

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



MASTER EN INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

TESIS DE MASTER



**Programación óptima de la renovación
de tuberías en un sistema de
abastecimiento urbano: Análisis de los
factores de influencia**



Por: **Carlos Daniel Alonso Guzmán**

Director: **Dr. Rafael Pérez García**

Valencia, Diciembre de 2008

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE



MASTER EN INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

TESIS DE MASTER

**Programación óptima de la renovación
de tuberías en un sistema de
abastecimiento urbano: Análisis de los
factores de influencia**

Presentada por: Carlos Daniel Alonso Guzmán

Dirigida por: Dr. Rafael Pérez García

Comisión calificadora: Valencia, 22 de diciembre de 2008

Presidente: Dr. Vicente S. Fuertes Miquel

Vocal 1: Dr. Daniel Aguado García

Vocal 2: Dr. Jorge García-Serra García

INDICE GENERAL

Indice general	i
Resúmenes	vii

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1	Introducción.....	3
2	Contexto del problema	5
2	Contenido y desarrollo del trabajo	6

CAPÍTULO 2. GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURAS Y TOMA DE DECISIONES

1	La problemática de las redes de agua potable	13
2	La renovación y las elecciones de inversión	16
3	La gestión de la infraestructura en las redes de agua potable.....	17
3.1	La gestión de la infraestructura (activos) "Asset Management": definición ..	18
3.2	La gestión de la infraestructura aplicada a las RAP	20
3.2.1	Análisis económico	22
3.2.2	Análisis técnico	23
4	Mantenimiento integral de tuberías de agua.....	24
4.1	Inspección y recolección de datos	25
4.2	Técnicas no destructivas de inspección y monitorización.....	26
4.3	Priorización de tuberías para análisis y selección de técnicas apropiadas	26
4.4	Determinación de la probabilidad de fallo en sistemas principales.....	27
5	Toma de decisiones	28
5.1	Consecuencia de fallos en sistemas de abastecimiento	28
5.2	Toma de decisiones basadas en principios económicos	29
6	Conclusiones.....	31

CAPÍTULO 3. MODELIZACIÓN Y FIABILIDAD HIDRÁULICA

1	Funcionamiento de las redes de AP y la fiabilidad hidráulica	35
2	Introducción.....	35
3	El abastecimiento en las RAP.....	36

3.1	Funciones del Abastecimiento de agua Potable	36
3.2	El suministro del agua potable en México.....	36
3.2.1	Provisión de servicios.....	36
3.2.2	Políticas	37
4	La distribución y las redes AEP	38
4.1	Estructura de la red RAP	39
	4.1.1 Los conductos.....	39
	4.1.2 Las bombas.....	40
	4.1.3 Las Válvulas	41
	4.1.4 Los nudos.....	42
	4.1.5 El rendimiento de la red	43
	4.1.6 Los nudos a carga fija.....	44
	4.1.7 Los depósitos	45
	4.1.8 Los Embalses.....	45
5	Topología de la red RAP	45
5.1	Las redes ramificadas	45
5.2	Las redes malladas.....	46
6	La modelización hidráulica en la redes de RAP.....	46
6.1	Modelo para el dimensionado de la red.....	46
6.2	Modelo del análisis del funcionamiento hidráulico y diagnostico	46
6.3	Modelo para la gestión de la red.....	46
6.4	Precisión del modelo de las RAP	47
7	Estudio de la fiabilidad hidráulica de las redes de RAP.....	48
7.1	Modelos para la fiabilidad hidráulica de las redes de agua potable (RAP)....	50
	7.1.1 Failnet-Reliab (CEMAGREF).....	50
	7.1.2 Relnet (Université de Technologie de Brno).....	51
	7.1.3 Aquarel (SINTEF).....	52
8	Toma en consideración por el efecto en la red y medida de la importancia de una tubería.....	52
8.1	Índices hidráulicos de fiabilidad.....	54
8.2	Índice de criticidad hidráulica.	54
8.3	Índice de deficiencia a los nudos.....	56
9	Conclusiones.....	56

CAPÍTULO 4. FACTORES DE INFLUENCIA Y LOS MODELOS DE AYUDA A LA DECISIÓN

1	Factores de influencia en los fallos de las tuberías.....	59
1.1	Indicadores estructurales	64
1.1.1	La edad y el periodo de instalación	64
1.1.2	Numero de roturas previas.....	65
1.1.3	Corrosión	66
1.1.4	Diámetro	66
1.1.5	Longitud de la tubería.....	66
1.1.6	Material de la tubería.....	67
1.2	Variaciones temporales.....	67
1.2.1	Condiciones del suelo.....	68
1.2.2	Proximidad en las excavaciones	68
1.2.3	Presión	68
1.2.4	Uso del suelo	68
1.3	Fiabilidad de las redes de distribución de agua	68
2	Modelos para la renovación de redes de agua (RAP).....	72
3	Las aproximaciones para la jerarquización de las tuberías.....	72
3.1	Modelos basados en la previsión de fallos	72
3.2	Modelos por cadenas de Markov.....	72
3.3	Modelos por Proceso de Poisson no homogéneo (NHPP)	72
3.4	Modelo por análisis de supervivencia	74
4	Discusión	75
5	Análisis multicriterio	75
6	El modelo de optimización de la fecha de renovación	76
7	Modelos de optimización con la ayuda de métodos exactos	77
7.1	El modelo de referencia.....	77
7.1.1	Discusión	78
7.2	El Modelo MNRAP (Multistage Network Rehabilitation Analysis Procedure).....	78
7.3	Modelos de optimización por métodos de cohortes	78
7.4	Modelo de optimización por Branch and Bound.....	79
7.5	Modelo de optimización por métodos no - exactos.....	79
8	Los modelos de ayuda a la decisión	80

8.1	Modelo KANEW	80
8.2	Modelo UtilNets	80
8.3	Modelo WLC (Whole Life Costing).....	81
8.4	Modelo PARMS (Pipeline Asset and Risk Management System).....	82
8.5	Modelo CARE-W (Computer Aided Rehabilitation of Water Networks).....	82
9	Conclusión	83

CAPÍTULO 5. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE INFLUENCIA

1	Elección de criterios e identificación de alternativas	87
2	Modelo de la red de distribución de agua potable de Celaya	88
2.1	Asignación de las pérdidas volumétricas debidas a las fugas en la red.....	94
	2.1.1 Corrección de la demanda mediante el rendimiento.	94
	2.1.2 Representación de las fugas como consumos dependientes de la presión	94
	2.1.3 Asignación del caudal de fugas mediante un caudal medio constante.	95
	2.1.4 Comparación de los distintos métodos propuestos.....	95
	2.1.5 Ejemplo de la aplicación del modelo en el sector centro:	95
3	Determinación de los factores de influencia.....	102
3.1	Criterios Básicos.....	103
	3.1.1 La edad y el periodo instalación de la tubería	103
	3.1.2 Numero de roturas previas.....	103
3.2	Criterios Funcionales.....	104
	3.2.1 Disminución de la capacidad hidráulica de la tubería	104
	3.2.2 Índice de deficiencia en los nodos.....	104
	3.2.3 Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia optimo.	104
3.3	Criterios Misceláneos	105
	3.3.1 Tiempo de renovación óptimo de la tubería según Shamir-Howard .	105
	3.3.2 . Influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua:	105
	3.3.3 Impacto de una rotura en el medio ambiente.....	106
4	Identificación de alternativas: tuberías objeto de estudio.....	106

5	Evaluación de las tuberías seleccionadas según los criterios definidos	107
5.1	Criterios Básicos.....	107
5.1.1	La edad y el periodo de instalación de la tubería	107
5.1.2	Historial de fugas de cada tubería	109
5.2	Criterios Funcionales.....	110
5.2.1	Capacidad de transporte de cada tubería	110
5.2.2	Índice de deficiencia en los nodos.....	112
5.2.3	Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia optimo.	114
5.3	Criterios Misceláneos	116
5.3.1	Tiempo de renovación óptimo de la tubería según Shamir-Howard	116
5.3.2	Influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua.	119
5.3.3	Impacto de una rotura en el medio ambiente.....	123

CAPÍTULO 6. MODELO DE PRIORIZACIÓN PARA LA RENOVACIÓN DE TUBERÍAS

1	Metodología propuesta	127
1.1	Herramientas a utilizar.....	129
1.2	Información necesaria.....	129
2	Metodología para la priorización del grupo de tuberías	130
2.1	Metodología para la asignación de prioridades de renovación de tuberías mediante el uso del sistema soporte a la toma de decisión de las sumas ponderadas	131
2.2	Métodos de solución.....	131
2.2.1	Métodos basados en el concepto de eficiencia de Pareto.	132
2.2.2	Matriz de ponderación de alternativas.....	132
3	Valoración final de los resultados	133
3.1	Aplicación del sistema soporte a la decisión de las sumas ponderadas para la asignación de prioridades de renovación en ocho grupos tuberías de la red de Celaya, Gto. México.....	134
3.1.1	Agrupación de puntuaciones parciales de cada tubería respecto a cada uno de los criterios considerados.....	134
3.1.2	Análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones en la consideración de los valores en los pesos de los criterios	137
3.1.3	Función Objetivo	139
3.1.4	Método de Ordenar	139

4	Priorización considerando el aspecto económico.....	140
4.1	Determinación de la relación del coste de energía y las fugas en las tuberías	141
	4.1.1 Pérdida de agua y las relaciones energéticas en una tubería con fuga....	142
	4.1.2 Formulaciones para una tubería con múltiples fugas	145
	4.1.3 Coste de la energía de una red con fugas	147
4.2	Riesgo y sus consecuencias	156
	4.2.1 Identificación del riesgo	157
	4.2.2 Estimación de probabilidades.....	158
	4.2.3 Estimación de las consecuencias	159
	4.2.4 Estimación del riesgo.....	159
	4.2.5 Analisis de riesgo de fallo en las redes de distribución de agua..	160
	4.2.6 El marco propuesto.....	161
4.3	Desarrollo del cálculo de la priorización.....	164
	4.3.1 Calculo del caudal fugado	167
	4.3.2 Calculo del riesgo de la consecuencia de fallo.....	168
	4.3.3 Comentario	174
	4.3.4 Función Objetivo	174
	4.3.5 Método “recipe” (recipiente) y obtención de resultados	176

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

1	Conclusiones.....	181
2	Desarrollos futuros.....	183
	Anexo 1.....	185
	Anexo 2.....	201
	Anexo 3.....	209
	Referencias.....	227

Resúmenes



RESUMEN

En el presente trabajo se analizan los principales factores de influencia en el deterioro de las tuberías y se propone un método de apoyo a la toma de decisiones, con el objetivo de priorizar las necesidades de renovación de las redes de distribución de agua.

