- #### **(b) Diseño e instalación / calidad de la mano de obra**
- **Diseño:** Los errores durante la fase de planeamiento pueden influenciar las fugas de los tubos como son los casos de mala elección de materiales, dimensionamiento insuficiente para la presión real, medidas de protección inadecuadas contra la corrosión o alineamiento incorrecto (por ejemplo a lo largo de laderas tendientes a los deslizamientos de tierra o adyacentes a raíces de árboles).
  - **Almacenamiento y tendido de tuberías:** El almacenamiento inadecuado puede dañar las tuberías incluso antes de su instalación. Las raíces del pasto pueden penetrar el revestimiento



bituminoso de los tubos de acero. El arrastrar tubos de PE sobre superficies de concreto o piedras causará biselados que son más susceptibles a las fugas futuras. La larga exposición a la luz del sol hace que los tubos de PE se vuelvan quebradizos. La maquinaria pesada que se utiliza para el transporte y la instalación también puede causar daños.

- **Lecho:** La selección de material inapropiado para tender la tubería en un lecho es una causa frecuente de daño: si el material del lecho es áspero o rocoso puede malograr los revestimientos externos de tubos de acero o fierro forjado y causar corrosión. Pueden aparecer rajaduras longitudinales y en espiral en tubos de PE y PVC como resultado de un material pedregoso en los lechos. Puede causarse hundimiento si no se rellena y compacta de manera suficiente la zanja para el tubo. Estos movimientos de suelo no controlados también pueden desencadenar desconexión de los encajes o rupturas de tubos.
- **Uniones:** Unir las tuberías deficientemente es una razón más para las fugas. Los tubos de acero soldados a menudo carecen de protección apropiada contra la corrosión interna y externa a lo largo de la costura de soldadura. Si los que ejecutan la técnica de soldadura de tubos PE, que es relativamente nueva, son soldadores no calificados o mal capacitados, habrá frecuentemente defectos debido al caldeamiento y la compresión insuficiente de los extremos del tubo. También pueden ocurrir fugas si los tubos del encaje exceden la curvatura angular máxima permitida o si el martillo de agua y las altas presiones afectan las uniones que no están cerradas. En la figura 1-9 se muestra un ejemplo de fuga por unión defectuosa.



Figura 1-8: Fuga en unión de tuberías. (Fuente: Página web plomerosenmonterrey.com)

### (c) Presión


- **Presión alta:** La presión creciente resultará en un caudal de fuga más alta proveniente de las fugas existentes y de una ocurrencia aumentada de nuevos estallidos de tubos y fugas a medida que sube la presión, las tasas de fuga se elevan a un nivel mucho más grande que lo que habría predicho la relación teórica de raíz cuadrada entre las tasas de presión y de fuga. Las válvulas y accesorios viejos pueden carecer de un tamaño suficientemente robusto para las altas presiones.
- **Presión baja:** La presión baja puede complicar los esfuerzos de detección de fugas porque el agua tiene menos probabilidad de alcanzar la superficie. Además los menores niveles de ruido provenientes de la fuga impiden que los métodos acústicos de ubicación de fugas funcionen y pueden causar tiempos de fuga más largos.
- **Variaciones de presión:** Las marcadas variaciones de presión dentro del sistema pueden llevar a la fatiga de materiales y así a la fuga, principalmente en tuberías de plástico.
- **Aumento repentino de la presión:** Los aumentos repentinos de la presión (martillo de agua)

surgen principalmente de mecanismos de control inapropiados y pueden causar fracturas de tuberías, uniones desconectadas y daño en las válvulas y accesorios, lo cual lleva a las fugas.

La Tabla 1-1 proporciona ideas sobre la influencia de la presión en el caudal de las fugas. Los factores en la Tabla 1-2 sirven para la conversión de estas tasas de flujo a presiones del sistema diferentes a 50 m.

Los valores presentados en la Tabla 1-1, que se han determinado en experimentos, ilustran impresionantemente la capacidad y alto potencial de la gestión de la presión para reducir el caudal de las fugas en las redes de distribución de agua por medio de la reducción de la presión. Es igualmente importante comprender que las fugas pequeñas con caudales relativamente pequeños pueden causar la mayor parte de pérdidas de agua debido a sus largos e incluso ilimitados tiempos. Por lo tanto, es esencial manejar y minimizar la duración de todas las fugas y estallidos, incluso los más pequeños.

Tabla 1-1: Caudal de fugas para orificios circulares a una presión de 50 m.

	Orificio		Caudal de la fuga		
	[mm]	[l/min]	[l/hora]	[m <sup>3</sup> /día]	[m <sup>3</sup> /mes]
	0,5	0,33	20,00	0,48	14,40
	1,0	0,97	58,00	1,39	41,60
	1,5	1,82	110,00	2,64	79,00
	2,0	3,16	190,00	4,56	136,00
	3,0	8,15	490,00	11,75	351,00
	4,0	14,80	890,00	21,40	640,00
	5,0	22,30	1.340,00	32,00	690,00
	6,0	30,00	1.800,00	43,20	1.300,00
	7,0	39,30	2.360,00	56,80	1.700,00

(Fuente: Guía para la reducción de las pérdidas de agua.)

Tabla 1-2: Factores de conversión para la Tabla 1.1.

Presión	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Factor de conversión	0,45	0,63	0,77	0,89	1,00	1,10	1,18	1,27	1,34	1,41

(Fuente: Guía para la reducción de las pérdidas de agua.)

#### (d) Suelo y agua subterránea

- **Tipo de suelo:** El tipo de suelo prevaleciente tiene un efecto significativo en el tiempo durante el cual el agua fuga. Mientras que el agua que escapa en suelos cohesivos (por ejemplo arcilla o limo) puede aparecer pronto en la superficie, las fugas en suelos no cohesivos (por ejemplo arena o grava) tienden a drenar por debajo de la tierra, lo que hace las fugas sean más difíciles de detectar.
- **Agresividad del suelo:** La mayoría de suelos no cohesivos no son agresivos. Los suelos cohesivos pueden afectar negativamente la corrosión externa de los tubos metálicos debido a distintos niveles de sales disueltas, oxígeno, humedad, pH y actividad bacteriana.
- **Movimiento del suelo:** El movimiento del suelo es causado por cambios en la temperatura y contenido de humedad (los niveles cambiantes de agua subterránea hacen que los suelos cohesivos se contraigan y expandan), las fuertes heladas así como el hundimiento causado por un

lecho incorrecto para el tubo, las actividades mineras o terremotos, así como las obras de construcción incrementan las cargas de superficie y las obras de reparación de tubos también pueden desencadenar movimiento del suelo. El movimiento del suelo puede hacer que las uniones de tubos se desconecten y que los tubos se rompan.

(e) **Tráfico**

- **Carga del tráfico:** Muchas tuberías que originalmente se tendieron por debajo de los pavimentos se sitúan ahora debajo de las pistas ya que ha aumentado el tráfico y la anchura de las pistas. La mayor cantidad de vehículos y la alta capacidad de carga de los camiones modernos colocan un peso adicional sobre los tubos.
- **Pavimento:** La salida de agua puede aparecer muy lejos del daño debido a los pavimentos de concreto y asfalto, lo que impide los esfuerzos de ubicación de fugas.
- **Corriente desviada:** 1 amperio erosiona aproximadamente 10 kg de hierro cada año. Las corrientes desviadas de los sistemas de vías férreas con energía DC (tranvías) y los cimientos de hormigón armado agravan la corrosión externa de los tubos metálicos.

**Influencia de terceros**

La ausencia de documentación sobre la infraestructura (por ejemplo planos de la construcción original) o la ejecución impropia de obras de construcción pueden dañar los tubos, ya sea directamente a través de excavadoras o indirectamente a través de máquinas de construcción que vibran o vehículos pesados. Se puede detectar el daño instantáneamente o con un retraso haciendo que la causa sea más difícil de detectar.

**Otros factores**

Existen otros factores numerosos, por ejemplo el número de válvulas y conexiones de servicio (conocidos como los puntos débiles dentro del sistema de distribución) por kilómetro de tubo, la longitud y el diámetro de las troncales, la longitud promedio de las conexiones de servicio, la profundidad en la que se tendieron los tubos así como las fugas de fondo de las uniones, accesorios y válvulas. El manejo operativo del sistema también influencia las fugas, por ejemplo en términos de agua proveniente de distintas fuentes que se mezcla dentro del sistema de tubos (riesgo de corrosión).

(a) **Válvulas y accesorios defectuosos**

Las fugas desde válvulas y accesorios incluyen ruptura, deformaciones o fallas materiales en el cuerpo de la válvula así como empaquetaduras que fugan en las uniones, sombreretes o boquillas. Una manipulación poco cuidadosa o una ausencia de mantenimiento a menudo causan estas fugas. Las válvulas y accesorios defectuosos pueden contribuir significativamente a las pérdidas reales de agua a pesar de tener tasas de fuga relativamente bajas. Estos daños a menudo siguen sin descubrirse por un largo tiempo sin un programa de servicio regular. También pueden ocurrir pérdidas considerables de agua por los grifos contra incendios y las tuberías de las fuentes públicas.

(b) **Bombas y tanques de almacenamiento defectuosos**

Las pérdidas de agua de los tanques de almacenamiento están causadas tanto por daño estructural como por fallas operativas, como controles de sistemas defectuosos o inexistentes que pueden resultar en el rebose. El daño estructural involucra rajaduras, huecos o peladuras en las paredes o pisos de los tanques, fugas debido a una calidad inferior del concreto, así como sellos y penetraciones de tubos que no son a prueba de agua. A menudo se subestiman las pérdidas de agua de los tanques y, aunque son fáciles de detectar, las reparaciones a menudo son complicadas y caras. Las pérdidas de agua de las bombas generalmente son causadas por sellos defectuosos del eje de la bomba. La cantidad de fugas en la mayor parte de casos es insignificante, pero las inundaciones de las cámaras de bombas y del equipo eléctrico son un fastidio y se deben evitar realizando el mantenimiento apropiado.

## 1.2.2. Pérdidas aparentes

Las pérdidas aparentes son pérdidas que no se deben a fugas físicas en la infraestructura, sino que están

causadas por otros factores. Las pérdidas aparentes se pueden agrupar en las siguientes categorías en base a su origen (Ziegler et al, 2011):

- Inexactitudes de medición debido a contadores incorrectos de agua de los clientes o medidores de flujo incorrectos
- Manejo de datos y errores de contabilidad así como mala rendición de cuentas de los clientes en los sistemas de facturación
- Consumo no autorizado debido al robo de agua y a las conexiones ilegales.

Para resumir lo anterior, las pérdidas aparentes comprenden toda el agua que se entrega exitosamente al cliente pero que no se mide o registra con exactitud, lo que causa un error en la cantidad que consumen los clientes. En las redes de suministro de agua sin medición consecuente de todo el sistema y con muchas conexiones ilegales, las pérdidas aparentes pueden representar cantidades significativas de agua. Las pérdidas aparentes están creando costos de producción sin generar ingreso para la empresa. Así, las pérdidas aparentes se pueden valorizar al costo de venta del agua y por lo tanto en muchos casos son las pérdidas más caras que pueda encontrar una empresa de agua. La reducción de las pérdidas aparentes de agua se puede lograr en muchos casos a costos relativamente bajos y por lo tanto es usualmente un buen punto de partida que devuelve rápidamente la inversión a la empresa de agua.

Las razones de las pérdidas aparentes se pueden agrupar tal como se describe a continuación:

**(a) Inexactitudes del medidor**

Las pérdidas de medición son frecuentemente la pérdida más común de las pérdidas aparentes. La experiencia muestra que un pequeño porcentaje de agua no se mide o se mide de manera incorrecta debido a errores de medición o a pérdidas crecientes en los medidores de agua. Esto afecta tanto a los medidores de los clientes como a los medidores de flujo de la empresa y puede estar causado por seleccionar medidores inconvenientes, medidores demasiado grandes, por una instalación no correcta y por la no calibración de los medidores, así como debido a un deterioro en el desempeño de muchos medidores a lo largo del tiempo.

**(b) Errores en el manejo de los datos**

El personal que lee medidores puede cometer errores de lectura del medidor. Se puede perder los datos del consumo de agua o se los puede cambiar debido a errores sistemáticos en el procesamiento de datos y a los procedimientos de facturación. El consumo no medido (necesidades propias y abastecimiento gratuito para los bomberos, riego de áreas verdes, limpieza de calles, etc.) puede subestimarse mientras que se puede sobreestimar la producción no medida. Las tarifas planas pueden causar un consumo de agua doméstico excesivo que excede de lejos la cantidad presupuestada.

**(c) Consumo no autorizado**

La extracción de agua no autorizada (fraude) representa una fuente considerable de pérdidas en muchos países y aparece de maneras muy diferentes, por ejemplo en las conexiones ilegales o en los medidores vandalizados o manipulados de los clientes o en los medidores que los clientes evitan, en la extracción ilegal del agua de las tuberías contra incendios así como en los sobornos y corrupción a los empleados que leen los medidores u a otro personal de la empresa. Esta componente de las pérdidas aparentes será tenido en cuenta en el caso práctico del apartado 3 de este trabajo fin de grado. Por normal general en base a la experiencia, el fraude presentan entorno al 5% del agua consumida del nudo al que esta asociado.

### **1.2.3. Estimación de Pérdidas**

El objetivo es cuantificar la cantidad de agua perdida en el sistema de distribución, sin considerar donde pueden estar estas. Esta estimación puede ser realizada por medio de tres diferentes métodos, o una combinación de estos: el balance hídrico, el método de caudales nocturnos y por último el análisis de componentes de fugas.

**El balance hídrico**, también llamado método TOP-DOWN, anteriormente ya se habló de este método,

estima la cantidad anual de pérdidas totales a partir de los registros de caudales inyectados en la red de distribución y el volumen correspondiente a los distintos tipos de consumos; siendo posible también estimar el volumen de pérdidas reales si existe información suficiente para obtener una estimación adecuada de las pérdidas aparentes.

Este método puede ser usado para todo un sistema de distribución (conducción o distribución) o zonas de distribución, siendo necesario para todos los casos comprobar que los datos utilizados en el balance se correspondan con los límites físicos de la zona a evaluar (AWWA, 2009). En sistemas de distribución sectorizadas y con medición continua del caudal inyectado, el volumen de pérdidas reales estimado por medio de este método puede ser comparados con los resultados del análisis de caudales nocturnos. En las ecuaciones 1, 2 y 3 vemos como se haría la estimación de agua no registrada:

$$\bar{Q}_{iny} = \bar{Q}_s + \bar{Q}_{ANR} \quad (1)$$

$$\bar{Q}_s = \bar{Q}_{Fact} + CC \bar{Q}_c \quad (2)$$

$$\bar{Q}_c = \frac{\sum_{K=1}^{DL} Q_{Fact\_DL}}{DL} \quad (3)$$

Donde  $\bar{Q}_{iny}$  es el caudal medio de inyección a la red,  $\bar{Q}_s$  es el caudal suministrado a los Abonados y  $\bar{Q}_{ANR}$  es el caudal medio de agua no registrada.  $\bar{Q}_s$  es el volumen suministrado estimado,  $\bar{Q}_{Fact}$  es el volumen facturado del sector,  $CC$  es el número de cuentas con consumo cero o anomalías de facturación,  $\bar{Q}_c$  es el volumen consumido promedio del sector,  $DL$  es el número de abonados facturados a partir de lecturas de consumo,  $Q_{Fact\_DL}$  es el volumen facturado a partir de lecturas de consumo para el abonado  $k$ .