Para determinar las prioridades se aplica la técnica de los Sistemas de Ayuda a la Decisión Multicriterio (MDSS), así como los Algoritmos Genéticos y Lógica Difusa.

La metodología que se ha desarrollado propone una secuencia de intervenciones en la red de distribución de agua, identificando las jerarquías de los grupos de tuberías que deben ser objeto de renovación, tomando en consideración todos los factores asociados, tanto endógenos como exógenos, las limitaciones técnicas en el funcionamiento de la red de agua, y considerando también los presupuestos anuales disponibles para la rehabilitación de tuberías.

La metodología se construye alrededor de un conjunto de datos disponibles sobre las tuberías, con la determinación de las tuberías críticas y con la aplicación de un algoritmo genético. Dicho algoritmo toma en consideración las variables de decisión del problema, mediante una codificación específica, identificando las variables y los criterios incluidos en el problema. Asimismo se incluye la evaluación del análisis del riesgo de la probabilidad de fallo y sus consecuencias, aplicando la lógica difusa a través de números difusos triangulares (TFNs, por sus siglas en inglés). Con todo lo expuesto se obtiene un modelo híbrido para la toma de decisiones sobre la renovación tuberías.

La decisión sobre la renovación es sensible a la aparición de acontecimientos imprevistos (roturas, fugas) ligados al deterioro de las tuberías. Este deterioro puede ser descrito dentro de tres niveles, a saber:

- Deterioro estructural de la tubería: Se manifiesta por una rotura de la tubería, fuga o el hundimiento de la calzada. Se trata de un deterioro físico vinculado al envejecimiento.
- Deterioro hidráulico: Se manifiesta por una disminución de presión y del caudal debido al estrechamiento de la sección interna (diámetro) de las tuberías, causado por depósitos de sedimentos, la corrosión o las fugas.
- Deterioro de la calidad del agua: Se manifiesta a través del deterioro del agua provocado por las infiltraciones de sustancias o materias en las tuberías.

El análisis del funcionamiento de la red de distribución de agua permite identificar las variables endógenas (diámetro, longitud, número de fallas, naturaleza del agua, la rugosidad de la tubería) y exógenas (naturaleza del terreno, la ocupación del suelo, el nivel de circulación del tráfico) que describen el deterioro de las tuberías y la manifestación del envejecimiento.

El objetivo final es presentar una lista ordenada (jerárquica) de tuberías que deben ser renovadas en la red de distribución, a partir de la elección de los criterios y la identificación de alternativas. Para ello se utilizan diferentes criterios, y para cada uno de ellos, cada grupo de tuberías tomará un valor concreto con un atributo que dependerá del criterio considerado. La tubería de mayor valor será la primera en la lista para su rehabilitación, esto es, se va a proponer una ordenación de las mismas pero sin entrar en condiciones mínimas o metas en los atributos de cada criterio.

Posteriormente se plantea la aplicación de un método de optimización para la priorización del conjunto de tuberías de cinco sectores de la red de la ciudad de Celaya, Gto. México, que son objeto de renovación en base a los factores de influencia seleccionados. Se ha establecido un conjunto de ocho criterios que merecen ser considerados, clasificados en tres grupos, denominados “Básicos”, “Funcionales” y “Misceláneos”.

Se desarrolla la metodología empleada para la asignación de prioridades de renovación de tuberías mediante el uso del sistema soporte a la toma de decisión de las sumas ponderadas. Se presenta y analiza asimismo las herramientas y la información necesaria para el desarrollo de dicha metodología, detallando las matrices de ponderación de alternativas y valoración de resultados.

Posteriormente se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados para las posibles variaciones de los valores en los pesos asignados a los diferentes criterios. Seguidamente aplicamos el método para jerarquizar cada uno de los grupos de tuberías para cada factor de influencia considerado, aplicando algoritmos genéticos a través del programa Evolver. Por último se incluye el aspecto económico para determinar el orden de priorización en base al ahorro de energía eléctrica y el volumen recuperado del caudal fugado al rehabilitar las tuberías. Para complementar este trabajo, se ha integrado el análisis del riesgo de fallo y sus consecuencias, evaluando dichos conceptos a través de la lógica difusa, que proporciona un lenguaje adecuado para traducir los conocimientos cualitativos en razonamientos numéricos.

Las técnicas basadas en lógica difusa son capaces de trasladar la ambigüedad de las variables probabilísticas hacia un razonamiento aproximado, que posteriormente ayudará al proceso de toma de decisiones, aplicando números difusos triangulares (TFNs). Finalmente se evalúa el posible ahorro (beneficio) que se obtendría al evitar las consecuencias de un posible fallo mediante la rehabilitación de las tuberías.

Para determinar la priorización mediante un criterio económico se utiliza nuevamente la técnica de los algoritmos genéticos, obteniendo la longitud óptima de cada grupo de tuberías para conseguir maximizar los beneficios.

ABSTRACT

In this work the main factors influencing pipelines deterioration is analyzed and an instrument to aid in the decision-making process that allows for the prioritization of needs for water distribution network renewal planning is proposed.

To identify these priorities we apply Multicriteria Decision Support Systems (MDSS), Genetic Algorithms and Fuzzy Numbers.

By considering the various influencing factors involved in decision-making, the developed instrument proposes an acceptable sequence of interventions in the water network. It identifies the hierarchy of groups of pipes needing renovation and takes into account all aspects associated with the endogenous and exogenous factors and the technical constraints of operation of the water network for a given planning horizon. It also considers the yearly available budgets for pipeline rehabilitation.

The methodology is built based on a set of available data regarding pipes, by considering the identification of critical pipelines and through the application of a genetic algorithm. This algorithm takes into consideration the decision variables of the problem, using a specific codification, and genetic operators adapted to the problem. Also, the assessment of risk analysis of the failure probability and its consequences, using fuzzy logic through triangular fuzzy numbers (TFNs), is included. These ingredients integrate a hybrid and tangible model for decision-making on pipe renewal schedules.

Decision on renovation is sensitive to the manifestation of unforeseen events (breaks, leaks) connected to the deterioration of pipelines. This deterioration can be described according to three levels, depending on the element of analysis taken into consideration.

- Structural deterioration of pipes: manifested as pipeline breakage, leakage or pavement collapse. It is a kind of physical deterioration linked to aging.
- Hydraulic deterioration: discernible in pressure and flow decrease, due to reduction of the internal section (diameter) of pipelines caused by deposits of sediments, corrosion or leakage.
- Deterioration of the quality of water: perceptible in water coloration provoked by infiltrations of substances into the pipes.

The analysis of the water distribution network operation enables the identification of the endogenous variables (diameter, length, number of failures, nature of water, pipe roughness) and exogenous (quality of the terrain, land cover, level of traffic), which describes the deterioration of pipes and the manifestation of aging.

The prime aim is to sort the pipes by certain importance of renewal need following a number of criteria and identification alternatives. For any of these criteria every group of pipelines will take specific values related to predefined attributes. That pipeline with greater value will be the first of the list for rehabilitation. It is worth to note here that the output is a plain ordered list of pipes and no minimum conditions or goals for the attributes are established.

As an application, the implementation of the optimization method for the prioritization of the pipes of five sectors of the network in the city of Celaya, Gto., Mexico, that need rehabilitation according to the considered criteria, is addressed. A set of eight criteria

that are worth considering has been classified into three groups: "Basic", "Functional" and "Miscellaneous".

The allocation of priorities for renewal of pipes is addressed by using the system to support decision-making based on the weighted sums. Also, the tools and the information needed to develop such a methodology, including the weighting matrices of alternatives and evaluation of results, are presented and analyzed.

Afterwards, a sensitivity analysis of the results due to possible variations of the values for the criteria weights is conducted. Then, we apply the method to rank each groups of pipes for each considered influence factor, by using genetic algorithms through the program Evolver. Finally, the economic aspects are considered in order to determine the order of priority based on electricity savings and the amount of recovered flow directly imputed to the rehabilitation action. To complement this work, risk analysis of the probability of failure and its consequences are evaluated by using concepts of fuzzy logic, which provides a language in terms of syntax and semantics suitable to translate the qualitative knowledge into numerical reasoning.

The techniques based on fuzzy logic are able to effectively interpret vague and imprecise variables and reasoning as approximate thinking that will ease later the decision-making process. Frequently, linguistic variables are handled by using triangular fuzzy numbers (TFNs), which can be used both as input and output. Finally, potential savings (benefit) derived from avoiding through rehabilitation the consequences of a possible failure are addressed and assessed.

To determine the prioritization based on economic aspects, Evolver, based on genetic algorithms, is used again, and the optimal length of each set of pipes that maximizes benefits is obtained.