**El método de caudales nocturnos**, también denominado método BOTTON-UP, está apoyado en el análisis de los caudales nocturnos inyectados en sectores o zonas de dimensión pequeña (Distritos de Medición), formados usualmente por 500 y 3000 conexiones domiciliarias (Pilcher, 2003). En muchos casos, el caudal mínimo nocturno en zonas residenciales se da lugar entre las 02h00 y 04h00.

Durante el período del caudal mínimo nocturno (CMN) el caudal consumido por los abonados es mínimo, por ese motivo las pérdidas reales (fugas) constituyen el mayor componente del caudal inyectado a la red. Más adelante, en la figura 3.17 se verá este fenómeno más claro.

La estimación de las pérdidas reales se realiza restando el valor estimado del caudal de consumo nocturno del caudal mínimo nocturno inyectado al sistema de distribución en estudio. Con el fin de convertir esta estimación en un volumen diario de pérdidas reales, es necesario extrapolarla para el resto del día usando la relación entre caudal de fuga y la variación de la presión a lo largo del día (McKenzei, 1998).

Este método se puede utilizar para validar el volumen de pérdidas reales obtenido mediante el enfoque TOP-DOWN. La sencillez de la información requerida para la aplicación del método hace que sea conveniente cuando no se tiene disponible un modelo hidráulico de la red de distribución. Sin embargo, el nivel de confianza de los resultados conseguidos dependerá de la precisión de las medidas de presión y caudal, del método usado para estimar el uso nocturno; y principalmente de la capacidad del nudo en el cual se registra presión, para representar la presión de servicio existente en toda la red de distribución evaluada. En la figura 1-10 se muestra una fuga en tubería subterránea que puede servir de ejemplo del tipo de fuga que puede ser detectada por los métodos mencionados.



Figura 1-10: Fuga en tubería subterránea. (Fuente: Página web es.123rf.com)

**El análisis de componentes** se apoya en el concepto BABE (Burts and Background Estimates) propuesto por el Water Institute Research en el reporte E de la serie Managing Leakage. Con este método analítico se puede estimar el volumen anual de pérdidas reales a partir de la estimación del caudal de fuga correspondiente a cada uno de los elementos de la red basado en los parámetros más significativos relacionados con las fugas.

Este enfoque utilizan el número de fugas, caudales y tiempo de duración promedio para los tres tipos de fugas (fugas de fondo, no reportadas, y reportadas) para diferentes elementos de la red de distribución, como tuberías de conducción y distribución, acometidas y conexiones de servicio.

Otros datos requeridos incluyen información básica de la red (longitud total de tuberías, número de acometidas existentes y longitud promedio de acometidas), presión de servicio promedio en la red de distribución, y la relación presión-caudal de fuga obtenida con el valor apropiado del exponente de fugas  $N1$ .



## 2 METODOLOGÍA PARA LA CALIBRACIÓN PRELIMINAR DE MODELOS DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

---

Actualmente los modelos hidráulicos de redes de abastecimiento de agua son ampliamente utilizados por las empresas de abastecimiento y los consultores para asistir en tareas de diseño, planificación, evaluación de la operación, análisis de gestión energética y análisis de calidad del agua; y últimamente han ganado mucha importancia entre la comunidad de reguladores de servicios de agua para la toma de decisiones relativas a la seguridad del consumidor y de inversiones de capital, transformándose en una herramienta indispensable para la gestión del abastecimiento. Es así que mientras más preciso sea el modelo hidráulico, resulta más confiable como herramienta de apoyo para tomar decisiones, y por lo tanto la calibración de éste resulta un requisito fundamental al momento de su desarrollo.

La American Water Works Association (AWWA) afirma que la calibración consiste en comparar los resultados del modelo con mediciones obtenidos en campo, realizando ajustes a parámetros del modelo y la revisión de los datos de campo hasta alcanzar la concordancia entre ambos.

Los parámetros hidráulicos normalmente ajustados para calibrar los modelos son aquellos correspondientes a:

- Rugosidades de tuberías.
- Patrones de demanda.
- Válvulas.
- Grupos de bombeo.

La revisión de la literatura técnica relativa a calibración de modelos muestra que a día de hoy existe una gran variedad de técnicas de calibración que han sido formuladas, tanto para estado estacionario como período extendido; entre las cuales se incluyen técnicas analíticas (iterativas, modelos explícitos, prueba-



error), y técnicas implícitas basadas en optimización utilizando métodos no evolutivos y evolutivos.

Sin embargo, el ajuste de los factores mencionados antes mediante cualquier técnica de calibración resulta insuficiente para la obtención de un modelo que sea capaz de reproducir el funcionamiento real de la red con un adecuado nivel de precisión si la carga del modelo hidráulico no ha sido efectuada adecuadamente considerando todas las demandas independientes y dependientes de la presión; tales como consumos registrados, no registrados y fugas.

Por lo tanto éste objetivo puede lograrse adaptando las buenas prácticas propuestas para la gestión de pérdidas en redes de abastecimiento a los requerimientos de la modelación en la fase de carga y calibración del modelo.

## 2.1 Generalidades de la modelación hidráulica de redes de distribución de agua

Un modelo hidráulico se puede definir como la representación matemática de los elementos existentes en una red de distribución. Teixeira et al (2006) afirman que un modelo hidráulico está compuesto por:

- (1) Un conjunto de datos descriptivos de las características físicas del sistema, de los consumos, y de las condiciones de operación.
- (2) Un conjunto ecuaciones matemáticas que reproducen el comportamiento hidráulico de los componentes individuales del sistema.
- (3) Algoritmos numéricos necesarios para resolver el conjunto de ecuaciones del sistema.

Los modelos hidráulicos se pueden clasificar en estáticos y dinámicos. Los **modelos estáticos**, también llamados modelos de análisis en régimen permanente, simulan el estado de la red en un único instante. Es decir, buscan determinar los valores de las variables del sistema para una situación dada sin considerar las variaciones temporales. Los **modelos dinámicos** simulan el comportamiento de la red a lo largo del tiempo. Entre estos deben distinguirse los modelos inerciales y los no inerciales (o cuasiestáticos); siendo este último tipo de modelo el que se conoce como simulación en período extendido.

El desarrollo de un modelo hidráulico debe ser realizado de forma estructurada y sistemática cumpliendo dos etapas generales:

- (1) **La construcción del modelo**, que contempla inicialmente la estructuración de los datos físicos (tuberías, nudos, depósitos, válvulas, bombas) a ser representados en el modelo mediante líneas y nudos. En función del nivel de detalle requerido, y basada en la información disponible se realiza la esqueletización o reducción de la red de distribución real. Posteriormente en la etapa de construcción se realiza la carga del modelo hidráulico, que abarca la estimación de los consumos existentes, y su distribución espacial y temporal en los nudos del modelo. Al finalizar esta etapa se obtiene un modelo completamente funcional, pero cuyos resultados de simulación pueden diferir significativamente de los medidos en la red real.
- (2) **La calibración**; la cual consiste en el ajuste de los parámetros que introducen mayor incertidumbre al modelo, como son: rugosidad de tuberías, demandas en los nudos, y fugas. En todas las etapas y fases del desarrollo del modelo se realiza recopilación de información de campo relacionada con las características geométricas y operacionales de los elementos de la red, y mediciones de parámetros que describen el comportamiento hidráulico de la misma.

Es necesario mencionar que el Water Research Center del Reino Unido propone un procedimiento general para la construcción de un modelo, en el cual se incluyen aspectos relevantes para la calibración del modelo:

- (1) Revisión de los registros y planos de la red de distribución y abonados.
- (2) Inspección en campo de los equipos.
- (3) Realizar mediciones de campo preliminares.

- (4) Ejecución de mediciones de campo.
- (5) Ingreso de los datos en el modelo.
- (6) Calibración del modelo.

La identificación, minimización o eliminación de los errores que provocan las discrepancias entre los valores simulados y observados requieren de la aplicación iterativa de los procesos conocidos como macro-calibración, micro-calibración y análisis de sensibilidad. Cada uno de estos procesos es descrito a continuación.

## **2.2 Carga del modelo hidráulico: Asignación de la demanda independiente y dependiente de la presión**

Asumir que las demandas no están distribuidas uniformemente a lo largo de las tuberías, sino que ocurren en los extremos de ésta, genera errores significativos en el cálculo de las pérdidas de carga.

Centrándonos en el problema de la carga del modelo, Cesario y Lee (1980) hacen una primera aproximación para la asignación de la demanda en los nudos del modelo. Proponen dos métodos basados en la agregación del consumo por categoría de uso, en los cuales los consumos comerciales e industriales se asignan a los nudos espacialmente respectivos; diferenciándose en la forma en la que se asignan los consumos domésticos y el agua no registrada.

- En el primer método los consumos domésticos se obtienen multiplicando el número de viviendas relacionadas espacialmente a cada nudo por el consumo promedio por vivienda correspondiente a cada sector, distrito o barrio. La diferencia entre el volumen promedio diario de agua inyectada y la suma de todos los consumos asignados se considera como agua no registrada, y se reparte uniformemente entre todos los nudos del modelo.
- En el segundo método propuesto, el valor del consumo doméstico asignado a cada nudo se obtiene prorrateando la diferencia entre el volumen promedio diario de agua inyectada y la suma de los consumos comerciales e industriales. Sin embargo, estos enfoques tradicionales no tienen en cuenta la sensibilidad de las fugas a la variación de la presión. Por lo tanto, es necesario revisar en este estado del arte las técnicas de asignación de consumos y fugas por separado.

### **2.2.1 Asignación de las demandas independientes de la presión: Consumos**

Generalmente, el consumo de los abonados puede ser determinado a partir de la información disponible en la base de datos de clientes del abastecimiento. La información registrada en esta base de datos usualmente corresponde: nombre del abonado, número de cuenta, localización espacial (dirección o código catastral), volumen medido por los contadores o el volumen facturado, la categoría de uso (doméstico, comercial, industrial), información del contador (tipo, diámetro, edad), y su periodicidad de lectura o facturación.

Según Martínez (2002) la asignación de cargas incluye dos procesos simultáneos:

- (1) Determinar el 'consumo medio' de cada abonado (que en este apartado se describirá simplemente como 'consumo').
- (2) Distribución espacial y temporal de dichos consumos, para luego ser asignados como demanda base en los nudos del modelo hidráulico.

Fuertes et al (2002) basa el cálculo de caudales de la modelación de redes en el balance hídrico del abastecimiento o zona de estudio; cuantificando el volumen de agua inyectada y los consumos registrados y no registrados. La distribución espacial de los consumos existentes en la red de distribución es un factor que condiciona la precisión del modelo hidráulico. Es así que resulta necesario utilizar herramientas de análisis espacial incluidas en los Sistemas de Información Geográfica (SIG) para apoyar el proceso de asignación de consumos. Las principales estrategias apoyadas en SIG corresponden a métodos de Área

(técnicas polígono-a-punto) y métodos basado en punto (técnicas punto-a-punto).

**Los métodos de Área** utilizan polígonos para realizar la distribución del consumo. Walski et al (2007) proponen la agrupación del consumo de todos los abonados localizados dentro de un ‘polígono de servicio’, para luego ser relacionados a un nudo específico del modelo (Figura 2-1 ).

En este tipo de técnica el polígono de servicio define el área de servicio asociada a cada nudo. Este método puede estar apoyado en el uso de diagramas de Voronoi, también conocidos como polígonos de Thiessen. Es así que los consumos conocidos (en valor y ubicación) son asignados al nudo más cercano según el criterio de la distancia Euclidiana entre el nudo asociado al polígono y los puntos de consumo. Si el valor individual de los consumos y su ubicación no son conocidos, estos pueden ser obtenidos utilizando datos del área del polígono de Thiessen, la distribución y densidad de la población, y el consumo per cápita. En este último caso los datos se obtienen a partir de los registros del volumen total o caudal suministrado a una zona de la red.

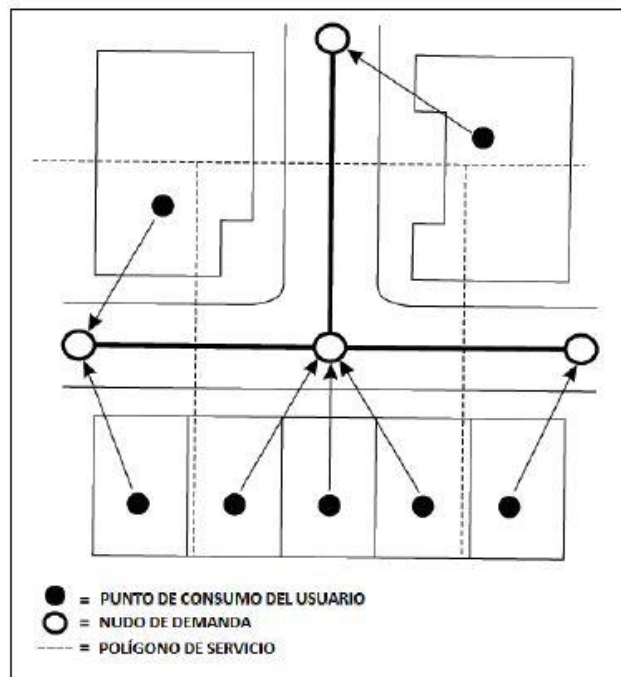


Figura 2-1: Ilustración del Método de Área (Fuente:Walski et al, 2007)

**Los métodos basados en Punto** (Figura 2-2 ) se utilizan cuando se conoce el consumo por cada abonado, no siendo necesario conocer la ubicación exacta del punto de consumo (o contador) del abonado; pues basta con representar el punto de consumo mediante el centroide de la parcela o edificio, o inclusive a lo largo de la frontera de éstos. Éste método utiliza la función de unión (‘Join’) disponible en los SIG; de tal forma que sea posible relacionar cada abonado al nudo de demanda más cercano del modelo hidráulico.

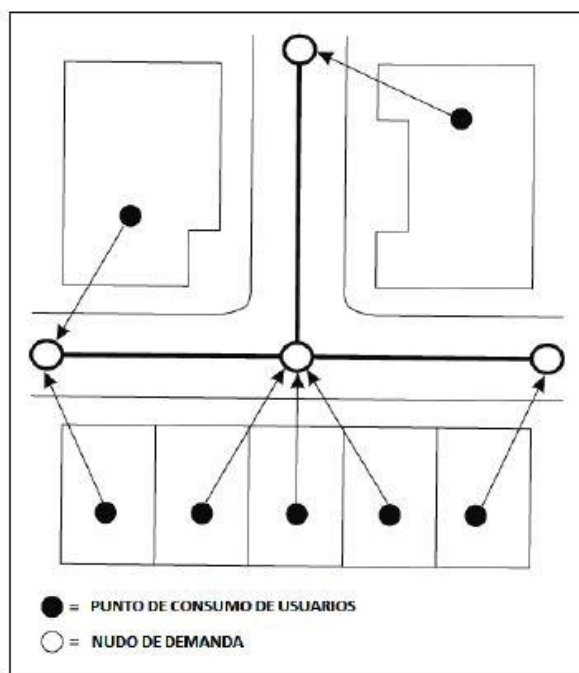


Figura 2-2: Ilustración del Método basado en Punto (Fuente: Walski et al, 2007)

Como ya se mencionó en párrafos anteriores los valores correspondientes al consumo de los abonados pueden ser determinados a partir de los registros de lectura de contadores o de facturación. Sin embargo, no siempre es posible alcanzar una cobertura completa de medición del consumo, como ocurre en el Reino Unido, donde la mayoría de los abonados no disponen de contadores.

## 2.2.2 Asignación de las demandas dependientes de la presión: Fugas

La asignación de las demandas dependientes de la presión en los nudos del modelo hidráulico consiste en la declaración de los valores correspondientes a los parámetros físicos que determinan el comportamiento de las fugas en la red de distribución; por lo que resulta necesario primero entender la hidráulica asociada a éstas, antes de revisar los distintos enfoques para la modelación de fugas existentes en la literatura disponible.

### 2.2.2.1 Hidráulica de fugas

Si las pérdidas de carga en el terreno alrededor de una tubería son ignoradas, una fuga en dicha tubería será hidráulicamente equivalente a un orificio de salida en un tanque, por lo que su comportamiento estará basado en la ecuación de Torricelli (Van Zyl y Clayton, 2007). Esta ecuación (Ec. 4) describe la relación entre el caudal de fuga y la presión en el punto de salida del tanque, y considera el concepto de coeficiente de descarga  $C_d$  para representar la reducción del área efectiva del orificio debido a la contracción del chorro del fluido aguas abajo del orificio y las pérdidas de energía por fricción.

$$Q = C_d A (2gH)^{0.5} \quad (4)$$

donde  $Q$  es el caudal de fuga a través del orificio,  $C_d$  es el coeficiente de descarga del orificio,  $A$  es la sección transversal del orificio,  $g$  la aceleración debida a la gravedad, y  $H$  la pérdida de carga entre los puntos ubicados aguas arriba y aguas abajo del punto de descarga. Esta ecuación asume que tanto el valor del coeficiente de descarga como la sección transversal se mantienen constantes.

Sin embargo, la simulación de las fugas es mucho más compleja que un simple caudal fluyendo a través de un orificio. La validez de los términos incluidos en la ecuación del flujo a través de un orificio para

representar las fugas en una red de distribución está limitada por factores como: el tipo de flujo (determinado por el número de Reynolds), las propiedades mecánicas de la tubería, las propiedades hidráulicas del terreno alrededor de la tubería, y las demandas. Van Zyl y Clayton (2007) concluyen que el comportamiento del material es el factor más importante para determinar valores de exponentes de fuga distintos al valor teórico.

Wu et al (2011) afirma que es incorrecto asumir que el coeficiente de descarga de un orificio es constante para una fuga, y considera más adecuado afirmar que su valor depende del número de Reynolds; el cual determina su régimen de flujo. Es así que una red con fugas predominantemente de agujeros de superficie fija (por ejemplo, orificios de corrosión en las tuberías de metal) tendría exponentes de fuga cercanos a 0.5. En las redes donde los agujeros varían en tamaño proporcionalmente con la presión (por ejemplo, fisuras en tubos de plástico) el exponente se aproximaría a 1,5; lo que implica que el área varía con exponente de 1.0 y la velocidad varía con exponente 0.5. Los valores superiores a 1.5 se explican por la existencia de trayectorias de fuga que aumentan de tamaño en dos direcciones, con un exponente de 2.0 (UKWIR, 2011). Es así que varios autores proponen la Ec. 5 para representar la hidráulica de fugas, y que permite analizar diferentes tipos de fugas utilizando valores de exponente de fugas distintos del valor teórico.

$$Q_{fuga} = KP^N \quad (5)$$

donde  $Q_{fuga}$  es el caudal de fuga,  $K$  es el coeficiente emisor de la fuga,  $P$  es la presión,  $N$  es el exponente de fugas.

Respecto al valor del exponente de fugas, existen varios autores que no coinciden en fijar un valor único. Es así que se han realizado ensayos experimentales tanto en laboratorio como en campo para obtener tratar de comprobar la validez de su valor teórico 0.5 o en su defecto determinar un valor distinto según lo supuesto en la teoría FAVAD.

- Idelchik (1994) se basa en resultados experimentales para limitar la validez del exponente teórico de fugas a flujos en régimen turbulento. En flujo laminar, con números de Reynolds menores a 10, la relación entre el caudal de descarga y la presión es lineal.
- Walski et al (2009) realiza ensayos en tuberías plásticas entre 25 y 150 mm de diámetro, simulando fugas a través orificios circulares, y fisuras tanto longitudinales como transversales. El valor medio obtenido para el exponente de fugas es de 0.58, para un rango de valores entre 0.47 y 0.76.
- Greyvenstein y Van Zyl (2007) realizan ensayos en laboratorio utilizando tuberías averiadas de acero, asbesto cemento y PVC, recuperadas de la red de Johannesburgo. Los resultados obtenidos para el exponente de fugas están entre 0.40 y 2.30. Los mecanismos de fallas ensayados incluyeron orificios circulares (0.52 – 0.53), fallas longitudinales en PVC (1.38 – 1.85), fallas longitudinales en asbesto cemento (0.79 – 1.04), roturas transversales (0.41 – 0.53), y corrosión (0.67 – 2.3).
- Bennis (2011) realiza ensayos en tuberías de acero y PVC con orificios circulares perforados entre 1.6 y 2.8 mm de diámetro. En todos los casos obtiene valores cercanos a 0.5 para el exponente de fugas.

En la figura 2-3 se puede apreciar un ejemplo de la forma que puede adoptar un orificio de fuga.



Figura 2-3: Orificio perforado en tubería. (Fuente: Página web todofugas.com)

Cassa y Van Zyl (2011) realizan un análisis con elementos finitos y proponen una expresión (Ec. 6) que considera la deformación elástica de la sección de fuga en función de la presión, independientemente del diámetro o material de la tubería.

$$Q = C_d \sqrt{2g} (A_0 p^{0.5} + m p^{1.5}) \quad (6)$$

donde  $C_d$  es el coeficiente de descarga,  $g$  la aceleración debida a la gravedad,  $A_0$  es el área inicial de fuga a presión cero,  $p$  es la presión,  $m$  es la pendiente del gráfico área vs presión obtenida en los ensayos de deformación elástica de la sección de fuga.

### 2.2.2.2 Modelación de fugas

Con la finalidad de tener en cuenta la sensibilidad de las fugas a la variación de la presión, las fugas deben ser tratadas como una demanda dependiente de la presión, tal como se ha descrito en el apartado anterior. El enfoque más simple para modelar las fugas en un modelo hidráulico consiste en utilizar la Ec. 7 de emisores de flujo. Esta ecuación, incluida en la librería EPANET y cualquier programa comercial que utilice su algoritmo de cálculo, permite simular el flujo de salida a través de una tobera u orificio descargando a la atmósfera; por lo que también pueden emplearse para simular una fuga en una tubería conectada a un nudo (Martínez, 2000). Esta ecuación será la utilizada para el caso practica descrito mas adelante en este tfg para el modelado de fugas.

$$q_{F,j} = K_j (P_j)^N \quad (7)$$

donde  $q_{F,j}$  es el caudal de fuga en el nudo  $j$ ,  $K_j$  es el coeficiente emisor en el nudo  $j$  y que depende del tamaño y de la forma del orificio de fuga,  $P_j$  es la presión en el nudo  $j$ ,  $N$  es el exponente de fugas.

Varios autores han propuesto variaciones y mejoras a la Ec. 7. Germanopoulos y Jowitt (1989) suponen que las fugas se distribuyen uniformemente a lo largo de la tubería, y proponen la Ec. 8 y 9 para modelar las fugas de fondo existentes en una red de distribución.

$$q_{F,ij} = \beta_L L_{ij} (\bar{P}_{ij})^N \quad (8)$$

$$\bar{P}_{ij} = \frac{P_i + P_j}{2} \quad (9)$$

donde  $\beta_L$  es el coeficiente de fuga expresado por unidad de longitud (en función de la edad y estado estructural de la tubería).  $L_{ij}$  es la longitud de la tubería,  $N$  es el exponente de fuga para el cual Germanopoulos sugiere un valor de 1.18 basado en mediciones estudios de campo realizados en el Reino Unido,  $\bar{P}_{ij}$  es la presión promedio en la tubería, calculada con la Ec. 8.

Vela et al (1994) suponen que el caudal perdido por fugas en una red de distribución es proporcional al número de roturas en las tuberías de la red, y puede ser representado entre los nudos de la red a través de un reparto estadístico y registros históricos. Por lo tanto para un sector compuesto por tuberías de similar material y edad, el caudal de fugas estará expresada mediante la Ec. 10.

$$q_{F,ij} = c^s L_{ij} (D_{ij})^d e^{a\tau} (\bar{P}_{ij})^N \quad (10)$$

donde  $c^s$  es un coeficiente global que depende del material, tipo y calidad de las tuberías incluidas en el sector  $s$ ,  $L_{ij}$  es la longitud de la tubería,  $D_{ij}$  es el diámetro de la tubería,  $d$  es un exponente que toma valores de 1 para diámetros pequeños (< 125 mm) y -1 para diámetros grandes,  $a$  es un parámetro que ajusta temporal de los defectos,  $\tau$  es la edad de las tuberías incluidas en el sector  $s$ ,  $\bar{P}_{ij}$  es la presión promedio a lo largo de la tubería,  $N$  es el exponente de fugas (los autores consideran 1.18).

Tucciarelli et al (1999) proponen la Ec. 11 para una red de distribución dividida en zonas con tuberías de similar condición estructural. Esta ecuación supone que en cada zona hay un área de filtración constante por unidad de área en la superficie de las tuberías, de acuerdo con la idea de que el efecto del envejecimiento es uniforme en todas las tuberías.

$$q_i = (H_i + z_i)^N \sum_{j=1}^{M_i} \frac{\pi}{2} D_{ij} \theta_{ij} L_{ij} \quad (11)$$

donde  $q_i$  es el volumen de agua perdida por unidad de tiempo asociado a las fugas pequeñas próximas al nudo  $i$ ,  $H_i$  es la altura piezométrica en el nudo  $i$ ,  $z_i$  es la elevación topográfica en el nudo  $i$ ,  $M_i$  es el número total de tuberías conectadas al nudo  $i$ ,  $N$  es el exponente de fugas,  $L_{ij}$  es la longitud de la tubería,  $D_{ij}$  es el diámetro de la tubería, y  $\theta_{ij}$  es el área de fuga por unidad de área en la superficie de la tubería conectada a los nudos  $i$  y  $j$ .

Burrows et al (2003) suponen que, para zonas urbanas densamente pobladas, es en las acometidas domiciliarias donde se da el mayor volumen de fugas en la red de distribución. Y propone la Ec. 12 para la asignación de fugas en función del número de conexiones (acometidas) asociadas a cada nudo, utilizando el caudal de fugas estimado para el instante de caudal mínimo nocturno, y un coeficiente global de fuga por conexión y por unidad de presión.

$$Q_{F,CMN} = C_u \left[ \sum_{i=1}^{N_j} N_{ci} (P_i)^N \right] \quad (12)$$

donde  $Q_{F,CMN}$  es el caudal de fuga para el instante de caudal mínimo nocturno (CMN),  $C_u$  es el caudal de fuga por conexión domiciliaria a 1 mca de presión,  $N_{ci}$  es el número de conexiones domiciliares asociadas al nudo  $i$ ,  $N$  es el exponente de fugas,  $N_j$  es el número total de nudos de demanda en el modelo hidráulico.

Araujo et al (2003) consideran más apropiado utilizar la longitud de tuberías conectadas a cada nudo como parámetro para la asignación de fugas. El método supone que el 80% del caudal mínimo nocturno son fugas, y utiliza la Ec. 13 junto con un algoritmo genético para determinar el valor del coeficiente global de fuga  $C$ , que será dependiente de la presión en cada instante  $t$  de la simulación. La asignación de las fugas a cada nudo de demanda se realiza a través de un coeficiente emisor individual, calculado con la Ec. 14, y que está en función de la longitud de las tuberías conectadas a cada nudo.

$$Q_{F,CMN} = \sum_{i=1}^{N_j} q_{F,CMN,i} = \sum_{i=1}^{N_j} \left( P_{i,CMN}^{1.18} C \sum_{j=1}^M 0.5L_{ij} \right) = 0.8Q_{T,t_{cmn}} \quad (13)$$

$$K_{f,i} = C \sum_{j=1}^M 0.5L_{ij} \quad (14)$$

En la ecuación 13,  $Q_{F,CMN}$  es el caudal de fuga en el instante de caudal mínimo nocturno (CMN),  $C$  es el coeficiente global de fugas,  $N_j$  es el número total de nudos de demanda en el modelo hidráulico,  $q_{F,CMN,i}$  es el caudal de fuga en el nudo  $i$  para el instante de CMN,  $P_i$  es la presión en el nudo  $i$  para el instante de CMN,  $M$  es el número de tuberías conectadas al nudo  $i$ ,  $L_{ij}$  es la longitud de la tubería  $j$  conectada al nudo  $i$ . En la ecuación 14  $K_{f,i}$  es el coeficiente emisor del nudo  $i$  para todo instante  $t$ .

Almandoz et al (2003) proponen asignar las fugas en el modelo utilizando un coeficiente emisor global, ajustado a cada nudo mediante un factor de ponderación de la longitud ponderada de las tuberías conectadas al nudo respecto a la longitud total de la red de distribución.

$$Q_F = K \sum_{i=1}^{N_j} \bar{L}_i (P_i)^N \quad (15)$$

$$\bar{L}_i = \frac{L_i}{L_T} \quad (16)$$

donde en la ecuación 15  $Q_F$  es el caudal de fugas,  $K$  es el coeficiente global de fugas,  $\bar{L}_i$  es el factor de ponderación de longitud para el nudo  $i$ ,  $P_i$  es la presión en el nudo  $i$ ,  $N$  es el exponente de fugas,  $N_j$  es el número total de nudos en el modelo. En la ecuación 16  $L_i$  es el 50% de la longitud de las tuberías conectadas al nudo  $i$ ,  $L_T$  es la longitud total de tuberías en el modelo.

Giustolisi et al (2008) proponen la Ec. 17 para considerar por separado las fugas de fondo y las roturas a lo largo de la tubería. Y utiliza la ecuación para emisores de flujo con el exponente de fugas teórico (0.5)



para las roturas, y la expresión propuesta por Germanopoulos (1985) para las fugas de fondo.

$$q_{F,ij} = \beta_L L_{ij} (\bar{P}_{ij})^N + C_L (\bar{P}_{ij})^{0.5} \quad (17)$$

donde  $C_L$  es el coeficiente emisor correspondiente a la suma de los coeficientes de las roturas existentes a lo largo del tubo.

Tabesh et al (2009) proponen un coeficiente global de fugas calculado a partir de la Ec. 19, y que utiliza el valor del caudal de fugas estimado en el instante de caudal mínimo nocturno a partir de la Ec. 18. La asignación de las fugas en cada nudo se realiza utilizando la Ec. 20, basada en la ecuación de emisores definida en EPANET (Rossman, 2000)

$$Q_{F,CMN} = Q_{CMN} - Q_{uso\_nocturno} \quad (18)$$

$$C_F = \frac{Q_{F,CMN}}{\sum_{i=1}^{N_j} \left( \sum_{j=1}^{N_p} \frac{L_{ij}}{2} P_{i,CMN}^N \right)} \quad (19)$$

$$Q_{F,i} = \sum_{j=1}^{N_p} \frac{L_{ij}}{2} C_L P_i^N \quad (20)$$

donde  $Q_{F,CMN}$  es el caudal de fugas en el instante de caudal mínimo nocturno (CMN),  $Q_{CMN}$  es el caudal mínimo nocturno inyectado a la red de distribución,  $Q_{uso\_nocturno}$  es el caudal asociado a usos legítimos durante el instante de CMN,  $C_F$  es el coeficiente global de fugas,  $N_j$  es el número total de nudos en el modelo,  $N_p$  es el número de tuberías conectadas el nudo  $i$ ,  $L_{ij}$  es la longitud de la tubería  $j$  conectada al nudo  $i$ ,  $P_{i,CMN}$  es la presión en el nudo  $i$  en el instante de CMN,  $N$  es el exponente de fugas,  $Q_{F,i}$  es el caudal de fugas en el nudo  $i$  para todo instante  $t$ ,  $P_i$  es la presión en el nudo  $i$  para todo instante  $t$ .