RESUM

En el present treball s'analitzen els principals factors d'influència en el deteriorament de les canonades i es proposa un mètode de suport a la presa de decisions, amb l'objectiu de prioritzar les necessitats renovació de les xarxes de distribució d'aigua.

Per a determinar les prioritats s'aplica la tècnica dels Sistemes d'Ajuda a la Decisió Multicriteri (MDSS), així com els Algoritmes Genètics i Lògica Difusa.

La metodologia que s'ha desenvolupat proposa una seqüència d'intervencions en la xarxa de distribució d'aigua, identificant les jerarquies dels grups de canonades que han de ser objecte de renovació, prenent en consideració tots els factors associats, tant endògens com exògens, les limitacions tècniques en el funcionament de la xarxa d'aigua, i considerant també els Pressupostos anuals disponibles per a la rehabilitació de canonades.

La metodologia es construeix al voltant d'un conjunt de dades disponibles sobre les canonades, amb la determinació de les canonades crítiques i amb l'aplicació d'un algoritme genètic. El dit algoritme pres en consideració les variables de decisió del problema, per mitjà d'una codificació específica, identificant les variables i els criteris inclosos en el problema. Així mateix s'inclou l'avaluació de l'anàlisi del risc de la probabilitat de fallada i les seues conseqüències, aplicant la lògica difusa a través de números difusos triangulars (TFNs, per les seues sigles en angles). Amb tot allò que s'ha exposat s'obté un model híbrid per a la presa de decisions sobre la renovació canonades.

La decisió sobre la renovació és sensible a l'aparició d'esdeveniments imprevistos (ruptures, fugues) lligats al deteriorament de les canonades. Este deteriorament pot ser descrit dins de tres nivells, a saber:

Deteriorament estructural de la canonada: Es manifesta per una ruptura de la canonada, fuga o l'afonament de la calçada. Es tracta d'un deteriorament físic vinculat a l'envelliment.

Deteriorament hidràulic: Es manifesta per una disminució de pressió i del cabal a causa de l'estretiment de la secció interna (diàmetre) de les canonades, causat per depòsits de sediments, la corrosió o les fugues.

Deteriorament de la qualitat de l'aigua: Es manifesta a través del deteriorament de l'aigua provocat per les infiltracions de substàncies o matèries en les canonades.

L'anàlisi del funcionament de la xarxa de distribució d'aigua permet identificar les variables endògenes (diàmetre, longitud, nombre de falles, naturalesa de l'aigua, la rugositat de la canonada) i exògenes (naturalesa del terreny, l'ocupació del sòl, el nivell de circulació del tràfic) que descriuen el deteriorament de les canonades i la manifestació de l'envelliment.

L'objectiu final és presentar una llista ordenada (jeràrquica) de canonades que han de ser renovades en la xarxa de distribució, a partir de l'elecció dels criteris i la identificació d'alternatives. Per a això s'utilitzen diferents criteris, i per a cada un d'ells, cada grup de canonades prendrà un valor concret amb un atribut que dependrà del criteri considerat. La canonada de major valor serà la primera en la llista per a la seua rehabilitació, açò és, es va a proposar una ordenació de les mateixes però sense entrar en condicions mínimes o metes en els atributs de cada criteri.

Posteriorment es planteja l'aplicació d'un mètode d'optimització per a la prioritització del conjunt de canonades de cinc sectors de la xarxa de la ciutat de Celaya, Gto. Mèxic, que són objecte de renovació basant-se en els factors d'influència seleccionats. S'ha establert un conjunt de huit criteris que mereixen ser considerats, classificats en tres grups, denominats “Bàsics”, “Funcionals” i “Miscel·lanis”.

Es desenvolupa la metodologia emprada per a l'assignació de prioritats de renovació de canonades per mitjà de l'ús del sistema suport a la presa de decisió de les sumes ponderades. Es presenta i analitza així mateix les ferramentes i la informació necessària per al desenvolupament de la dita metodologia, detallant les matrius de ponderació d'alternatives i valoració de resultats.

Posteriorment es realitza una anàlisi de sensibilitat dels resultats per a les possibles variacions dels valors en els pesos assignats als diferents criteris. A continuació apliquem el mètode per a jerarquitzar cada un dels grups de canonades per a cada factor d'influència considerat, aplicant algoritmes genètics a través del programa Evolver. Per últim s'inclou l'aspecte econòmic per a determinar l'ordre de prioritització basant-se en l'estalvi d'energia elèctrica i el volum recuperat del cabal escapat al rehabilitar les canonades. Per a complementar aquest treball, s'ha integrat l'anàlisi del risc de fallada i les seues conseqüències, avaluant els dits conceptes a través de la lògica difusa, que proporciona un llenguatge adequat per a traduir els coneixements qualitius en raonaments numèrics.

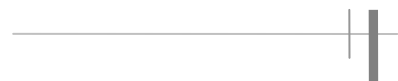
Les tècniques basades en lògica difusa són capaços de traslladar l'ambigüitat de les variables probabilístiques cap a un raonament aproximat, que posteriorment ajudarà al procés de presa de decisions, aplicant números difusos triangulars (TFNs). Finalment s'avalua el possible estalvi (benefici) que s'obtingria a l'evitar les conseqüències d'un possible fallada per mitjà de la rehabilitació de les canonades.

Per a determinar la prioritització per mitjà d'un criteri econòmic s'utilitza novament la tècnica dels algoritmes genètics, obtenint la longitud òptima de cada grup de canonades per a aconseguir maximitzar els beneficis.

CAPITULO **1**

Introducción





1 Introducción

Los sistemas de abastecimiento de agua potable y los sistemas de distribución se deterioran y fallan de manera frecuente, ocasionando pérdidas del agua producida, disminución de la confiabilidad del sistema, incrementos en los costes de operación, daños materiales, interrupción del servicio, además del coste económico resultante de restaurar la tubería rota. Es virtualmente imposible sustituir todas las tuberías vulnerables al mismo tiempo. Consecuentemente, existe una necesidad de encontrar métodos que puedan ayudar a programar la rehabilitación y el reemplazo progresivos del sistema, conforme a los apremios presupuestarios. La ausencia de una política de reemplazo de los componentes que hayan cumplido su vida útil en la red de distribución, así como la gestión prácticamente nula de las tuberías y la necesidad de optimizar los recursos económicos disponibles, hace necesario el conocimiento de los factores de influencia que determinan la asignación de dichos recursos .

Si el retraso en la adopción de acciones se considera una buena estrategia debido al valor del dinero y su variación temporal, la sincronización del mantenimiento preventivo se convierte en un elemento crucial para el mantenimiento y la operación del sistema. El elemento central en el proceso de decisión para la programación del mantenimiento preventivo es el deterioro natural de la tubería en su entorno concreto. Es posible conseguir realizar la sustitución de las tuberías antes de que fallen, con la planeación apropiada, y asegurando los recursos financieros y los recursos de mano de obra necesarios para rehabilitar las tuberías.

Con este enfoque se reducen al mínimo las interrupciones del servicio, mientras que la pérdida de tiempo del servicio se limita al tiempo usado en sustituir la tubería. La aparición de nuevos materiales por el desarrollo de tecnologías para la fabricación de tuberías y accesorios, así como la obsolescencia de materiales antiguos ha provocado una gran heterogeneidad en el tipo de tuberías y accesorios instalados en las redes de las diversas ciudades. También es por ello necesario establecer una metodología de evaluación del estado de los componentes de una red de distribución de agua potable, así como determinar los mecanismos de análisis, pues todo ello es fundamental para poder decidir sobre su reemplazo o rehabilitación.

El fallo de la tubería es una situación para la que los operadores del sistema de distribución deben estar preparados, tanto en términos de mano de obra como en cuanto a los recursos financieros que se necesitan para restaurar el servicio proporcionado por la tubería. Las empresas de agua cuentan con un número de opciones para desarrollar una política en la sustitución o restauración de las tuberías. Para cualquier tubería del sistema en un momento dado, existen tres alternativas posibles: no hacer nada, rehabilitar la tubería, o sustituirla.

En la primera opción, las tuberías pueden fallar y se sustituyen *a posteriori* (mantenimiento correctivo). Esta opción conduce a la ineficiencia en términos de: (a) la calidad del agua, que es un tema relacionado con las tuberías viejas y su influencia en la degradación de la calidad del agua; (b) indemnización para la propiedad dañada por la reparación; y (c) las interrupciones inesperadas en el servicio a los clientes. Las roturas de la tubería, en algunos casos, pueden conducir a daños materiales a terceros, cuyo coste puede tener que ser asumido por la empresa de servicio público.

El reemplazo proactivo de tuberías permite superar estos problemas. En la situación en la que las tuberías fallan antes de ser sustituidas, la pérdida de servicio incluye: la duración a partir del tiempo del fallo de la tubería al tiempo que se reporta el fallo; tiempo tomado para situar la tubería fallada; y finalmente el tiempo que toma reparar la tubería. Las empresas de agua, por experiencia, llegan a la conclusión de que *“no hacer nada hasta que es un componente del sistema falla no es la mejor decisión debido a las reparaciones costosas, al descontento del cliente y a los problemas ambientales potenciales”*. Cuando las tuberías se sustituyen con anticipación (mantenimiento preventivo), el número de roturas o de fallos inesperadas se reduce al mínimo.

Existe una necesidad creciente para diseñar métodos que permitan ayudar en la rehabilitación progresiva del sistema y reemplazo conforme a restricciones presupuestarias. Por ejemplo, en muchos municipios se coordina el reemplazo de las tuberías antiguas con la programación de pavimentado en las calles.