El enfoque más simple consiste en asumir el mismo coeficiente emisor para todos los nudos del modelo (Ec 21). Este enfoque no considera las características físicas de la red de distribución, tales como la longitud o la condición estructural de las tuberías, el número de conexiones de servicio (Wu et al, 2011).

$$Q_F = K \sum_{i=1}^{N_D} P_i^N \quad (21)$$

Donde  $Q_F$  es el caudal de fugas en la red de distribución,  $K$  es el coeficiente emisor global,  $N_D$  es el número de nudos de demanda del modelo,  $P_i$  es la presión en el nudo  $i$ ,  $N$  es el exponente de fugas.

## 2.3 Calibración de modelos hidráulicos

Según Shamir y Howard (1977) “la calibración consiste en determinar las características físicas y operacionales de un sistema existente, que ingresados como datos al modelo computacional permitan obtener resultados realistas”.

Walski (1983) define la calibración como un proceso de dos pasos que consisten en:

- (1) Comparar las presiones y caudales simulados con aquellos observados (medidos) para unas condiciones de operación conocidas.
- (2) Ajustar los datos de entrada al modelo de tal forma que exista concordancia entre los valores simulados y observados.

La AWWA afirma que la calibración consiste en comparar los resultados del modelo con mediciones obtenidos en campo, realizando ajustes al modelo y la revisión de los datos de campo hasta alcanzar la concordancia entre ambos. Esta definición se puede complementar con lo manifestado por el Comité de Aplicaciones Computacionales de Ingeniería de la AWWA, la cual afirma que la calibración no sólo involucra el ajuste de los coeficientes de rugosidad de tuberías y la demanda en nudos; y extiende esta tarea a cualquier factor que deba ser ajustado hasta alcanzar la concordancia entre los datos medidos y los simulados.

En definitiva, la calibración de modelos hidráulicos puede definirse como el proceso de ajuste de los parámetros que definen el comportamiento hidráulico del modelo, para reflejar con la mayor precisión posible el funcionamiento real de la red de distribución, tanto para el escenario estático como dinámico.

### 2.3.1 Procedimiento general para la calibración de modelos hidráulicos

Ormsbee (1989), Ormsbee y Lingireddy (1997) proponen el siguiente procedimiento general de siete pasos al momento de abordar un proceso de calibración:

- Identificar el propósito del modelo.
- Determinar el valor inicial de los parámetros a estimar.
- Recolectar datos de calibración.
- Evaluar los resultados del modelo.
- Realizar una calibración a nivel macro.
- Realizar un análisis de sensibilidad.
- Realizar una calibración a nivel micro.

**El propósito del modelo hidráulico** está asociado con el tipo de análisis hidráulico requerido, ya sea simulación en régimen estacionario o simulación período extendido (EPS). Este criterio proporciona una guía de los requerimientos referentes al nivel de detalle del modelo, tipo y calidad de los datos de campo a ser recolectados, y de la tolerancia que debe tener el error entre los datos observados y simulados. Un modelo a ser utilizado para estudios de la calidad del agua, que requiere simulaciones en período extendido; exige un mayor nivel de calibración que aquellos modelos enfocados en estudios de planes maestros, ejecutados en régimen estacionario.

**Los valores iniciales de los parámetros** a estimar corresponden a aquellos parámetros básicos del modelo, como lo son los coeficientes de rugosidad de las tuberías, la demanda asignada en cada nudo y su correspondiente factor de modulación para el caso de las simulaciones en período extendido.

**La recolección de los datos de calibración** proporciona información que permite evaluar los resultados preliminares del modelo hidráulico, éstos últimos obtenidos a partir de simulaciones que utilicen las estimaciones iniciales de los parámetros básicos de la red. Los datos de calibración pueden ser recolectados mediante:

- Pruebas de campo realizadas en hidrantes para obtener datos de caudal y presión, requeridas para calibrar modelos de análisis en régimen estacionario.
- Datos de telemetría (SCADA) correspondientes a series de tiempo para caudales, presiones, y niveles de tanques; necesarias para calibrar modelos de análisis en período extendido (Walski et al, 2007)
- Datos referentes a pruebas con trazadores químicos conservativos o no conservativos, utilizados determinar el tiempo de viaje entre dos puntos de la red de distribución.

**La evaluación de los resultados** de la simulación permite valorar la precisión del modelo hidráulico, comparando los resultados de éste y las mediciones realizadas en campo. Los criterios comúnmente utilizados para llevar a cabo esta tarea están relacionados con la valoración de la diferencia absoluta de la presión, y más comúnmente, en la diferencia relativa de la presión, obtenida como el ratio entre la diferencia absoluta de la presión y la diferencia absoluta promedio para toda la red.

**La macro-calibración** (o calibración preliminar) se enfoca en la calibración de toda la red de distribución, o zonas de presión de ésta, y consiste en identificar y corregir las fuentes de error que ocasionan las diferencias más significativas entre los resultados del modelo y las mediciones realizadas en campo.

**El análisis de sensibilidad** consiste en variar los parámetros del modelo, cuantificar el efecto sobre los resultados de la simulación asociado a cada una de estas variaciones, e identificar aquellos parámetros que generan mayor impacto en los resultados de la simulación.

**La micro-calibración** se enfoca en analizar la precisión del modelo en un área en particular, verificando que en ésta se cumplan las condiciones locales requeridas. Los parámetros a ajustar “finamente” en esta fase son usualmente los coeficientes de rugosidad de tuberías y las demandas en nudos; tarea para la cual se utiliza la información obtenida durante pruebas en hidrantes (régimen estacionario) y datos de telemetría (análisis en EPS), respectivamente.

### 2.3.2 Fuentes de error en los modelos hidráulicos

Resulta poco probable que los resultados del modelo y los datos medidos en campo coincidan perfectamente, principalmente debido a simplificaciones, aproximaciones, supuestos, imprecisiones y errores en los datos vinculados a la construcción y carga del modelo. Ejemplos de los factores antes mencionados pueden ser: la variabilidad inherente a la red de distribución, no inclusión de las pérdidas menores, no considerar la variabilidad estacional del consumo, uso del diámetro nominal en lugar del diámetro interno de las tuberías, redondeo de los valores de cota, errores de conectividad entre tuberías, desconocimiento de válvulas cerradas, inexactitud de medida de sensores, o manejo incorrecto de los datos medidos.

Según Walski (1983a) las dos principales fuentes de error en los análisis de simulación se deben a estimaciones incorrectas de uso del agua y de la capacidad de carga de la tubería; siendo la importancia de cada factor variable en función de las características particulares del sistema de red analizado. Walski (1983b) afirma que si la calibración del modelo no es satisfactoria, existe la posibilidad de que existan aberraciones locales tales como válvulas de frontera con otros sectores de la red que estén abiertas.

Ormsbee y Lingireddy (1997), el Comité de Aplicaciones Computacionales de Ingeniería de la AWWA (1999), y Walski et al (2007) proponen varias fuentes de error que pueden contribuir a las discrepancias entre los valores observados en campo y simulados por el modelo tales como:

- Errores en los datos de entrada, definición de las características físicas de las tuberías.
- Errores en la asignación de la demanda.
- Errores en la geometría y topología de la red.
- Errores en la definición de las condiciones de frontera, el nivel de esqueletización del modelo.
- Errores en las curvas características de bombas.
- Errores de precisión en los equipos de medición.

### 2.3.3 Criterios para evaluar la calibración de modelos hidráulicos

Los primeros criterios para valorar la calibración de un modelo hidráulico corresponden a los propuestos en los trabajos de Walski, Cesario y Lee, Harris, Boluos y Ormsbee.

- Walski (1983b) afirma que un modelo hidráulico calibrado debe ser capaz de simular presiones y alturas piezométricas con una precisión de  $\pm 5$  psi ( $\pm 3.5$  m) y  $\pm 12$  pies ( $\pm 3.7$  m), respectivamente.
- Cesario y Lee (1984) mencionan que los modelos hidráulicos deben ser calibrados con una precisión entre 5 psi ( $\pm 3.5$  m) y 10 psi ( $\pm 7.0$  m) en los nudos.
- Harris (1984) manifiesta que las presiones simuladas en el modelo deben tener una precisión de  $\pm 5$  psi ( $\pm 3.5$  m) para que el modelo hidráulico sea considerado adecuadamente calibrado.
- Boulos y Ormsbee (1991) consideran que los resultados del modelo deben tener una precisión del  $\pm 5\%$  respecto a los valores medidos.

En 1989 la Water Authorities Association & Water Research Centre del Reino Unido, publicaron el documento "Network Analysis: A Code of Practice" (WAA y WRC, 1989). Este propuso criterios prácticos para la tolerancia de los valores simulados luego de la calibración del modelo en régimen estacionario (Tabla 2-1).

Tabla 2-1: Criterios prácticos para calibración de modelos según Water Authorities Association

<b>Criterios de caudal</b>
(1) Precisión de $\pm 5\%$ respecto a los caudales medidos para caudales $> 10\%$ de la demanda total; tuberías de conducción, generalmente de diámetro mayor a 16 pulgadas (406 mm).
(2) Precisión de $\pm 10\%$ respecto a los caudales medidos para caudales $< 10\%$ de la demanda total; tuberías de distribución de diámetro generalmente menor de 12 pulgadas (305 mm).
<b>Criterios de presión</b>
(1) El 85% de las presiones medidas en pruebas de campo no deben diferir en $\pm 0.5$ m o $\pm 5\%$ de la pérdida de carga registrada.
(2) El 95% de las presiones medidas en pruebas de campo no deben diferir en $\pm 0.75$ m o $\pm 7.5\%$ de la pérdida de carga registrada.
(3) El 100% de las presiones medidas en pruebas de campo no deben diferir en $\pm 2$ m o $\pm 15\%$ de la pérdida de carga registrada.

(Fuente: Edwards, 2006; Walski et al 2007; Larado, 2012)

La AWWA (AWWA-ECAC, 1999) sugiere un conjunto de criterios (Tabla 2-2) para definir el número de mediciones de presión y caudal en función del uso que tendrá el modelo hidráulico, el nivel de detalle requerido, el tipo de simulación a utilizar, y la precisión requerida de las mediciones. El cumplimiento de los valores propuestos por la ECAC para el número de mediciones de presión sugiere la instalación de numerosos equipos de medición en hidrantes durante las pruebas de campo. De igual forma, el cumplimiento de los valores propuestos para las mediciones de caudal es difícilmente alcanzable; debido principalmente a la falta de condiciones para monitorear el caudal en zonas de poca extensión en las redes de distribución de agua.

Tabla 2-2: Criterios para la calibración de modelos sugeridos por el Comité de Aplicaciones Computacionales de Ingeniería de la American Water Works Association

Propósito del modelo	Nivel de detalle	Tipo de simulación	No. mediciones de presión (% de nudos)	Precisión en mediciones de presión	No. mediciones de caudal (% de tuberías)	Precisión mediciones de caudal (%)
Planificación	Bajo	Régimen estacionario o EPS	10	± 5 psi (3.5 mca) para el 100% de las mediciones	1	± 10
Diseño	Moderado - Alto	Régimen estacionario o EPS	2 - 5	± 2 psi (1.4 mca) para el 90% de las mediciones	3	± 5
Operación de la red	Bajo - Alto	Régimen estacionario o EPS	2 - 5	± 2 psi (1.4 mca) para el 90% de las mediciones	2	± 5
Calidad de agua	Alto	EPS	2	± 3 psi (2.1 mca) para el 70% de las mediciones	5	± 2
EPS = Simulación en Período Extendido (Extended Period Simulation)						

(Fuente: AWWA-ECAC, 1999)

Por otro lado, Walski et al (2007) proporciona una guía para valorar cuantitativamente la precisión de la calibración del modelo. Ésta establece tolerancias entre los valores simulados y medidos para el caudal, altura piezométrica y nivel de depósitos; en función del tamaño de la red de distribución y el propósito del modelo hidráulico (Tabla 2-3). Estos criterios son afines a los criterios para calibración propuestos por la AWWA en su manual para Modelación de Sistemas de Distribución de Agua M32.

Tabla 2-3: Criterios para valorar la calibración de modelos sugerido por Walski et al (2007)

Aplicación del modelo	Precisión requerida
Planificación, sistemas pequeños (tuberías menores a 600mm)	(1) Altura piezométrica entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registrada en los nudos de calibración durante condiciones normales de demanda y para pruebas de campo en hidrantes. (2) Fluctuación del nivel de depósitos entre $\pm 1.0m$ y $\pm 2.0m$ para EPS. (3) Diferencia de caudal entre 10% y 20% en puntos de inyección y bombes
Planificación, sistemas grandes (tuberías mayores a 600mm)	(1) Altura piezométrica entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registrada en los nudos de calibración durante condiciones normales de demanda e instantes de velocidad máxima. (2) Fluctuación del nivel de depósitos entre $\pm 1.0m$ y $\pm 2.0m$ para EPS. (3) Diferencia de caudal entre 10% y 20% en puntos de inyección y bombes.
Diseño	(1) Altura piezométrica entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registrada en el nudo extremo de la red durante el funcionamiento de hidrantes (escenario de incendio). (2) Fluctuaciones del nivel de depósitos entre $\pm 1.0m$ y $\pm 2.0m$
Análisis de incendios	Altura piezométrica estática y residual entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registradas en el nudo representativo de cada zona de presión, durante condiciones normales de demanda y escenario de incendio.
Diseño de sectorización	Altura piezométrica entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registrada en el punto de división de sectores, durante condiciones normales de demanda y escenario de incendio.
Sistemas rurales de distribución	Altura piezométrica entre $\pm 3.0m$ y $\pm 6.0m$ registrada en los nudos extremos de la red durante condiciones normales y de máxima demanda.
Estudios de rehabilitación	Altura piezométrica estática y residual entre $\pm 1.5m$ y $\pm 3.0m$ registradas en el área de estudio, durante condiciones normales de demanda y durante el escenario de incendio
Purgas de la red	Diferencia de caudal entre 10% y 20% para la descarga en hidrante, a 14.0 mca.
Estudios de eficiencia energética	(1) Energía total utilizada entre 5% y 10% para 24 horas (2) Consumida energético horario entre 10% y 20% (3) Demanda máxima instantánea de energía entre 5% y 10%
Operación de la red	El modelo debe reproducir los problemas que ocurren en el sistema, de tal manera que el modelo se puede utilizar para la toma de decisiones para ese problema en particular.
Planificación en emergencias	Altura piezométrica entre $\pm 3.0m$ y $\pm 6.0m$ registrada durante el escenario de emergencia
Modelación de desinfectantes	El modelo debe reproducir el patrón de concentración del desinfectante, observado a través del tiempo con un error aproximado de 0.1 mg/l a 0.2 mg/l.

(Fuente: Walski et al, 2007)

En 2008 la American Water Works Association Research Foundation desarrolla un proyecto con el objetivo de establecer una guía para la modelación hidráulica que incluya criterios unificados para valorar la 'bondad de ajuste' de los modelos hidráulicos. Esta guía aplica un procedimiento basado en un análisis matricial para establecer la calidad de los datos de entrada y de calibración, y de la 'bondad-de-ajuste' de los resultados del modelo entre: 'TOLERABLE', 'BUENO', 'MEJOR', y 'SUPERIOR'. En un primer paso se determina la calidad de los datos de entrada en función de su precisión, analizando los elementos más significativos del sistema de distribución. Como segundo paso se evalúa la calidad y cantidad de la información disponible para la calibración, y la 'bondad de ajuste' del modelo.

Finalmente, se propone una clasificación que relaciona los resultados de los análisis cualitativos en función de la calidad requerida para el modelo según el propósito de éste. Los elementos y las fuentes de información analizados en esta propuesta de análisis cualitativo son los siguientes:

- Datos físicos de las tuberías (diámetro, localización, conectividad).
- Elevación de los nudos.
- Datos de demanda.
- Datos de depósitos (incluida su geometría).
- Curvas de bombas.
- Datos de válvulas (incluida la pérdida de carga).
- Bombas.
- Depósitos.
- Válvulas de control.
- Pruebas con trazadores.
- Mediciones de caudal y presión.

### 2.3.4 Técnicas avanzadas de calibración

Siendo la simulación hidráulica un cálculo de presiones y caudales en tuberías de la red a partir del conocimiento de la topología de la red, diámetros, rugosidades, longitudes, coeficientes de pérdidas menores en tuberías, demandas en los nudos y energía disponible en la red; la calibración del modelo consistirá en encontrar los óptimos valores de las variables enumeradas (o una combinación de éstos) para reproducir el comportamiento hidráulico de la red real.

Esto implica que el número de incógnitas vinculadas al problema de la calibración siempre será superior al número de ecuaciones disponibles, por lo tanto, para lograr su resolución es necesario el uso de técnicas de calibración apoyadas en herramientas numéricas y computacionales (Saldarriaga, 2007; Saldarriaga y Jurado, 2008).

Las técnicas avanzadas de calibración de modelos pueden ser agrupadas en dos categorías: técnicas analíticas y técnicas implícitas (o de optimización). Las técnicas implícitas se dividen a su vez en no evolutivos y evolutivos, según el método de optimización en el cual están basadas (Mays, 2000; Kapelan, 2002; Walski et al 2007; Savic et al, 2009; Christi et al, 2011)

- **Las técnicas analíticas** corresponden a métodos iterativos y métodos explícitos. Estas técnicas corresponden a las propuestas realizadas por Walski (1983a), Ormsbee & Wood (1986), Bhave (1988), Boulos y Wood (1990), Boulos y Ormsbee (1991).
  - **Los métodos iterativos** están basados en procedimientos de prueba-error que ajustan los parámetros desconocidos en cada iteración utilizando presiones y/o caudales medidos, resolviendo el sistema de ecuaciones básicas de la red para el estado estacionario.
  - **Los métodos explícitos** están basados en la resolución de un sistema extendido de ecuaciones compuesto por las ecuaciones básicas de la red para estado estacionario, y ecuaciones adicionales derivadas de las mediciones de caudal y presión disponibles.
- **Las técnicas implícitas** utilizan de manera acoplada un modelo de simulación hidráulica para resolver las ecuaciones básicas de la red, y un método de optimización para determinar los valores de los parámetros de calibración. Entre los principales métodos propuestos siguiendo este tipo de técnica están:
  - Métodos de búsqueda local derivativos y no derivativos (Ormsbee y Wood, 1986; Boulos y Wood, 1990; Boulos y Ormsbee, 1991; Reddy y Sridharam, 1996).
  - Métodos de optimización lineal y no lineal (Ormsbee, 1989; Lansey y Basnet, 1991; Pudar y Ligget, 1992; Greco y Giudice, 1999).
  - Métodos de búsqueda global basados en AG (Savic y Walters, 1995; Lingireddy y

Ormsbee, 1999; Wu y Simpson, 2001; Lingireddy y Ormsbee, 2002; Menezes, 2012).

- Técnicas de análisis de sensibilidad (Datta y Sridharam, 1994).
- **Los métodos implícitos no evolutivos** están basadas en el uso de algoritmos de programación no lineal, desarrollados originalmente para el diseño óptimo de los sistemas de distribución de agua. En este tipo de técnica la calibración es formulada como un problema de optimización no-lineal, y consiste en definir una función objetivo sujeta a restricciones lineales y no-lineales (Ormsbee y Lingireddy, 1997). La función objetivo formulada busca minimizar las diferencias entre las mediciones (valores observados) y las variables simuladas (presiones y/o caudales); siendo los parámetros a determinar los correspondientes a la rugosidad en las tuberías, las demandas en nudos, y los ajustes de válvulas y bombeos.
- **Los métodos implícitos evolutivos** están apoyadas en el uso de Algoritmos Genéticos (AG). Estos algoritmos están basados en las leyes de evolución biológica de Darwin. Ormsbee y Lingireddy (1997) mencionan varias ventajas de los AG sobre los métodos no evolutivos, entre las que se menciona su capacidad para evaluar múltiples soluciones simultáneamente.

#### 2.3.4.1 Simplificación del problema de la calibración mediante la agrupación de tuberías y nudos

La calibración implica el ajuste de los coeficientes de rugosidad de todas las tuberías incluidas en el modelo hidráulico de la red. Por otro lado, durante la calibración del modelo hidráulico se debe ajustar la demanda en los nudos, debido a la incertidumbre asociada al proceso de estimación de los consumos. Esto puede ser una tarea compleja debido al gran número de incógnitas del problema y la disponibilidad de un número limitado de mediciones para realizar la calibración del modelo, especialmente en sistemas de distribución de gran tamaño o con tuberías de diferente edad y material. Una solución para disminuir el número de incógnitas y aumentar la precisión de la estimación de los parámetros, consiste en agrupar los elementos a calibrar en función de características físicas o cualitativas comunes. Consiguiendo adicionalmente disminuir las necesidades computacionales requeridas para la estimación de los parámetros.

- Walski (1983a) sugiere trabajar con redes simplificadas, para lo cual forma grupos de tuberías y las reemplaza por tuberías equivalentes; pero reconoce que esto solo permite aproximarse a los resultados correctos.
- Boulos y Ormsbee (1991) sugieren desagregar la red realizando un análisis de la topología que permita generar grupos de mallas en función de características físicas de las tuberías, tales como el material o edad de las tuberías.
- Tucciarelli et al (1999) enfocan su trabajo en la solución al problema inverso. Considera que para obtener un sistema de ecuaciones determinado y estable es necesario disminuir el nivel de parametrización. Por lo que plantea su agrupación por zonas asumiendo que los coeficientes de rugosidad y parámetros de fugas son homogéneos para áreas específicas de la red.
- Kumar et al (2009) propone una metodología enfocada en la calibración de redes de distribución de gran dimensión, ajustando únicamente los coeficientes de rugosidad de las tuberías. El algoritmo asociado al método agrupa automáticamente las tuberías con similar coeficiente de rugosidad, de tal forma se reduce el número de parámetros a estimar durante el proceso.

El concepto de agrupación de tuberías y nudos será utilizado en el caso práctico de este tfg para el modelado de fugas en una red de abastecimiento utilizando epanet. Es por ello que solo se utilizará dos puentes de consumo y 4 tuberías. Se trata de un caso muy sencillo en el que se dará una visión general de lo que sería el proceso de construcción y carga de un modelo hidráulico.





## 3 SIMULACIÓN DE RED SIMPLE EN EPANET

---

Antes que nada, se ha decidido utilizar el programa Epanet para las simulaciones de este proyecto ya que se trata de una herramienta muy potente y a la vez sencilla. Este programa permite calcular prácticamente cualquier tipo de red hidráulica permitiendo meter una gran cantidad de datos como todas las medidas de la instalación hidráulica, patrones de demanda, etc... y además se pueden sacar resultados de presiones, caudales, sentidos de flujos, alturas, pérdidas de carga y mas variables, para cualquier instante que se haya definido.

Es una herramienta muy útil con la que se avanza de forma rápida y que permite hacer estudios de redes concretas para observar el comportamiento que tiene como veremos más adelante en este capítulo.

En este capítulo se va a estudiar el comportamiento de una red simple que se modelara en Epanet y que nos permitirá entender las características de las redes hidráulicas y modelar las fugas de una red. Puesto que las fugas están modeladas según la ecuación 7 y siendo los coeficientes de emisor datos introducidos en el programa, solo queda por conocer el exponente de fuga para tener definidas las fugas del sistema.

### 3.1 Características de la herramienta Epanet

De acuerdo al Manual de usuario del grupo IDMH del departamento de ingeniería hidráulica de la universidad politécnica de valencia, Epanet es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. En general, una red consta de tuberías, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses.

Epanet efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación discretizado en múltiples intervalos de tiempo. Además de la concentración de las distintas especies, puede también simular el tiempo de permanencia del agua en la red y su procedencia desde las diversas fuentes de suministro. Epanet se ha concebido como una herramienta de investigación para mejorar nuestro conocimiento sobre el avance y destino final de las diversas sustancias transportadas por el agua, mientras ésta discurre por la red de distribución.

Entre sus diferentes aplicaciones puede citarse el diseño de programas de muestreo, la calibración de un modelo hidráulico, el análisis del cloro residual, o la evaluación de las dosis totales suministradas a un abonado. Epanet puede resultar también de ayuda para evaluar diferentes estrategias de gestión dirigidas a mejorar la calidad del agua a lo largo del sistema. Entre estas pueden citarse:

- Alternar la toma de agua desde diversas fuentes de suministro.

- Modificar el régimen de bombeo, o de llenado y vaciado de los depósitos.
- Implantar estaciones de tratamiento secundarias, tales como estaciones de recloración o depósitos intermedios.
- Establecer planes de limpieza y reposición de tuberías.

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

Dos de los requisitos fundamentales para poder construir con garantías un modelo de la calidad del agua son la potencia de cálculo y la precisión del modelo hidráulico utilizado. Epanet contiene un simulador hidráulico muy avanzado que ofrece las siguientes prestaciones:

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

Aunque para este trabajo solo se haya prestado atención a la concepción del modelo hidráulico, Epanet además ofrece las siguientes prestaciones para la confección de modelos de calidad:

- Simula el desplazamiento de trazadores no reactivos por toda la red, a lo largo del tiempo.
- Simula el avance y destino final de las sustancias reactivas cuya concentración o bien crece en el tiempo o bien decrece.
- Simula el tiempo de permanencia (o envejecimiento) del agua mientras discurre por la red.
- Permite seguir la evolución en el tiempo de la fracción de caudal que llega a cada nudo de la red procedente de un nudo determinado (análisis de procedencias).
- Simula las reacciones que tienen lugar tanto en el seno del agua como en las paredes de las tuberías.
- Permite emplear cinéticas de orden  $n$  para modelar las reacciones en el seno del agua.
- Emplea cinéticas de orden cero o de primer orden para modelar las reacciones en las paredes de las tuberías.
- Tiene en consideración las limitaciones de transferencia de masa al modelar las reacciones en las paredes de las tuberías.

- Admite reacciones de crecimiento o decrecimiento de la concentración de una sustancia hasta llegar a un valor límite.
- Permite definir coeficientes de reacción globales para toda la red, y modificar éstos posteriormente para determinadas tuberías.
- Permite correlacionar los coeficientes de velocidad de reacción en la pared de las tuberías con su rugosidad.
- Permite considerar la inyección en cualquier punto de la red de un caudal másico o de concentración definida, variable en el tiempo.
- La evolución de la calidad del agua en los depósitos puede simularse como una mezcla homogénea, mediante un modelo de pistón, o como un reactor de dos compartimentos.

### 3.2 Modelo de estudio

Se ha utilizado un sistema que consta de una fuente, dos puntos intermedios con el que se modelaran el fraude y las fugas, un punto de salida y una válvula con la que se regulará la presión aguas abajo. Las conclusiones aquí sacadas pueden ser aplicadas para la mayoría de redes de distribución. El esquema es el siguiente:

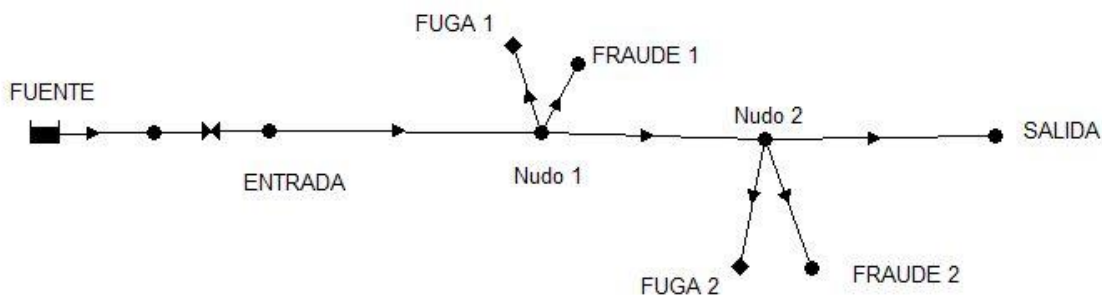


Figura 3-1: Esquema de red simple en epanet. (Fuente: Elaboración personal.)

Los datos del sistema son los siguientes:

Tabla 3-1: Altura de los puntos del sistema.

Punto del sistema	Cota
Fuente	10 m
Entrada	9 m
Nudo 1	9 m
Nudo 2	7 m
Salida	7 m

(Fuente: Elaboración personal.)

Tabla 3-2: Longitud y diámetro de las tuberías del sistema.

Tubería	longitud	Diámetro
Fuente-entrada	1000 m	1 m
Entrada-nudo1	500 m	1 m
Nudo1-nudo2	1000 m	800 mm
Nudo 2-salida	500 m	400 mm

(Fuente: Elaboración personal.)

El patrón de demanda para zonas urbanas es del tipo doméstico, como el de la figura.

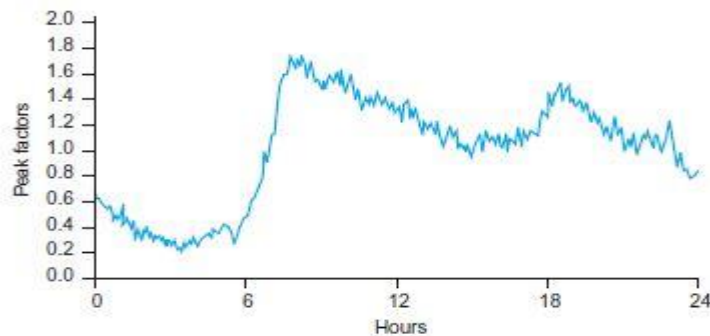


Figura 3-2: Demanda doméstica en Amsterdam, 2002. (Fuente: Introduction to urban water distribution.)

El patrón de demanda utilizado para el cálculo en epanet es un patrón de demanda doméstico lógicamente, ya que se trata de una zona urbana, con una tendencia muy similar a la vista antes, y es el siguiente:



Figura 3-3: Demanda doméstica utilizada para el cálculo de epanet. (Fuente: Programa Epanet.)

Para este caso concreto, en el que queremos ver de forma clara la cantidad de fugas que hay en la red, hemos establecido que el consumo en el periodo de la 1 a las 4 de la mañana va a ser nulo aunque en la realidad no llega a ser cero pero si cerca de cero. En el nudo de entrada se considera que no hay demanda y la fuente se considera infinita con respecto a los niveles de consumo de la red de distribución.

Tabla 3-3: Demandas bases de los puntos del sistema.

Punto del sistema	Demanda base
Nudo 1	200 LPS
Nudo 2	100 LPS
Salida	50 LPS

(Fuente: Elaboración personal.)

Las fugas y fraudes en los dos puntos de consumo 1 y 2 han sido modelados tomando un punto más para

cada elemento. Se ha tomado la misma altura al punto de demanda asociado y mismo diámetro de tubería con una longitud de 1 m. Ya que es en realidad una extensión de los puntos de demanda y lo hemos separado para poder contabilizar las fugas y fraude. Para las fugas se ha tomado un coeficiente de emisor de 4,3 para el nudo 1 y de 3,2 para el nudo 2 (ver ecuación 7). Dado que las fugas están modeladas según la ecuación 7, solo faltaría conocer el exponente de fuga para tenerlas definidas. Para el fraude, la demanda base se ha calculado como el 5% de la demanda base del punto al que está asociado. En este caso sería el 5% de 200 y de 100 por lo que tenemos:

Tabla 3-4: Fraude en puntos del sistema.