Cualquier decisión relativa a la sustitución o a la rehabilitación debe incluir una consideración del impacto de una tubería particular en el sistema global. Aunque la inspección *in situ* de una tubería es el mejor procedimiento para analizar su condición, este enfoque es extremadamente costoso y puede resultar destructivo, puesto que requiere excavar para alcanzar una tubería, y también requiere destruir una capa de pavimento que, posiblemente, se encuentre en buenas condiciones. Actualmente se han desarrollado metodologías para la gestión de las tuberías, basadas en el uso de técnicas de evaluación no destructivas, que proveen información acerca de la condición de las tuberías sin necesidad de intervención física sobre las mismas. Descrito lo anterior, otro factor determinante en la toma de decisiones para la rehabilitación de las tuberías es la gestión del sistema de integral de la red, así como la inspección y recolección de datos, cuya cantidad y calidad es esencial para la gestión de los mismos.

Los modelos actuales de gestión de abastecimientos incluyen mayoritariamente sistemas de aseguramiento de calidad en el seguimiento de sus procesos, y en general adoptan, unos en mayor grado que otros, políticas de mantenimiento reactivo y proactivo. La adopción de una u otra política es, sin duda, una prueba fehaciente del grado de evolución gerencial que alcanza una empresa de aguas. La asignación de recursos y la operación de los mismos para el primer caso atiende generalmente a criterios financieros, y la elección de las tuberías o sectores a afectar se realiza acorde a estadísticas aisladas y/o de emergencias, tal y como el número de roturas, además de otras informaciones como la predicción de trabajos de construcción de vías o restauración del pavimento.

En estas situaciones, el estado actual de la red no suele, desgraciadamente, ser considerado a fondo por parte del abastecimiento. En el segundo caso, el modo de actuación se determina solamente después de considerar la situación de las tuberías en el presente y su grado de afectación con el paso del tiempo.

Parece evidente que esta última manera de actuar es la deseable, pero su aplicación requiere de un amplio estudio del funcionamiento de la red, así como de una base de datos importante tanto en su magnitud como en la calidad de la información que contiene. Pero sobre todo, requiere disponer de estructuras teóricas aplicadas a la práctica, que faciliten, una vez conocido el estado de forma del sistema, la toma de decisiones para una eficiente intervención encaminada a renovar sus tuberías.

Resulta por lo tanto necesario proveerse de herramientas que permitan abordar el problema de la renovación de redes, con conocimiento de causa, atendiendo así a la necesidad de solventar problemas típicos tales como el establecimiento de un orden de prioridades en la renovación de tuberías. Las herramientas teóricas incluidas en este documento, y que constituyen la columna vertebral del mismo, pretenden plantear métodos que principalmente atienden al razonamiento científico y la lógica, pero que en modo alguno pretende cerrar la discusión creada en torno a este tema.

Hay que recordar que los resultados arrojados por la correcta aplicación de una metodología, se ven usualmente contrastados por la realidad plasmada en el terreno: el diario transcurrir de un proyecto de ingeniería nos recuerda que trasladar recursos humanos, maquinaria y materiales constructivos de un sitio a otro, cuesta dinero. Y trasladarlos grandes distancias, ceñidos tan solo a un orden de renovación de tuberías establecido, podría encarecer de manera relevante el costo total de la obra, haciéndola en el caso más extremo, inviable.

2 Contexto del problema

No es sencillo identificar los factores que influyen en el deterioro de las tuberías, con el objeto de determinar la priorización en la renovación de las tuberías, dado que la selección debe apoyarse, en primera instancia, en la identificación de aquellos criterios fundamentales a la hora de seleccionar la tubería que debe ser afectada en primer lugar. La edad es, sin lugar a dudas, el primer criterio a incluir en la lista, pero no el único, pues también están otros, como la disponibilidad de los recursos financieros requeridos y los recursos financieros con los que disponen las empresas de agua que operan las redes de agua potable (RAP). El objetivo es mejorar la fiabilidad y el funcionamiento de la red. La priorización en la renovación de las tuberías se efectúa según un proceso de toma de decisión que tiene en cuenta un conjunto de variables vinculadas a las tuberías y a su entorno, las condiciones de operación de la red, restricciones técnicas y por supuesto financieras, etcétera.

El presente trabajo pretende describir el proceso de ayuda para la toma de decisiones, identificando las variables y los criterios que hay que tomar en consideración. El interés es proponer un modelo para la programación de los trabajos en la priorización de la renovación de las tuberías tomando en consideración una serie de factores de influencia para la priorización de un grupo de tuberías con características homogéneas respecto a la edad y el tipo de material, considerando los presupuestos anuales disponibles para la rehabilitación de tuberías.

En primer término, describimos la problemática de renovación de las redes de agua potable. Seguidamente identificaremos la posición de la priorización de la renovación de las redes de agua potable en la gestión de la red del abastecimiento de agua potable (RAP) en conjunto. Por último, caracterizamos la problemática de renovación identificando las dificultades de identificación de las necesidades y la formulación de los trabajos de renovación.

Es interesante definir primeramente el contexto actual en el cual han evolucionado los servicios de agua. Las prioridades y los objetivos de los servicios han cambiado con el paso del tiempo, por efecto de grandes obras de conducciones de agua realizadas después de la segunda guerra mundial. En México particularmente, el gran auge de estas

obras en un contexto desarrollista, se producen después de la década de los 60 hasta principios de los años 80, aunque en la mayoría de las poblaciones existen tuberías con una antigüedad de 80 y hasta los 120 años, con diferentes materiales de las mismas.

A fin de asegurar el suministro del agua hacia las viviendas, las prioridades de los servicios del agua evolucionan con el fin de permitir la continuidad en el servicio: el suministro de agua a la población en cantidad y calidad debe de ser satisfactoria. Para hacerlo, es necesario un mejoramiento del rendimiento de las redes, por el incremento de la fiabilidad de red (cambio, renovación, fortalecimiento) y una mejor gestión de los fallos.

En el objetivo de reducir la molestia ocasionada a los usuarios y los riesgos de contaminación del agua, el servicio de agua debe asegurar no tan solo la distribución del agua sino anticipar también la evolución futura de la red y de la demanda de los usuarios, con el fin de garantizar el suministro del vital líquido. La necesidad de la renovación se hace sentir porque una buena parte de las redes de abastecimiento de agua Potable (RAP), tanto en México como en la mayoría de los países de su entorno se han instalado entre finales de los años 1950 y 1970. Contando con que la vida útil media de una tubería puede ser de aproximadamente unos 70 años, resulta urgente plantear el reemplazo de una gran parte de estas redes.

Con el fin de conocer el estado de las redes y de identificar las necesidades en renovación, se han tomado diversas iniciativas de inventario de infraestructura y de actualización del catastro de las redes de agua, así como de recolección de datos relativos a las mismas, en el caso particular de la ciudad de Celaya, Gto. México. Dichos trabajos se han realizado por parte de la empresa de agua que opera el sistema (JUMAPA). En México se generalizaron las iniciativas de inventario y catastro a partir de la década de los años 80, a partir de la implementación del programa nacional de actualización del catastro de las redes de agua potable en las ciudades con más de 50,000 habitantes.

3 Contenido y desarrollo del trabajo

A continuación vamos a repasar el contenido del trabajo de investigación que se presenta, de forma sucinta, con el contenido de cada una de sus etapas.

En el capítulo 1, se define el contexto que rodea a las redes de abastecimiento de agua potable en general, y en particular, el contexto del problema de la renovación y rehabilitación de las tuberías. Por una parte, es necesario un estudio de las causas que provocan el fallo en las tuberías y los factores que influyen en dichos fallos. Los factores de influencia pueden ser de naturaleza muy variada, abarcando desde causas ambientales (tensiones mecánicas y térmicas, interacción terreno-tubería y tubería-agua, tráfico rodado, vibraciones, y otras) hasta las características de la propia tubería (material, edad, sistema de juntas). Para poder conocer en un grado razonable la influencia de los factores indicados y su afección en el estado de la tubería y en la aparición de un posible fallo es necesario contar con un buen registro de casos de fallo bien documentado en cuanto a las variables cuya influencia deseamos conocer. Aparece así la necesidad de contar con un sistema de información de las incidencias en la red, plasmado en una base de datos preferiblemente georreferenciada.

Incluso en el supuesto ideal de que dispongamos de información suficiente sobre las variables que influyen en el deterioro de las tuberías y de modelos estadísticos bien calibrados que relacionen dichas variables con el fallo de la tubería, el problema no estaría completamente definido, puesto que contamos con limitaciones de presupuesto que acotan las posibilidades y el alcance de la rehabilitación. La segunda pieza clave es diseñar un sistema de apoyo a la toma de decisiones en cuanto a la priorización de las acciones a realizar. Parece adecuado pensar que deben ser rehabilitadas aquellas tuberías en las que un fallo pueda provocar unas consecuencias más costosas que en otros casos. Sin embargo, la valoración del riesgo debido a un fallo en las tuberías es también una tarea dificultosa, pues es necesario conocer o estimar el área de influencia del posible fallo y las consecuencias económicas y de otra índole a que conduciría dicho fallo. De nuevo se hace necesario contar con una buena base de información georreferenciada en cuanto a los bienes e instalaciones que podrían ser afectadas por un fallo en las tuberías.

Todos los elementos que se han relatado en el párrafo anterior forman parte de un contexto ideal que, desgraciadamente, no es el actual y ni tan siquiera se aproxima a la realidad de muchos (casi todos) los sistemas de abastecimiento de agua. Las carencias de información son muy importantes y la mayor parte del esfuerzo de las entidades gestoras del sistema se dedican a mantener el nivel de servicio día a día, y los recursos humanos y materiales para adquirir información estratégica para adoptar acciones a medio y largo plazo son escasos.

La decisión de renovación es sensible a la manifestación de acontecimientos imprevistos (roturas, fugas) que representan el acto final en el proceso de deterioro de las tuberías. Este deterioro puede ser descrito según tres niveles, con arreglo al elemento tomado en consideración de análisis. Distinguiremos entre el deterioro estructural de la tubería que se manifiesta por una rotura de la tubería, fuga o el hundimiento de la calzada. Es un deterioro físico vinculado al envejecimiento. En segundo lugar, el deterioro hidráulico, que se manifiesta por una caída de presión y de caudal debido al estrechamiento de la sección interna (diámetro) de las tuberías causada por depósitos de sedimentos, la corrosión o las fugas, y finalmente en tercer lugar, el deterioro de la calidad del agua que se manifiesta por una coloración del agua provocada por infiltraciones de sustancias o materia en las tuberías.

En el presente trabajo tendremos en cuenta solamente los dos primeros niveles. La renovación es una inversión material que consiste en reemplazar un equipo o una infraestructura por otra infraestructura idéntica o de función idéntica. A través de los esquemas de los diferentes tipos de inversiones, identificamos las especificaciones de la renovación y ponemos énfasis en las insuficiencias vinculadas a los criterios económicos que permiten la toma de decisiones en materia de inversión. Es claro que la decisión de renovación de las redes RAP debe tener en cuenta criterios más allá de los puramente económicos, como los criterios vinculados al funcionamiento de la red y a su topología. Posteriormente introducimos la noción de gestión de la infraestructura o "*Asset Management*", describiendo los pasos y las diferentes etapas que la caracterizan.

El capítulo 2 pretende introducir la problemática de renovación y pone de manifiesto la necesidad de una buena gestión de la infraestructura como indicador para la obtención de datos y de información para la priorización en la renovación de las redes de agua

potable (RAP), al igual que la integración de criterios económicos y técnicos sobre el proceso de toma de decisiones.

En el capítulo 3 se define el contexto que caracteriza el sector de la distribución del agua en México, y se introducen las nociones y los conceptos que permiten comprender el funcionamiento de la red RAP. Las redes de agua potable son un conjunto de accesorios y de dispositivos hidráulicos bajo presión, que tienen como función la captación, la conducción y la distribución del agua potable. Distinguimos entre dispositivos de almacenamiento, depósitos, conducción y de distribución a través de las bombas, las válvulas y las tuberías. Las redes RAP son redes enterradas, de modo que el control directo de la evolución del estado de las canalizaciones en el tiempo es difícil. La necesidad de intervenir sobre la red aparece en caso de deterioro de la tubería. El análisis del funcionamiento de la red de agua potable permite identificar las variables endógenas (diámetro, longitud, número de fallos, naturaleza del agua, la rugosidad de la tubería) y exógenas (naturaleza del terreno, la ocupación del suelo, el nivel de circulación, etc.) que describen el deterioro de las tuberías y la manifestación del envejecimiento.

También ponemos énfasis en la sensibilidad del funcionamiento de las tuberías con la topología de la red y a la indisponibilidad de ciertas tuberías. Además trataremos de la problemática de modelización de la red.

Dos aspectos deben ser tomados en consideración: el aspecto vinculado al deterioro estructural que tiende a considerar el conjunto de las tuberías de la red y por otra parte, el aspecto vinculado al funcionamiento hidráulico de la red que tiende a simplificar la red para facilitar el modelo. Además, en el capítulo 3 explicaremos también el concepto de la fiabilidad hidráulica en las redes de agua potable, así como los diversos modelos que se han desarrollado hasta la actualidad.

En el capítulo 4 detallamos los factores de influencia en el fallo de las tuberías, las diversas clasificaciones y agrupación de los factores de influencia que se han realizado, al igual que los diversos modelos para determinar la valoración de los factores de influencia en el índice de roturas en las tuberías. Además, analizamos los diferentes modelos y los enfoques propuestos para la práctica de la renovación de las redes RAP distinguiendo tres niveles de análisis. El primer nivel contiene el conjunto de los instrumentos, los modelos y los métodos que intentan describir el deterioro estructural de la red con la ayuda de las variables mencionadas y jerarquizar las tuberías, sin proponer una programación de los trabajos efectuar, utilizando aproximaciones diversas: Cadenas de Markov, Análisis Multicriterio, Análisis Estadístico y otros. El segundo nivel de análisis se apoya en la determinación de vencimientos para la renovación. Con la ayuda de instrumentos de optimización, es posible efectuar elecciones y una programación de los trabajos permite tratar los elementos críticos identificados al nivel inicial. La optimización se articula sobre objetivos económicos o técnicos. El método de optimización utilizado generalmente es la Programación Dinámica.

Identificamos dos límites principales. La implementación del método en el caso de varias alternativas de intervención sobre la red da lugar a un crecimiento del número de cumbres de los grafos de decisión, en particular para redes de tamaño importante. El segundo límite concierne al carácter conjunto-objetivo de la búsqueda de las soluciones

que no permite tener en cuenta varios criterios a la vez. Aclaremos las insuficiencias de cada aproximación e introducimos métodos heurísticos, particularmente los algoritmos genéticos (Goldberg, 1994) como aproximación de optimización aplicada sobre la problemática de renovación y sobre los problemas multiobjetivo (Halhal *et al.*, 1997). El tercer nivel maneja modelos de ayuda a la decisión integrados por gestión de la red en conjunto, que se articulan sobre datos y módulos de cálculo para la renovación de las redes RAP. El interés es describir el proceso de ayuda a la decisión y apoyarse en ello para proponer una aproximación para la programación de los trabajos de renovación.

En el Capítulo 5 abordamos la elección de criterios e identificación de alternativas, donde los procesos que se plantean tienen como objetivo final es establecer una jerarquía en las tuberías de una red de distribución de agua potable, ordenadas en función de la necesidad (prioridad) de ser renovada o rehabilitada. Para ello se utilizan ocho criterios, en cada uno de los cuales, cada grupo de tubería tomará un valor concreto con un atributo dependiente de cada criterio, valor que finalmente se hace corresponder con un puntaje desde 0 hasta 10. En un paso posterior se ponderarán todos los criterios en una proporción tal que la suma de todos los porcentajes de todos los criterios es 100%. La tubería de mayor valor será la primera en la lista para su rehabilitación; es decir, se va a hacer una ordenación de las mismas pero sin entrar a poner condiciones mínimas o metas en los atributos de cada criterio.

Posteriormente se plantea la aplicación de un método de optimización para la priorización del conjunto del grupo de tuberías de cinco sectores de la red de la ciudad de Celaya, Gto. México, que son objeto de renovación sobre la base de los factores de influencia seleccionados. La clasificación de los ocho criterios que, a juicio de los gestores de la red de la ciudad de Celaya, merecen ser considerados, y clasificados en grupos con diferentes características, son el grupo de factores “*Básicos*”, “*Funcionales*” y “*Misceláneos*”.

En este mismo capítulo se analiza y se aplica dentro del modelo hidráulico el método de asignación de fugas dependientes de la presión, muy importante en el desarrollo de la metodología aplicada en este trabajo.

En el Capítulo 6 se desarrolla la metodología empleada para la asignación de prioridades de renovación de tuberías mediante el uso del sistema soporte a la toma de decisión de las sumas ponderadas, así como las herramientas y la información necesaria para el desarrollo de dicha metodología, detallando la matrices de ponderación de alternativas y valoración de resultados. Una vez que se aborda la metodología mencionada, se realiza la aplicación del sistema de soporte a la decisión de las sumas ponderadas para la asignación de prioridades de renovación en ocho grupos tuberías de la red de Celaya, Gto. México, donde se tiene que hacer la agrupación de puntuaciones parciales de cada tubería respecto a cada uno de los criterios considerados, obteniéndose como resultado la priorización del grupo de tuberías. Se realiza el análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones en la consideración de los valores en los pesos de los criterios.

Seguidamente se aplica el método para jerarquizar a cada uno de los grupos de tuberías para cada factor de influencia considerado, aplicando algoritmos genéticos mediante el programa *Evolver*. Por último es considerado el aspecto económico para determinar el orden de priorización basado en el ahorro de energía eléctrica y el volumen recuperado

del caudal fugado al rehabilitar las tuberías, teniendo además en cuenta que otro aspecto es el posible ahorro que se obtendría al evitar con la rehabilitación las consecuencias de un posible fallo. Para determinar la priorización en base al aspecto económico se utiliza nuevamente la herramienta de algoritmos genéticos mediante *Evolver*, y en este caso hay que resaltar que el resultado que se obtendrá es la longitud óptima de cada grupo de tuberías al objeto de que máxime los beneficios.

Por último, en el capítulo 7 se exponen las conclusiones del trabajo y el planteamiento de posibles desarrollos futuros.

CAPITULO 2

**Gestión de Infraestructuras y
Toma de Decisiones**





1 La problemática de las redes de agua potable

El presente estudio pretende dotar al Administrador del servicio de agua de herramientas que le permitan priorizar los trabajos sobre la red y estimar las dotaciones presupuestarias necesarias para corto y medio plazo. El objetivo es la conservación del servicio de la red del abastecimiento de agua potable a través de la renovación de las tuberías, tomando en consideración un conjunto de variables y criterios en el proceso de toma de decisiones, variables que están vinculadas a la tubería, a su entorno y al propio servicio del agua.

Son diversos los factores que influyen para la priorización de las tareas de renovación de las redes, teniendo en consideración las restricciones financieras, necesarias para efectuar un conjunto de trabajos sobre la red con el fin de mejorar el funcionamiento. La estimación del presupuesto necesario requiere la identificación de las tuberías sobre las cuales es prioritario intervenir, así como la naturaleza de las intervenciones que hay que prever, teniendo en cuenta la disponibilidad de los recursos financieros del servicio de agua, representando una restricción presupuestaria que depende de los ingresos de la empresa de aguas y el origen del financiamiento (interno o externo).