Punto del sistema	Demanda base
Fraude en el nudo 1	10 LPS
Fraude en el nudo 2	5 LPS

(Fuente: Elaboración personal.)

Para el control de la válvula se ha usado las siguientes consignas:

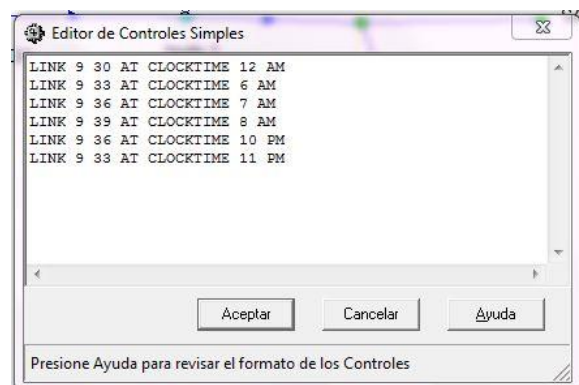


Figura 3-4: Control simple de la válvula. (Fuente: Programa Epanet.)

Con este control de válvula se quiere evitar las fluctuaciones de presión debido a las fluctuaciones de las demandas. Ya que si no estuviera la válvula, la presión aumentaría en las horas de menor consumo de forma descontrolada y provocaría el aumento de las fugas.

### 3.3 Resultados obtenidos

Cuando le damos a calcular, el programa nos permite ver una serie de variables, interesantes a la hora de ver el comportamiento de la red. Para visualizar el comportamiento de las demandas en la red se le da a la opción de ver las demandas en los puntos de consumo y los caudales en la tubería, como se ve en la figura 5, 6 y 7. Son variables de operación y mantenimiento de la red. Se han tomado tres momentos significativos de consumo como son; a las 3 de la mañana (nivel mínimo de demanda), a las 2 de la tarde (nivel máximo de consumo) y a las 6 de la tarde (nivel medio de consumo).

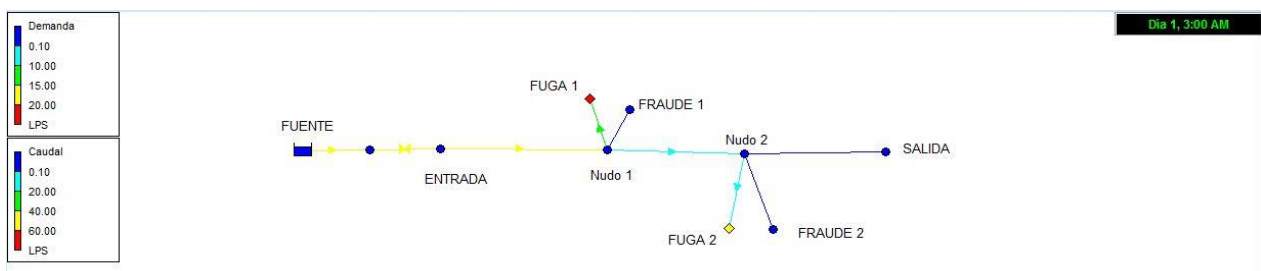


Figura 3-5: Demandas y caudales a las 3:00. (Fuente: Programa Epanet.)

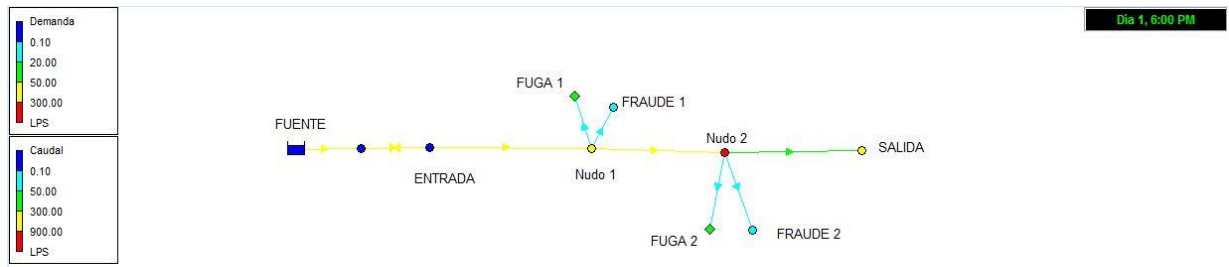


Figura 3-6: Demandas y caudales a las 18:00. (Fuente: Programa Epanet.)

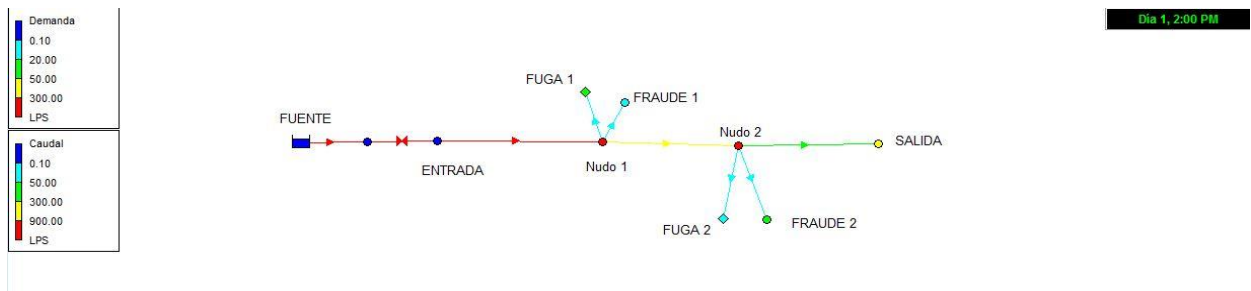


Figura 3-7: Demandas y caudales a la 14:00. (Fuente: Programa Epanet.)

También podemos visualizar parámetros más relacionados con el diseño de la red como pueden ser las variables de velocidad y presión en las tuberías y puntos de la red. En la figura 8, 9 y 10 se muestran los valores de estas variables para los tres momentos nombrados antes:

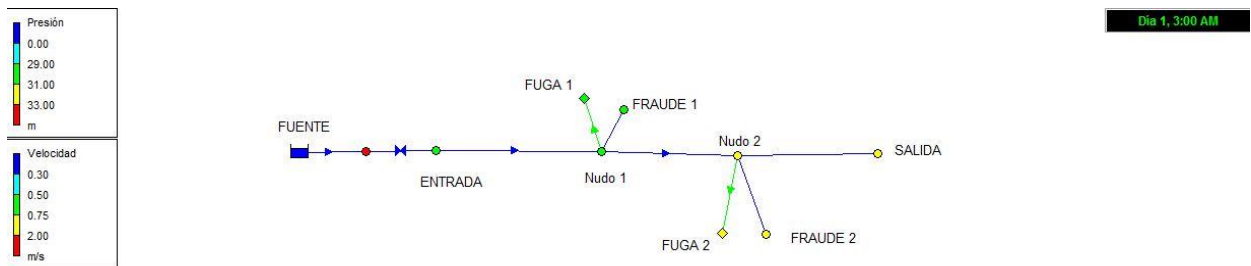


Figura 3-8: Presiones y velocidades a las 3:00. (Fuente: Programa Epanet.)



Figura 3-9: Presiones y velocidades a las 18:00. (Fuente: Programa Epanet.)

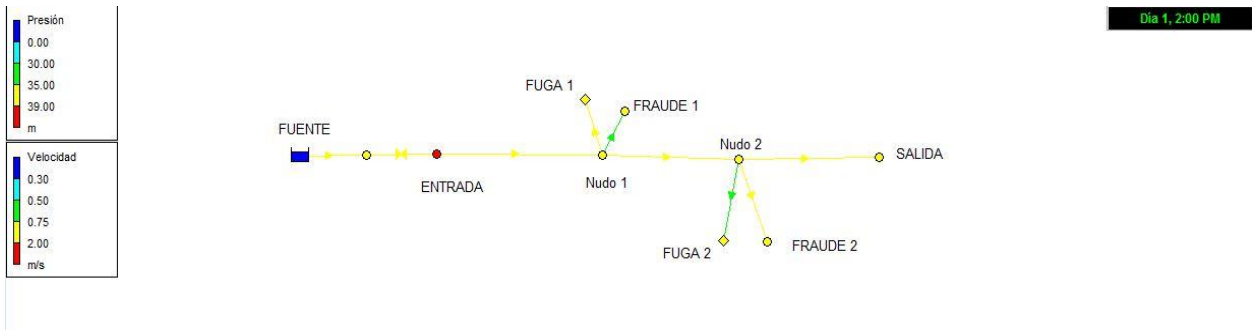


Figura 3-10: Presiones y velocidades a las 14:00. (Fuente: Programa Epanet.)

Vemos como la presión en los puntos va aumentando conforme disminuye la demanda de los puntos de consumo (los puntos han pasado de amarillo a las 14:00 a rojo a las 18:00). La velocidad en las tuberías por el contrario, ha disminuido ya que la demanda también lo ha hecho (ha pasado de amarillo a verde en el tramo del nudo 2 a la salida).

Se puede apreciar como en los momentos de menos consumo la presión en el sistema aumenta y en los de mayor demanda baja. Esto se debe a que en las tuberías hay un cierto caudal para abastecer la demanda en ese momento y al bajar el consumo se produce en las tuberías un exceso de caudal que el sistema tarda en eliminarla (aportando menos caudal) debido al transitorio producido por la física del sistema. Esto provoca como hemos dicho que haya mayor cantidad de agua en las tuberías y consecuentemente mayor presión.

Por otra parte, las velocidades en el sistemas se ve que están dentro de los límites de diseño ya que no superan los 2 m/s, que es un valor a partir del cual las pérdidas de carga se hacen importante y por lo que se debe evitar. La velocidad en la tubería depende del área de paso, para un caudal dado, es por ello que a la hora de diseñar la red de abastecimiento, el diámetro es un parámetro importante. Al disminuir el diámetro la velocidad en la tubería aumenta, y al aumentarlo, disminuye. La ecuación que define este comportamiento es el siguiente:

$$Q = A * v \tag{19}$$

Donde Q es el caudal que atraviesa la tubería en un instante determinado, v la velocidad del fluido y A el área de paso, que para la tubería es un círculo. Otro parámetro interesante a la hora de diseñar la red de abastecimiento son las pérdidas unitarias. En la siguientes figuras se puede ver los valores de las pérdidas unitarias en la red:

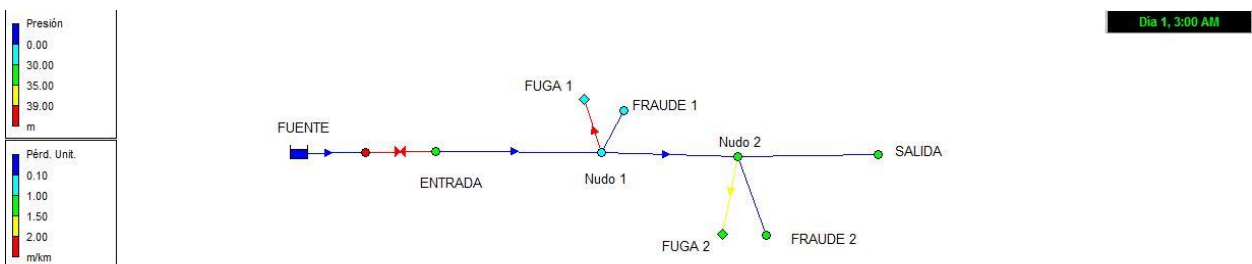


Figura 3-11: Pérdidas unitarias a las 3:00. (Fuente: Programa Epanet.)



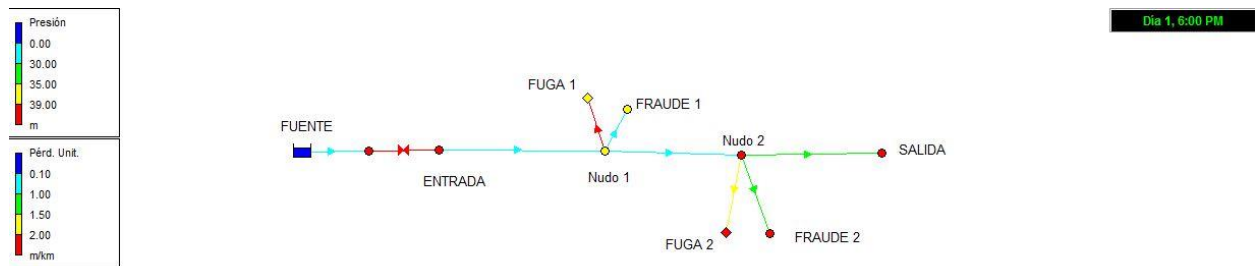


Figura 3-12: Pérdidas unitarias a las 18:00. (Fuente: Programa Epanet.)

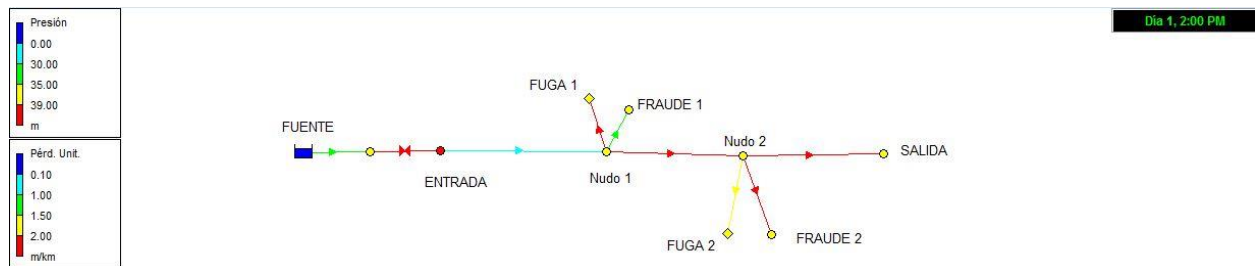


Figura 3-13: Pérdidas unitarias a las 14:00. (Fuente: Programa Epanet.)

En las figuras 11, 12 y 13 vemos como las pérdidas de carga aumentan al aumentar la demanda, ya que al aumentar esta, el caudal aumenta, y con ello la velocidad. Y como la ecuación de Darcy-Weisbach establece;

$$hf = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (20)$$

Donde  $hf$  es la pérdida de carga debido a la fricción,  $f$  es el factor de fricción de Darcy,  $L$  la longitud de la tubería,  $v$  la velocidad media del fluido,  $D$  el diámetro de la tubería y  $g$  la aceleración de la gravedad.

Al aumentar la velocidad, las pérdidas de carga aumentan de forma cuadrática. Es por ello, como se dijo antes, que la velocidad del agua no debe ser mayor de 2 m/s. A la hora de diseñar las tuberías, entonces habrá que tener en cuenta el diámetro de las tuberías para que la instalación funcione de forma eficiente.

Después de visualizar algunas de las variables en el esquema de nuestro sistema, es interesante obtener los datos de consumos en todas las horas y calcular los porcentajes de fugas y fraudes de nuestro sistema. Además hay que calcular el exponente de emisor para tener modelada las fugas por completo y se podrá ver el comportamiento de estas en función de las condiciones instantáneas del sistema.

Tabla 3-5: Demandas de los puntos del sistema.

	Punto	Entrada	Nudo 1	Fraude 1	Nudo 2	Fraude 2	Salida	Fuga 1	Fuga 2	Conexion2	Fuente
	Variable	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda	Demanda
coef-patron	Hora	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS
0.3	0:00	0.00	60.00	3.00	90.00	4.50	15.00	23.54	18.06	0.00	-214.10
0	1:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.55	18.10	0.00	-41.65
0	2:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.55	18.10	0.00	-41.65
0	3:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	23.55	18.10	0.00	-41.65
0.1	4:00	0.00	20.00	1.00	30.00	1.50	5.00	23.55	18.09	0.00	-99.14
0.5	5:00	0.00	100.00	5.00	150.00	7.50	25.00	23.53	18.00	0.00	-329.03
0.7	6:00	0.00	140.00	7.00	210.00	10.50	35.00	24.66	18.77	0.00	-445.93
1	7:00	0.00	200.00	10.00	300.00	15.00	50.00	25.73	19.43	0.00	-620.16
1.2	8:00	0.00	240.00	12.00	360.00	18.00	60.00	26.76	20.09	0.00	-736.85
1.4	9:00	0.00	280.00	14.00	420.00	21.00	70.00	26.73	19.97	0.00	-851.69
1.6	10:00	0.00	320.00	16.00	480.00	24.00	80.00	26.70	19.82	0.00	-966.52
1.6	11:00	0.00	320.00	16.00	480.00	24.00	80.00	26.70	19.82	0.00	-966.52
1.8	12:00	0.00	360.00	18.00	540.00	27.00	90.00	26.66	19.66	0.00	-1081.32
2	13:00	0.00	400.00	20.00	600.00	30.00	100.00	26.62	19.48	0.00	-1196.10
1.6	14:00	0.00	320.00	16.00	480.00	24.00	80.00	26.70	19.82	0.00	-966.52
0.5	15:00	0.00	100.00	5.00	150.00	7.50	25.00	26.83	20.40	0.00	-334.73
0.4	16:00	0.00	80.00	4.00	120.00	6.00	20.00	26.84	20.43	0.00	-277.26
0.8	17:00	0.00	160.00	8.00	240.00	12.00	40.00	26.81	20.29	0.00	-507.10
1	18:00	0.00	200.00	10.00	300.00	15.00	50.00	26.78	20.20	0.00	-621.99
1.6	19:00	0.00	320.00	16.00	480.00	24.00	80.00	26.70	19.82	0.00	-966.52
1.8	20:00	0.00	360.00	18.00	540.00	27.00	90.00	26.66	19.66	0.00	-1081.32
1.6	21:00	0.00	320.00	16.00	480.00	24.00	80.00	26.70	19.82	0.00	-966.52
1	22:00	0.00	200.00	10.00	300.00	15.00	50.00	25.73	19.43	0.00	-620.16
0.8	23:00	0.00	160.00	8.00	240.00	12.00	40.00	24.65	18.72	0.00	-503.37

(Fuente: Elaboración personal.)

En primer lugar, es interesante representar el consumo de los nudos 1 y 2 para ver luego la de las fugas y fraude:



Figura 3-14: Consumos de los nudos 1 y 2. (Fuente: Elaboración personal.)

Vemos como el consumo de los nudos 1 y 2 se ajusta al patrón mostrado anteriormente. Se trata de un consumo con patrón urbano donde en la horas desde la 1 a las 4 de la mañana muestra un consumo nulo para ver con mayor claridad las fugas.

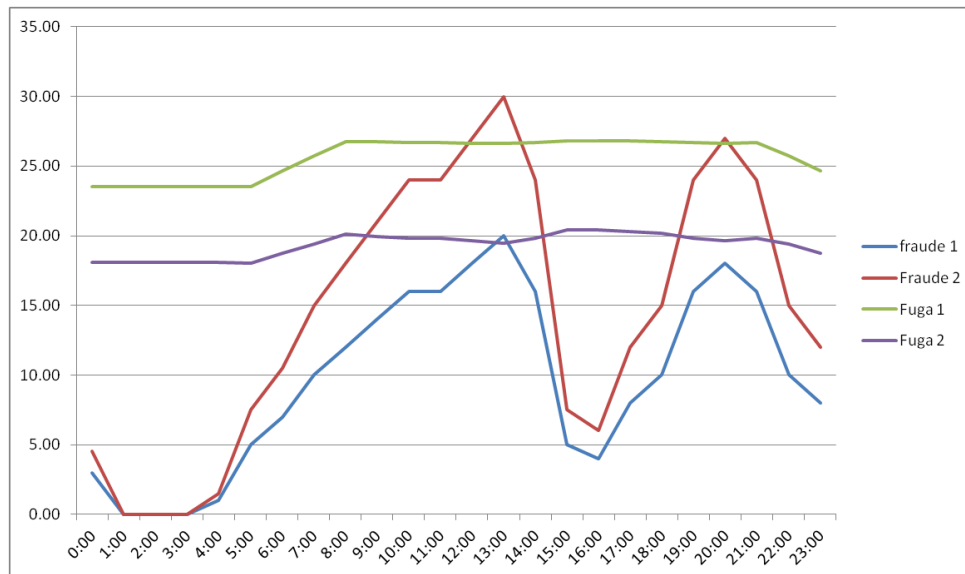


Figura 3-15: Consumo en fugas y fraude. (Fuente: Elaboración personal.)

Aquí se puede apreciar como el consumo de los fraude 1 y 2 siguen el mismo patrón que los nudos 1 y 2 como se esperaba. En el caso de las fugas, estas aumentan durante el día, ya que por consigna la válvula eleva la presión en esas horas como ya se ha visto antes. Se puede apreciar que la fuga 1 tiene un mayor consumo de agua que la 2 debido a los coeficientes de emisor que como se ha dicho antes el de la fuga 1 es de 4,3 y el de la 2 de 3,2 . Si no estuviera la válvula, en las horas de menor consumo (de 1 a 5) las fugas aumentarían mucho ya que la presión en el sistema en esas horas sería mayor. Esto se resume en la ecuación 18, donde el caudal de fuga es proporcional a la presión en el sistema. Podemos apreciar que el caudal de fuga aumenta levemente debido al control de la válvula. A la hora de detectar las fugas será interesante poner especial atención en los momento donde las fugas presentan el mayor porcentaje de consumo de agua, es decir, por la noche donde el consumo de los nudos es cero. Por el contrario el fraude, al ser proporcional al caudal de demanda, aumenta en las horas de mayor consumo.

En las siguientes tablas se muestran los datos de las alturas y presión de los puntos.

Tabla 3-6: Altura de los puntos del sistema.

coef-patron	Punto	Entrada	Nudo 1	Fraude 1	Nudo 2	Fraude 2	Salida	Fuga 1	Fuga 2	Conexion2	Fuente
	Variable	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura	Altura
	Hora	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.3	0:00	39.00	38.97	38.97	38.85	38.85	38.77	38.97	38.85	99.94	100.00
0	1:00	39.00	39.00	39.00	38.99	38.99	38.99	39.00	38.99	100.00	100.00
0	2:00	39.00	39.00	39.00	38.99	38.99	38.99	39.00	38.99	100.00	100.00
0	3:00	39.00	39.00	39.00	38.99	38.99	38.99	39.00	38.99	100.00	100.00
0.1	4:00	39.00	38.99	38.99	38.97	38.97	38.96	38.99	38.96	99.99	100.00
0.5	5:00	39.00	38.94	38.94	38.66	38.66	38.46	38.94	38.65	99.86	100.00
0.7	6:00	42.00	41.89	41.89	41.39	41.39	41.03	41.89	41.39	99.75	100.00
1	7:00	45.00	44.80	44.80	43.86	43.86	43.18	44.80	43.86	99.52	100.00
1.2	8:00	48.00	47.73	47.73	46.43	46.42	45.47	47.72	46.42	99.33	100.00
1.4	9:00	48.00	47.64	47.64	45.93	45.93	44.67	47.64	45.93	99.12	100.00
1.6	10:00	48.00	47.55	47.54	45.37	45.37	43.75	47.54	45.37	98.87	100.00
1.6	11:00	48.00	47.55	47.54	45.37	45.37	43.75	47.54	45.37	98.87	100.00
1.8	12:00	48.00	47.44	47.44	44.74	44.74	42.73	47.44	44.74	98.60	100.00
2	13:00	48.00	47.32	47.32	44.06	44.05	41.61	47.32	44.05	98.29	100.00
1.6	14:00	48.00	47.55	47.54	45.37	45.37	43.75	47.54	45.37	98.87	100.00
0.5	15:00	48.00	47.94	47.94	47.65	47.65	47.46	47.93	47.65	99.85	100.00
0.4	16:00	48.00	47.95	47.95	47.75	47.75	47.63	47.95	47.75	99.90	100.00
0.8	17:00	48.00	47.86	47.86	47.22	47.22	46.77	47.86	47.22	99.68	100.00
1	18:00	48.00	47.80	47.80	46.86	46.86	46.18	47.80	46.86	99.52	100.00
1.6	19:00	48.00	47.55	47.54	45.37	45.37	43.75	47.54	45.37	98.87	100.00
1.8	20:00	48.00	47.44	47.44	44.74	44.74	42.73	47.44	44.74	98.60	100.00
1.6	21:00	48.00	47.55	47.54	45.37	45.37	43.75	47.54	45.37	98.87	100.00
1	22:00	45.00	44.80	44.80	43.86	43.86	43.18	44.80	43.86	99.52	100.00
0.8	23:00	42.00	41.86	41.86	41.23	41.23	40.78	41.86	41.23	99.68	100.00

(Fuente: Elaboración personal.)

Tabla 3-7: Presión de los puntos del sistema.

	Punto	Entrada	Nudo 1	Fraude 1	Nudo 2	Fraude 2	Salida	Fuga 1	Fuga 2	Conexion2	Fuente
	Variable	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión	Presión
coef-patron	Hora	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
0.3	0:00	30.00	29.97	29.97	31.85	31.85	31.77	29.97	31.85	39.94	0.00
0	1:00	30.00	30.00	30.00	31.99	31.99	31.99	30.00	31.99	40.00	0.00
0	2:00	30.00	30.00	30.00	31.99	31.99	31.99	30.00	31.99	40.00	0.00
0	3:00	30.00	30.00	30.00	31.99	31.99	31.99	30.00	31.99	40.00	0.00
0.1	4:00	30.00	29.99	29.99	31.97	31.97	31.96	29.99	31.96	39.99	0.00
0.5	5:00	30.00	29.94	29.94	31.66	31.66	31.46	29.94	31.65	39.86	0.00
0.7	6:00	33.00	32.89	32.89	34.39	34.39	34.03	32.89	34.39	39.75	0.00
1	7:00	36.00	35.80	35.80	36.86	36.86	36.18	35.80	36.86	39.52	0.00
1.2	8:00	39.00	38.73	38.73	39.43	39.42	38.47	38.72	39.42	39.33	0.00
1.4	9:00	39.00	38.64	38.64	38.93	38.93	37.67	38.64	38.93	39.12	0.00
1.6	10:00	39.00	38.55	38.54	38.37	38.37	36.75	38.54	38.37	38.87	0.00
1.6	11:00	39.00	38.55	38.54	38.37	38.37	36.75	38.54	38.37	38.87	0.00
1.8	12:00	39.00	38.44	38.44	37.74	37.74	35.73	38.44	37.74	38.60	0.00
2	13:00	39.00	38.32	38.32	37.06	37.05	34.61	38.32	37.05	38.29	0.00
1.6	14:00	39.00	38.55	38.54	38.37	38.37	36.75	38.54	38.37	38.87	0.00
0.5	15:00	39.00	38.94	38.94	40.65	40.65	40.46	38.93	40.65	39.85	0.00
0.4	16:00	39.00	38.95	38.95	40.75	40.75	40.63	38.95	40.75	39.90	0.00
0.8	17:00	39.00	38.86	38.86	40.22	40.22	39.77	38.86	40.22	39.68	0.00
1	18:00	39.00	38.80	38.80	39.86	39.86	39.18	38.80	39.86	39.52	0.00
1.6	19:00	39.00	38.55	38.54	38.37	38.37	36.75	38.54	38.37	38.87	0.00
1.8	20:00	39.00	38.44	38.44	37.74	37.74	35.73	38.44	37.74	38.60	0.00
1.6	21:00	39.00	38.55	38.54	38.37	38.37	36.75	38.54	38.37	38.87	0.00
1	22:00	36.00	35.80	35.80	36.86	36.86	36.18	35.80	36.86	39.52	0.00
0.8	23:00	33.00	32.86	32.86	34.23	34.23	33.78	32.86	34.23	39.68	0.00

(Fuente: Elaboración personal.)

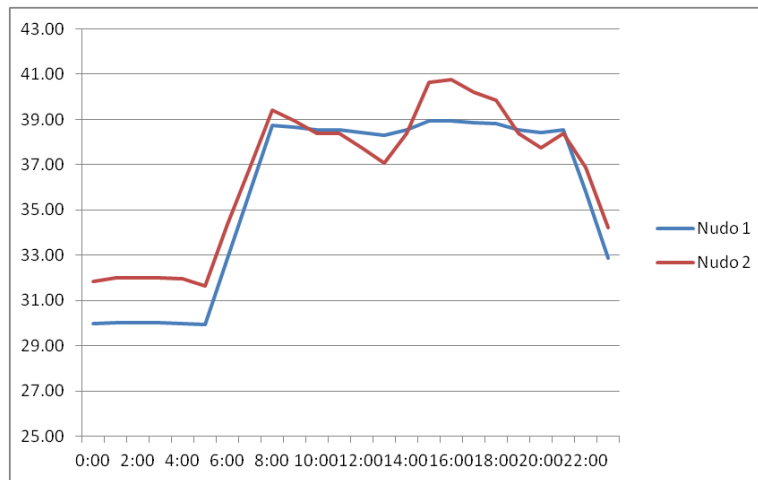


Figura 3-16: Presion de los nudos 1 y 2. (Fuente: Elaboración personal.)

En la figura 3-16 se puede apreciar como durante el día en el nudo 2 la presión parece que se descontrola un poco. Esto puede ser debido a la pérdida de carga en la tubería que va del nudo 1 y nudo2. En la figura 3-13 se veía que la tubería que va del nudo 1 al 2 estaba roja, esto podría ser la causa de este pequeño descontrol en la consigna de la presión del nudo 2. A la hora de diseñar la instalación de abastecimiento de agua habrá que tener en cuenta que los materiales y conexiones soporten estas fluctuaciones de presión. Ya que estas variaciones pueden provocar un envejecimiento precoz de los materiales por exceso de fatiga.

Tabla 3-8: Agua no registrada.

Agua No Registrada					
Total fraude		Total fuga		Total ANR	
Demanda		Demanda		Demanda	
LPS	% del total	LPS	% del total	LPS	% del total
7.5	3.50	41.6	19.43	49.1	22.93
0	0.00	41.65	100.00	41.65	100.00
0	0.00	41.65	100.00	41.65	100.00
0	0.00	41.65	100.00	41.65	100.00
2.5	2.52	41.64	42.00	44.14	44.52
12.5	3.80	41.53	12.62	54.03	16.42
17.5	3.92	43.43	9.74	60.93	13.66
25	4.03	45.16	7.28	70.16	11.31
30	4.07	46.85	6.36	76.85	10.43
35	4.11	46.7	5.48	81.7	9.59
40	4.14	46.52	4.81	86.52	8.95
40	4.14	46.52	4.81	86.52	8.95
45	4.16	46.32	4.28	91.32	8.45
50	4.18	46.1	3.85	96.1	8.03
40	4.14	46.52	4.81	86.52	8.95
12.5	3.73	47.23	14.11	59.73	17.84
10	3.61	47.27	17.05	57.27	20.66
20	3.94	47.1	9.29	67.1	13.23
25	4.02	46.98	7.55	71.98	11.57
40	4.14	46.52	4.81	86.52	8.95
45	4.16	46.32	4.28	91.32	8.45
40	4.14	46.52	4.81	86.52	8.95
25	4.03	45.16	7.28	70.16	11.31
20	3.97	43.37	8.62	63.37	12.59

(Fuente: Elaboración personal.)