Así pues, utilizaremos el plazo renovación para describir el conjunto de intervenciones sobre las tuberías susceptibles de mejorar el funcionamiento de la red. Sobre el conjunto de los dispositivos hidráulicos que constituyen la red, consideramos exclusivamente la renovación de las tuberías del abastecimiento de agua potable. La renovación del servicio del agua puede ser inscrita en el marco de una estrategia de sostenibilidad, puesto que está planificada en el tiempo y se efectúa según una aproximación preventiva precisa. De otro modo, la renovación puede ser realizada de manera arbitraria, basándose en criterios empíricos y de manera no planificada. La renovación es ineludible, y concierne a tuberías en las que la vida útil técnica es importante pero limitada en el tiempo, y que se define como el período del tiempo durante la cual la tubería funciona garantizando especificaciones precisas.

La renovación consiste en reemplazar la tubería al fin de su vida útil técnica o bien a causa de criterios económicos, de obsolescencia o por actuaciones de modernización. Desde un punto de vista contable, distinguimos la vida útil contable de la vida útil técnica. La duración de vida contable corresponde al período sobre el cual el servicio del agua practica la amortización de una tubería, esta duración es comprendida entre 60 y 80 años aproximadamente.

Las tuberías sufren degradaciones a lo largo de su operación, y estas degradaciones aceleran el proceso de envejecimiento, reduciendo las tasas de funcionamiento de la red, y obligando a realizar trabajos sobre las tuberías. Los trabajos de mantenimiento son aquellos que, en general, incluyen el conjunto de las actividades planificadas o no planificadas con el fin de preservar la tubería en su estado original. El mantenimiento consiste en inspeccionar de manera periódica la red con el fin de controlar su estado y su nivel de funcionamiento. El mantenimiento de la red puede ser preventivo, a fin de asegurar un buen funcionamiento y de alcanzar una vida útil técnica previamente establecida, ó correctivo, manifestándose por reparaciones al caso de averías y de acontecimientos imprevistos. Los gastos que generan los trabajos de mantenimiento son registrados como gastos de operación y mantenimiento, imputados a la sección explotación del presupuesto de los servicios de agua. Los trabajos de renovación

representan una gran inversión para los servicios del agua, siendo necesario programarlos en el tiempo y disponer los montos presupuestarios necesarios para su realización. Los gastos generados son inscritos en la sección de inversión del presupuesto de servicio del agua.

Aunque los trabajos de renovación son objeto de una programación en el tiempo, a menudo los criterios tomados en consideración no tienen en cuenta el funcionamiento de la red y del estado de deterioro de las tuberías. Con el fin de obtener economías de escala y evitar la intervención de apertura de zanja en respuesta al mantenimiento de calzada, que es de cerca de 5 años, los servicios de agua prefieren en general adaptarse al resto de trabajos de servicio de vías públicas. Los trabajos de renovación se concentran exclusivamente sobre las tuberías que se encuentran en las calles que figuran en el programa de mantenimiento de servicio de vías públicas. Esta solución puede ser viable de un punto de vista económico pero no es forzosamente desde un punto de vista técnico. El óptimo económico no consiste en el forzamiento desde el punto de vista técnico. Esta práctica de la renovación no permite paliar las deficiencias vinculadas al deterioro de la red.

Para Rajani y Kleiner (2001), el deterioro de la red se manifiesta por el caso de fallos que vuelven la red incapaz de alcanzar la función asignada. Los autores identifican los siguientes tipos de deterioro:

- Deterioro estructural: rotura física de las tuberías, esto es, casos que necesitan reparación.
- Deterioro hidráulico o funcional: disminución de la capacidad hidráulica, que se traduce en caídas de presión y caudal en la red.
- Deterioro de la calidad del agua: degradación de la calidad del agua, presencia de coloración, o presencia de olor.

En lo que nos concierne, tomamos en consideración los primeros aspectos apuntados en la descripción del estado del deterioro de la red. La fiabilidad de una tubería será traducida por su grado de deterioro estructural y de deterioro hidráulico. La figura 2.1 describe las relaciones entre el deterioro estructural y funcional de la red, identificando las variables y los parámetros que hay que considerar en la toma de decisiones en materia de renovación.

Estas variables están vinculadas a la tubería y a su entorno, y permiten evaluar el estado de las tuberías y a medir la fiabilidad de la red. La disposición de las tuberías en la red debe ser tomada en consideración, de modo que el impacto de la renovación de una tubería depende de su localización, de sus dimensiones y de su papel en el suministro de los abonados. La toma de decisiones se relaciona con criterios vinculados a:

- El funcionamiento y la fiabilidad de la red
- La topología de la red
- La estimación de los costes de reparación, sustitución, fortalecimiento, rehabilitación, sociales, etc.
- La programación de otros trabajos y coordinación con los servicios de: Servicio de vías públicas, Gas, Cable, Electricidad, etcétera.
- La disponibilidad de los recursos financieros

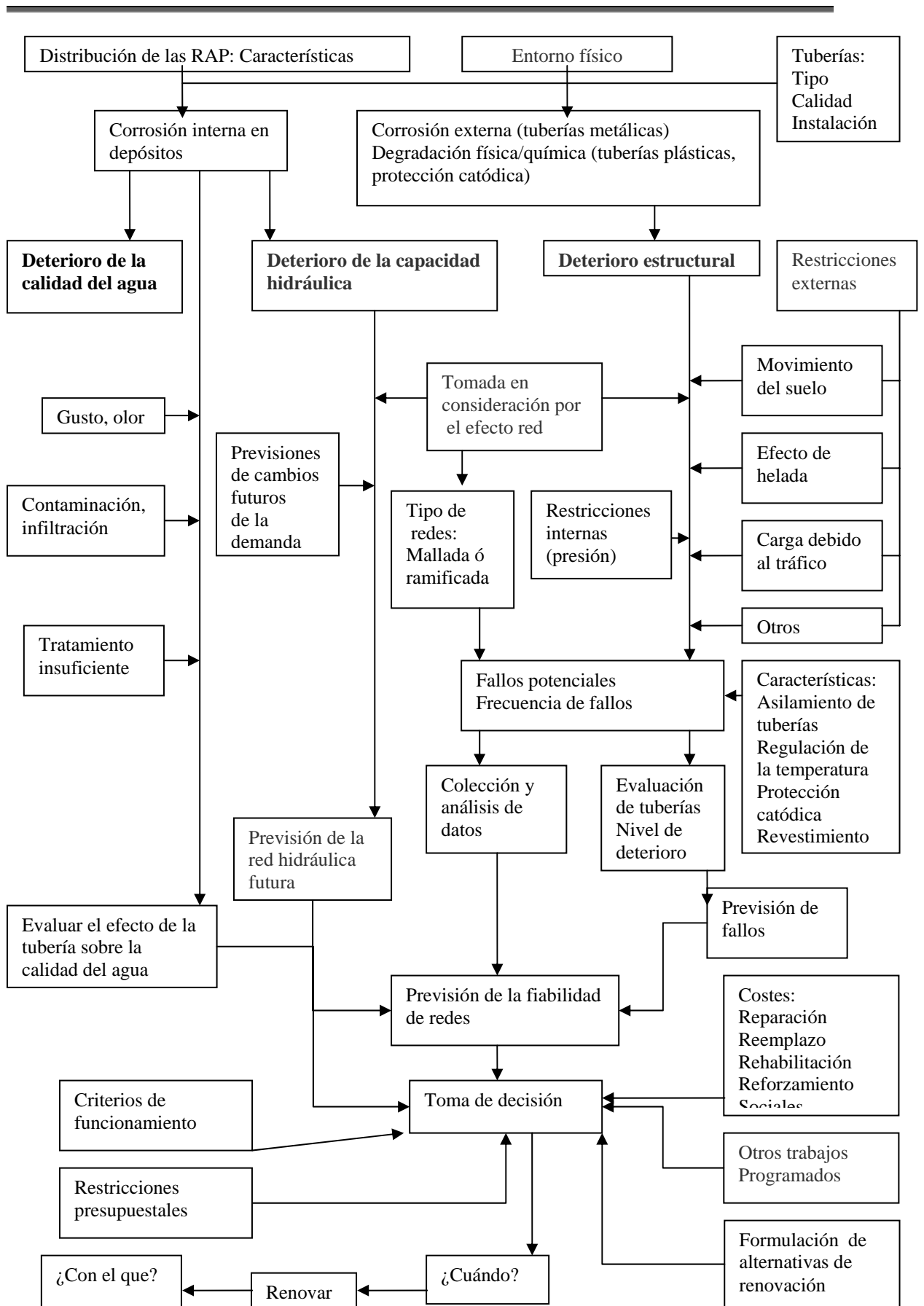


Figura 2. 1 Descripción del proceso de deterioro de las tuberías de agua potable (adaptado de Rajani y Kleiner, 2001)

2 La renovación y las elecciones de inversión

Bancel y Ricacho (1995) consideran que la noción de inversión difiere con arreglo a la actividad del sector. Para los economistas, esencialmente, se trata de un flujo de capital que permite modificar los stocks existentes que constituyen junto con el factor del trabajo, uno de los principales factores de la función de producción.

Para los gerentes, la inversión representa un coste para la empresa que genera nuevos cash-flows (ventajas). La necesidad de jerarquizar los diversos proyectos condice a la realización de balances globales (costes - beneficios) que miden la rentabilidad de cada proyecto.