Para las horas desde la 1 a las 4 de la mañana el ANR presenta el 100% del consumo ya que la demanda se ha establecido nula para esas horas.

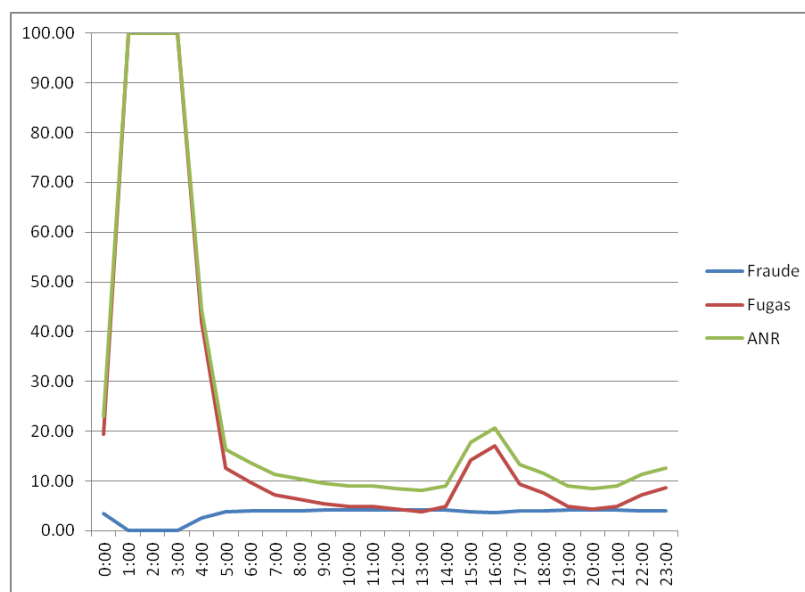


Figura 3-17: Porcentaje de agua no registrada a lo largo del día. (Fuente: Elaboración personal.)

En la figura 3-17 se ve como el porcentaje de agua no registrada (fugas y fraude) del total de agua que entra en el sistema tiene dos máximos; uno por la noche del 100% como hemos dicho antes ya que el consumo es nulo y otro entorno a las 4 de la tarde del 20% cuando de nuevo el consumo baja. En estos máximos prevalece sobretodo el asociado a las fugas ya que no depende del consumo como el fraude, sino de la presión en el sistema. Las pérdidas se hacen más importantes por tanto en las horas de menor consumo. El porcentaje de fraude se mantiene prácticamente constante variando de 0% al 4,18% ya que

su valor está asociado al consumo.

### 3.4 Cálculo del exponente de fuga

Para modelar las fugas, como hemos dicho antes, debemos definir el exponente de fuga. Para ello hará falta la ecuación 18 o 4 vistas anteriormente. Ayudándonos de la siguiente tabla:

Para el cálculo del exponente, primero se necesita el mínimo, máximo y media del ANR en el tramo nocturno (en este caso de 1 a 5 de la mañana) donde el consumo es mínimo. Una vez se tenga estos valores, si hay fraude en el sistema, se toma como fuga nocturna el mínimo ANR nocturno y si no hay fraude la media del ANR nocturno. Como en este caso existe fraude, se usa el mínimo ANR nocturno. Una vez hecho esto, se mira la presión de la hora para el ANR cogido y se mira la presión máxima diaria y su ANR asociada. Posteriormente se hace uso de la ecuación 21:

$$L_1 = L_0 * \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^\alpha \quad (21)$$

Donde  $L_1$  es el caudal de fuga inicial a  $P_1$ ,  $L_0$  es el caudal de fuga inicial a  $P_0$ ,  $P_1$  es la presión promedio ajustada en la zona,  $P_0$  es la presión promedio inicial en la zona y  $\alpha$  es el exponente de fuga.

Así en nuestro modelo tenemos  $L_0$  que es la fuga nocturna definida antes,  $P_0$  que es la presión aproximada nocturna y  $P_1$  que es la presión máxima diaria. Solo nos queda por definir  $L_1$  y  $\alpha$ .  $L_1$  para nuestro modelo el ANR asociada a la presión máxima diaria definida antes, así que ya solo faltaría  $\alpha$ . Para ello aplicamos la fórmula anterior probando exponentes desde 0,5 a 1,6 (que son los valores normales entre los que oscila  $\alpha$ ) hasta que coincida con nuestro  $L_1$ . Haciendo esto obtenemos que para el nudo 1 el exponente de fuga es 1,05 y para el nudo 2 es 1,55. Ya tendríamos definida las fugas de nuestro sistemas.

Tabla 3-9: Cálculo del exponente de fuga.

	Punto	NUDO1	NUDO2
Tramo nocturno (de 1:00 a 5:00)	Mínimo ANR	23.55	18.10
	Media ANR	25.90	21.44
	Máximo ANR	31.66	29.27
	Desv. Tip.	3.42	4.79
	FRAUDE NOCTURNO	SI	SI
	FUGA NOCTURNA	23.55	18.10
	PRESION APROX NOCTURNA	30.00	31.99
	PRESION MAX DIARIA	38.95	40.75
	Exponente	ANR ASOCIADA	30.84
0.5	Fuga aproximada max	26.83	20.43
0.55	Fuga aproximada max	27.19	20.68
0.6	Fuga aproximada max	27.54	20.93
0.65	Fuga aproximada max	27.91	21.18
0.7	Fuga aproximada max	28.27	21.44
0.75	Fuga aproximada max	28.64	21.70
0.8	Fuga aproximada max	29.02	21.97
0.85	Fuga aproximada max	29.40	22.23
0.9	Fuga aproximada max	29.79	22.51
0.95	Fuga aproximada max	30.18	22.78
1	Fuga aproximada max	30.58	23.06
1.05	Fuga aproximada max	30.98	23.34
1.1	Fuga aproximada max	31.38	23.62
1.15	Fuga aproximada max	31.80	23.91
1.2	Fuga aproximada max	32.21	24.20
1.25	Fuga aproximada max	32.64	24.49
1.3	Fuga aproximada max	33.07	24.79
1.35	Fuga aproximada max	33.50	25.09
1.4	Fuga aproximada max	33.94	25.40
1.45	Fuga aproximada max	34.39	25.71
1.5	Fuga aproximada max	34.84	26.02
1.55	Fuga aproximada max	35.30	26.34
1.6	Fuga aproximada max	35.76	26.66

(Fuente: Elaboración personal.)

Haciendo esto obtenemos que para el nudo 1 el exponente de fuga es 1,05 y para el nudo 2 es 1,55. Ya tendríamos definida las fugas de nuestro sistemas.

### 3.5 Desarrollos futuros

Según los resultados obtenidos en los apartados anteriores, podemos concluir que sería muy interesante profundizar en el estudio de una red real de abastecimiento de agua y poder simular el comportamiento de la red dentro de un modelo hidráulico cumpliendo los criterios de calibración para modelos hidráulicos. Así mismo también sería muy interesante como adelantamos antes, para las empresas que gestionan el agua definir las fugas y fraude a partir de unos datos dados por medio de los métodos descritos anteriormente.

Se podría abordar el problema de la calibración para una red real de abastecimiento de agua llevando a cabo las siguientes tareas:

- Construcción del modelo en base a la topología del terreno, elementos de la red, dimensiones y tipo de materiales.
- Carga del modelo mediante la definición de los consumos y patrones de demanda de los nudos de la red real que se quiera simular.
- Calibración del modelo en base al ajuste de los parámetros descritos antes como son rugosidades de las tuberías, patrones de demandas, válvulas y grupos de bombeo para poder casar los valores

de caudales y presiones del modelo real con el simulado.

- Deteccion de fugas y fraude reales haciendo uso de los métodos mencionados en este trabajo fin de grado ya sea el balance hídrico, el método de caudales nocturnos o el análisis de componentes y apoyandose además en la modelación de fugas.



## 4 CONCLUSIONES

*The fundamental problem of communication is that of reproducing at one point either exactly or approximately a message selected at another point.*

Claude Shannon, 1948

En este trabajo fin de grado se ha planteado el problema de las fugas y fraude para las empresas gestoras del agua y sus clientes. Sin una buena calidad en las instalaciones de redes de distribución, construcción y gestión u operación no es posible la eficiencia, el ahorro de agua y calidad de suministro para los clientes. Es por ello que puede concluirse que el estudio de los modelos hidráulicos cobra mucha relevancia en estos tiempos donde cada vez son más complejas las redes de abastecimiento de agua.

En primer lugar se realizó una revisión bibliográfica del estado del arte referente a la carga y la calibración de modelos hidráulicos; complementada con la revisión de varios conceptos de la gestión de pérdidas que resultan. De manera específica, la revisión del estado del arte se ha enfocado en los siguientes temas:

- La asignación de los consumos supuestos en la red de distribución, enfocándose en los métodos para la distribución espacial y temporal de los consumos.
- La asignación de las fugas en el modelo hidráulico, presentando los distintos enfoques para la representación de las fugas como demandas dependientes de la presión.
- El problema de la calibración es revisada en varios apartados; en los que se incluyen las principales fuentes de error en la modelación hidráulica, las etapas que conformarían un procedimiento general para la calibración, y una revisión de los criterios de calibración.
- Las técnicas avanzadas de calibración basadas en enfoques analíticos e implícitos, apoyadas en métodos de optimización evolutivos y no evolutivos; propuestas para la solución al problema de la calibración de modelos hidráulicos.

Para poder realizar un buen modelo hidráulico se requiere de bastantes datos de la red y que además sean consistentes y fiables para la construcción y carga del modelo.

Se debe atajar el problema de las pérdidas de agua con una serie de buenas prácticas a la hora de operar la red atendiendo a los posibles comportamientos anómalos o extraños de la red y de forma rápida y efectiva.

El estudio del caso simple en epanet muestra la capacidad de esta herramienta para abordar el problema de construcción y carga del modelo de forma más o menos sencilla.

Además en este documento se ha podido ver la gran cantidad de métodos que existen hoy en día a la hora

de abordar el problema de calibración y modelado de fugas ya que se trata de un problema muy importante que incube a todo el mundo.



## REFERENCIAS

- A.Rossman, L. «Epanet 2, manual usuario,» 2001.
- Almandoz, J., Cabrera, E., Arregui, F., Cabrera, E., Jr., and Cobacho, R. «Leakage Assessment through Water Distribution Network Simulation.» J. Water Resource Planning and Management, ASCE, 2005.
- American Water Works Association (2009). Water audits and loss control programs, Manual of water supply practices M36. Tercera edición, American Water Works Association.
- AWWA- ECAC Engineering Computer Applications Committee. «Calibration Guidelines for Water Distribution System Modeling.» Proceeding of Informatic Management and Technology Conference, New Orleans. 1999.
- Basciá, A.y Tucciarelli, T. (2003) “Simultaneous Zonation and Calibration of Pipe Network Parameters.” Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 5, Mayo 2003.
- Boulos P.F. y Wood D.J. «Explicit calculation of pipe-network parameters.» Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1990.
- Cabrera, E., Espert, V. Garcpi-Serra, J. y Martínez, F. «Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua». ITA-Universidad Politécnica de Valencia. 2009.
- Cassa, A., Van Zyl, J. y Laubscher, R. «A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes.» Urban Water Journal, Taylor & Francis, 2010.
- Cesario, A. y Lee, T. «A computer method for loading model networks.» Journal of American Water Works Association, 1980.
- D. Ziegler, F. Sorg, P. Fallis, K. Hübschen, L. Happich, J. Baader, R. Trujillo, D. Mutz, E. Oertlé, P. Klingel, A. Knobloch, «Guía para la reducción de las pérdidas de agua,» revista, 2011.
- Giustolisi, O. y Todini, E. «Pipe hydraulic resistance correction in WDN analysis.» Urban Water Journal, Taylor & Francis, 2009.
- Giustolisi, O. y Walski, T. «Demand Components in Water Distribution Network Analysis. » Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 2012Larado, R. «Computer Modeling of Water Distribution Systems. Manual of Water Supply Practices M32.» American Water Works Association. 2012.
- Kumar, S., Narasimham, S. y Bhallamudi, S.M. «Parameter Estimation in Water Distribution Networks.» Water Resources Management, Springer, 2010.
- Lingireddy, S. y Ormsbee, L. (2002) “Hydraulic Network Calibration Using Genetic Optimization.” Civil Engineering and Environmental Systems, Taylor and Francis, 2002.
- Martínez Solano, F.J., Iglesias-Rey, P.L., López-Patiño, G., y Fuertes-Miquel, V.S. Utilización de geoprocetos de los SIG como herramienta para la elaboración y explotación de modelos de redes de agua potable. III Jornadas de Ingeniería del Agua, 23 y 24 de octubre de 2013. Universidad Politécnica de Valencia (Valencia, España). 2013.
- Mckenzie, R. «South African Night Flow Analysis.» South African Water Research Commission. 1999.
- Molina Arce, S. X.«Metodología para la calibración preliminar de modelos de redes de distribución de agua mediante la utilización conjunta de demandas y consumos dependientes de la presión,» Trabajo fin de master, 2014.

- Ormsbee, L.E. y Wood D.J. «Explicit pipe network calibration.» *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 1986.
- Pilcher, R. (2003) «Leak Detection practices and techniques: a Practical approach.» *Water* 21, Vol. 5, No. 6, Diciembre 2006.
- Saldarriaga, J. y Jurado, C. «Metodología de calibración de redes de distribución de agua potable.» XVIII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 2008.
- Savic, D., Kapelan, Z. y Jonkergouw, P. «Quo vadis water distribution model calibration?» *Urban Water Journal*, Taylor & Francis, 2009.
- Shamir, U. y Howard, C. «Engineering analysis of water distribution systems.» *Journal of American Water Works Association*, AWWA, 1977.
- Teixeira, S. Loureiro, D. y Alegre, H. «Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água.» Instituto Regulador de Águas e Resíduos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. 2006.
- Trifunovic, N. «Introduction to Urban Water Distribution,» 2006.
- UKWIR (1999) «A Manual of DMA Practice.» United Kingdom Water Institute Research.
- Van Zyl, C.E. y Clayton, C. «The effect of pressure on leakage in water distribution systems.» *Proceedings of the ICE Water Management*, 2007.
- Vela, A., Martínez, F., García-Serra, J. y Pérez, R. «Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de sistemas de agua en sistemas de abastecimiento.» *Ingeniería del Agua*, 1994.
- Walski, T., Chase, D., Savic, D., Grayman, W., Beckwith, S. y Koelle, E. (2007) *Advanced Water Distribution Modeling and Management*. Bentley Institute Press. Primera edición.
- Water Authorities Association y Water Research Centre «Network Analysis: A Code of Practice.» *Water Research Centre*. 1989.
- Wu, Z., Farley, M., Turtle, D., Kapelan, Z., Boxxal, J., Mounce, S., Dahasahasra, S., Mulay, M. y Kleiner, Y. *Water Loss Reduction*. Bentley Institute Press. 2011.



---

## Glosario

---

IWA: International Water Association	22
ANF: Agua no facturada	30
ANR: Agua no registrada	30
PE: Polietileno	32
PVC: Policloruro de vinilo	32
AWWA: American Water Works Association	38
SIG: Sistemas de Información Geográfica	41
FAVAD: Fixed And Variable Area Discharge	43
UKWIR: United Kingdom water industry research	43
CMN: Caudal mínimo nocturno	46
ECAC: European Civil Aviation Conference	48
EPS: Extended Period Simulation	48
SCADA: Supervisory Control And Data Acquisition	49
WAA: Water authorities association	50
WRC: Water research centre	50
AG: Algoritmo genético	54