Dafflon (1998) define la inversión como un gasto que aumenta el valor del patrimonio y cuya utilidad se extiende varios años. Este gasto conserva o mejora el uso del patrimonio durante varios años desde un punto de vista cualitativo y cuantitativo. Por analogía, la renovación de las redes de agua potable (inversión) tendrá por incidencia el aumento de la vida útil de las tuberías, la reducción de los fallos, el mejoramiento del suministro de agua a los usuarios, la ganancia del funcionamiento de la red de manera general y la reducción de costes operacionales y de mantenimiento. Distinguimos las inversiones de renovación y otros tipos de inversión y establecemos un vínculo con las inversiones de modernización. Para Kohel (2003), las inversiones de renovación permiten una renovación de los equipos pero no necesariamente al estado idéntico en el inicio de su vida útil, sino que su vocación es compensar la depreciación de los equipos instalados.

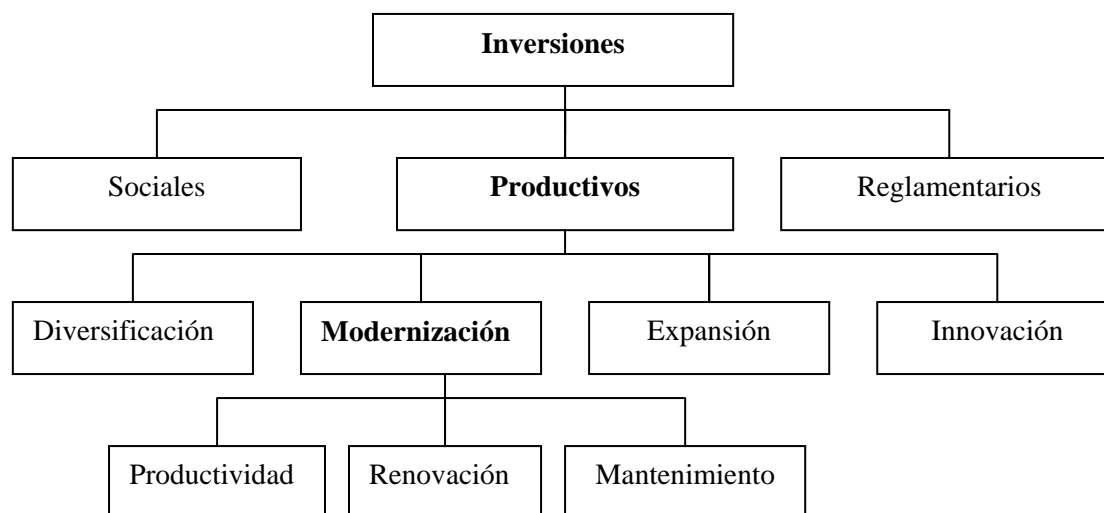


Figura 2. 2 Tipos de inversiones

En un futuro cierto, la decisión de inversión se apoya sobre la comparación de los flujos financieros desempeñados por la inversión sobre una vida útil dada con el importe de la inversión, o por la evaluación de la vida útil que permite recuperar el capital invertido.

El índice medio de rentabilidad permite comparar los flujos medios obtenidos por la inversión con importe medio de la inversión.

El plazo de recuperación permite evaluar la duración sobre la cual el importe de la inversión será recuperada. El valor actual neto (VAN) traduce la diferencia entre el valor actual de los flujos generados por la inversión y los gastos de inversión. La inversión será rentable para $VAN > 0$. La Tasa Interna de Rendimiento (TIR) corresponde a la tasa de actualización que rinde un VAN nulo.

Estas aproximaciones suponen el conocimiento exacto del importe del Cash-Flow libre y del índice de actualización. No tienen en cuenta la incertidumbre vinculada a la evolución del entorno económico. En este sentido, citamos los trabajos de Arrow y Fischer (1979) y los de Henry (1979), que introducen modelos de decisión con información creciente. En estos trabajos se definen valores de opción para la toma de decisiones con arreglo a tres condiciones conjuntas, a saber: un conjunto de decisiones, una incertidumbre en la realización de los estados en el futuro y una información creciente en la realización de estos estados. La toma de decisiones en materia de inversión se apoya en la noción de valor de opción que permite diferir la inversión hasta que resulten disponibles informaciones más fiables, permitiendo la reducción de la incertidumbre.

La definición dada por Bancel y Ricacho (1995) nos parece interesante, puesto que la noción de ventajas resultantes de la decisión de invertir va más allá de la creación de flujos financieros. Puesto que la renovación es una inversión de modernización que tiende a reducir los costes de mantenimiento de una infraestructura y mejorar su funcionamiento, consideramos la renovación de las redes RAP como una inversión de modernización que requiere gastos importantes, pero no provoca nuevos flujos financieros en el momento de la operación de la red. Las tuberías de agua potable no constituyen un equipo de producción al mismo nivel que un equipo industrial, para el que puede ser estimado un valor de Cash-Flow.

3 La gestión de la infraestructura en las redes de agua potable

La gestión de la infraestructura, o de activos, o de recursos o "*Asset Management*" se interesa por la gestión de los elementos y sistemas en general de las empresas de abastecimiento de agua: activos, infraestructuras, instalaciones, cuya vida útil es importante. Esto concierne de manera general a las municipalidades, servicios públicos, empresas públicas o privadas. Puede presentarse en forma de:

- Redes enterradas: Red RAP, Red de saneamiento, Red de gas, etc.
- Infraestructuras viales: caminos, autopistas, etc.
- Equipos e instalaciones industriales.

Estas infraestructuras necesitan una inversión inicial considerable y un control a lo largo de su vida útil. La gestión de la infraestructura procura minimizar los costes de operación, de mantenimiento y de renovación de una infraestructura dada a lo largo de su vida útil.

Las redes de alimentación y las instalaciones que permiten el suministro de agua a los abonados son considerados como un patrimonio del servicio del agua, para el que se

requiere una buena gestión que asegure la supervivencia y el buen funcionamiento. Podemos decir que la problemática de renovación se integra en un proceso más global que es el de la gestión de la infraestructura.

3.1 La gestión de la infraestructura (activos) "*Asset Management*": definición

La gestión de la infraestructura o "*Asset Management*" procura seguir de manera continua el estado de un patrimonio constituido por sistemas o un conjunto de dispositivos. Según Hoskins y otros (1998), la gestión de la infraestructura pretende asegurar el buen funcionamiento de estos dispositivos para la planificación de acciones diversas de mantenimiento, reparación y rehabilitación. Según FHWA (1999) la gestión de la infraestructura es un proceso continuo, iterativo, adaptativo y flexible a los cambios, las evoluciones y orientaciones que pueden ser productivos. Para EPA (2003) la gestión de la infraestructura es un proceso de planificación que permite mantener el valor de una infraestructura a su nivel más alto y de poner a disposición los recursos financieros necesarios para la rehabilitación o la renovación de la infraestructura cuando esto es necesario. La gestión de la infraestructura integra también acciones que permitan reducir los costes de funcionamiento y mejorar la fiabilidad de la infraestructura considerada. El proceso de gestión de la infraestructura acude a un conjunto de instrumentos de análisis y de ingeniería financiera que comprende análisis de costes/beneficios, análisis del coste sobre la duración de vida del sistema, el análisis de riesgos de orden diverso: financiero, operacional y natural. La gestión de la infraestructura se sitúa en un nivel estratégico de decisión y necesita:

- ➔ El establecimiento de objetivos de funcionamiento
- ➔ Un inventario de la infraestructura que hay que administrar
- ➔ La identificación de los recursos disponibles: financieros y otros
- ➔ El establecimiento de una política organizacional para el control del proceso de gestión de la infraestructura
- ➔ El inventario de las informaciones y los datos relativos al funcionamiento del sistema y el análisis con el fin de identificar las necesidades futuras y las disfunciones.
- ➔ La utilización de instrumentos, procedimientos de estimación de los costes con arreglo a las estrategias seleccionadas, y la asignación del presupuesto con el fin de satisfacer las expectativas de los usuarios.

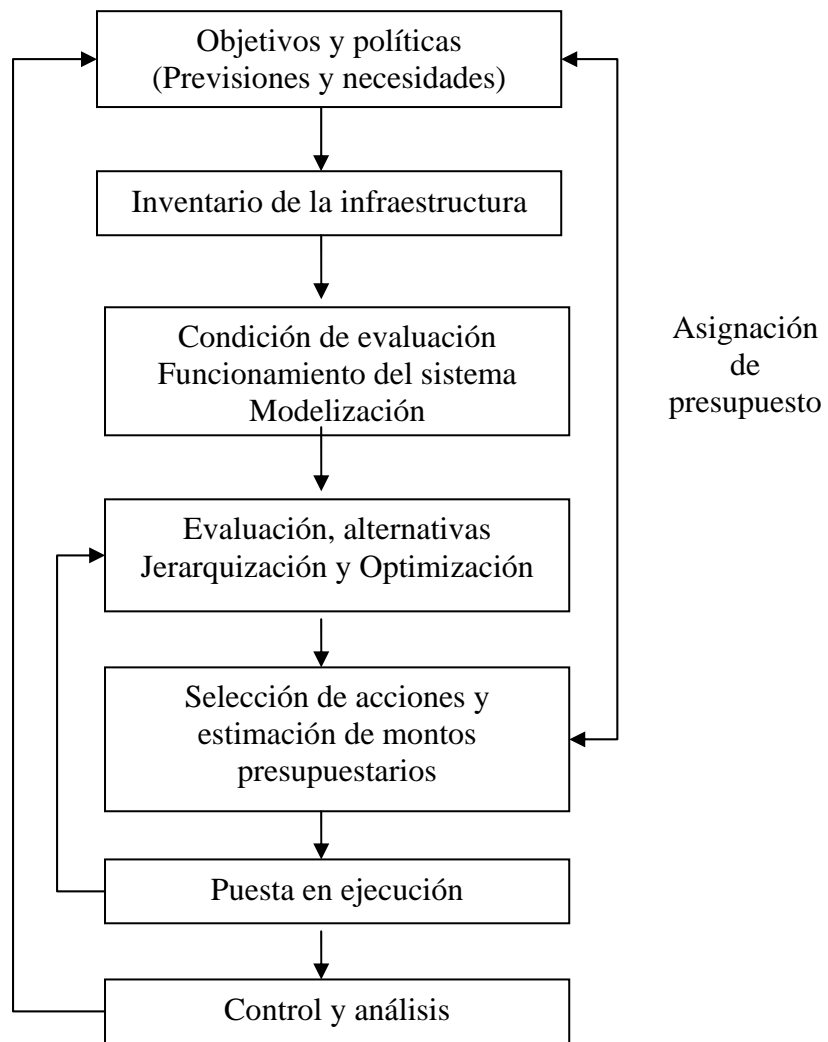


Figura 2.3. El proceso del Asset Management (Adaptada de FHWA,1999 et EPA, 2003)

Esta aproximación debe ser adaptada a cada organización, permitiendo definir un conjunto de indicadores de funcionamiento y de las variables de decisión que traducen la política de la organización y sus objetivos. Se traduce por objetivos fijados, el tipo de infraestructura que hay que considerar, el presupuesto concedido, los procedimientos operacionales, la estructura organizacional y las prácticas financieras. El proceso descrito por la Figura 2.3 reagrupa las etapas principales que integran en la gestión de la infraestructura. A través de la infraestructura, la organización procura responder a necesidades, abastecer un servicio o un producto. La etapa previa es pues definir los objetivos y el nivel de funcionamiento que hay que alcanzar. El inventario de la infraestructura procura identificar el conjunto de los medios del que dispone la organización para asegurar su misión.

Seguidamente, viene la etapa de evaluación de la condición y del estado de la infraestructura. Esta etapa permite identificar las deficiencias de la infraestructura, las variables y los parámetros vinculados a su funcionamiento. La etapa de modelización procura comprender el funcionamiento de la infraestructura simulando el funcionamiento con la ayuda de modelos. La comprensión del funcionamiento del sistema apunta a identificar las insuficiencias con el fin de jerarquizar el patrimonio

considerado para establecer prioridades e identificar las acciones correctivas que hay que aportar. Estas acciones se manifiestan por unas decisiones a corto, medio y largo plazo. La puesta en ejecución pretende someter a un test las decisiones tomadas y a medir su impacto sobre el funcionamiento del patrimonio. La medida de funcionamiento de patrimonio se hace sobre criterios vinculados a:

- ➔ La vida útil técnica y/o contable del patrimonio
- ➔ La disponibilidad de recursos financieros suficientes
- ➔ El nivel de desempeño que debe alcanzar la infraestructura
- ➔ Los costes de operación y de mantenimiento.
- ➔ La gestión de la infraestructura toma en consideración el conjunto de estos criterios a lo largo de la duración de vida de la infraestructura

3.2 La gestión de la infraestructura aplicada a las RAP

La renovación de las redes de agua potable procura administrar una infraestructura constituida por las tuberías de agua potable, los accesorios hidráulicos, las instalaciones de aspiraciones con la bomba, de tratamiento y de almacenamiento del agua. Se inscribe como un paso de gestión de la infraestructura. Consideramos solamente las tuberías del abastecimiento de agua potable, que constituyen para ciertos servicios la parte más importante del valor de los activos o recursos. Desde un punto de vista de la decisión, la problemática de la renovación de las redes de agua potable implica decisiones a corto y medio plazo que dependen de una aproximación estratégica (a largo plazo) (ver figura 2.4).

Corto Plazo	Medio Plazo	Largo Plazo
Meses a un año	5 años	Mas de 5 años
Gestión periódica de la red:	Programación Plurianual:	Planificación estratégica:
<ul style="list-style-type: none"> • Intervenciones sobre las tuberías y conservación del servicio de la red: reparación, limpieza, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> • Previsiones de fallos y trabajos sobre la red • Montos presupuestarios 	<ul style="list-style-type: none"> • Aumentar la fiabilidad de red y la calidad de servicio devuelto a los usuarios • Evolución de la demanda y extensión de la red.

Figura 2.4. La gestión de las redes de agua potable

El servicio de agua busca a través de la red de agua potable satisfacer las necesidades y las demandas de los abonados, asegurando la continuidad del servicio y la satisfacción de los abonados en cantidad y calidad, por el aumento de la fiabilidad de la red a un coste mínimo. La renovación de las redes de agua responde a estas previsiones a través de una política que se inscribe en el marco de una gestión de patrimonio a corto, medio y largo plazo.

Proceso de gestión de la infraestructura

Objetivos y políticas	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Alimentación en las redes en cantidad y calidad ⇒ Aumentar la fiabilidad de las redes y reducir la molestias en caso de fallo ⇒ Reducir los costes de mantenimiento y de reemplazo ⇒ Nivel de servicio satisfactorio: debido a la presión en los nudos de consumo
Inventario de la infraestructura y colección de datos	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Inventario de la redes: identificación de las tuberías ⇒ Colección de datos y de información concerniente a la naturaleza de las tuberías, la fecha de colocación, longitud, diámetro, etc. ⇒ Identificación de las fuentes de almacenamiento, depósitos, etc. ⇒ Medición de la demanda y los niveles de presión
Evaluación de las condiciones del estado de la infraestructura	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Fallos anteriores, fugas ⇒ Quejas de los abonados ⇒ Deficiencia en gasto y presión
Funcionamiento del sistema y modelación	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Estudio del fenómeno de envejecimiento ⇒ Modelización hidráulica y funcionamiento de la red
Evaluación de las alternativas de optimización	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ identificación de las tuberías vulnerables ⇒ jerarquización de las tuberías y prioridades ⇒ propuestas de políticas de renovación
Puesta en ejecución	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Implementación políticas y medida de El impacto en término (plazo) de mejoramiento de la red
Control y Análisis	<ul style="list-style-type: none"> ⇒ Control del implementación de las políticas ⇒ Acciones correctivas que siguen la evolución del estado de la red y de la calidad del servicio.

Tabla 2. 1.- La gestión de la infraestructura adaptada a la renovación de las redes de agua potable

Proponemos en la Tabla 2. 1 una adaptación del proceso de gestión de la red de agua potable. Observamos que el esquema descrito se apoya en un análisis del inventario de la red y de su funcionamiento, así como un análisis económico ligado a la deficiencia de la red y la ejecución de trabajos de mantenimiento y de renovación.

En este sentido, Skipworth y otros (2002) preconizan la integración de un análisis puramente económico con una aproximación de análisis de realización de la red RAP en la toma de decisiones. Ver Figura 2.5

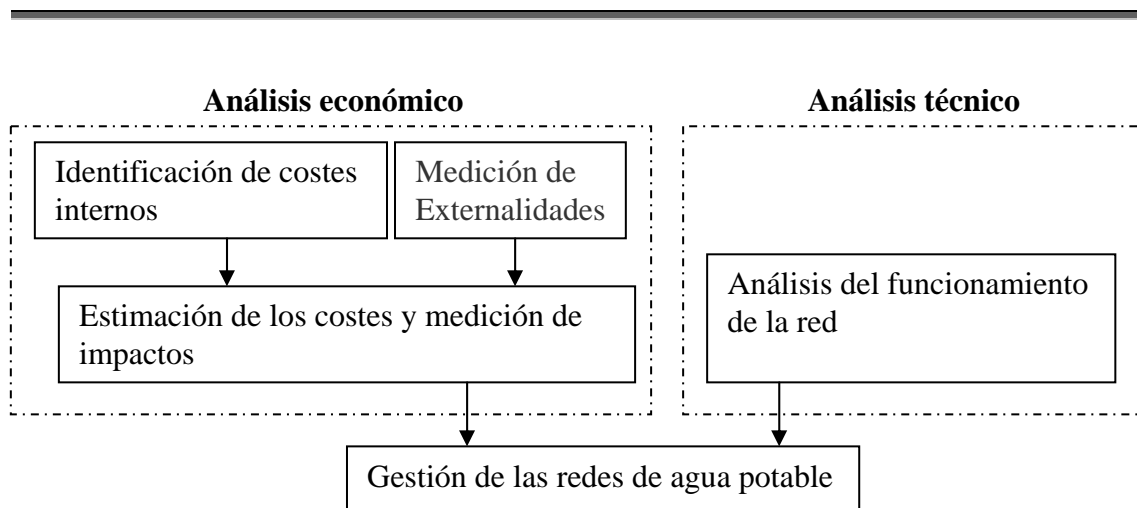


Figura 2.5. Instrumento de ayuda a la decisión para la gestión de la red RAP (Adaptado por Skipworth *et al.*, 2002)

Resulta que la renovación de las redes RAP forma parte de un proceso más global que es la gestión de la red RAP en conjunto. Proponemos adaptar la aproximación propuesta por Skipworth *et al.* (2002) identificando los datos que deben ser considerados en el curso de como nuestro análisis y las evaluaciones que permiten medir la realización de la red RAP. La recolección, puesta al día y el proceso de los datos son administrados en el marco del sistema de información de servicio del agua. Para gestionar la información se identifica la necesidad de Sistemas de gestión de bases de datos (SGBD) y un Sistema de Información Geográfica (SIG) que contiene datos gráficos de la red. Estos datos procuran describir la topología de la red y la localización de las tuberías y los dispositivos hidráulicos que constituyen la red con la ayuda de mapas y planos, así como la naturaleza de los abonados comunicados. Ambos dispositivos se comunican con el fin de tener una información completa sobre la red RAP.

Cada vez más servicios de agua están adoptando sistemas de información que permiten una mejor selección en la consideración por los datos para alimentar el proceso de toma de decisiones. El análisis de datos abarca diversas áreas que revisaremos a continuación.

3.2.1 Análisis económico

El análisis económico se refiere en el conjunto de los costes vinculados a las redes de RAP y a las tuberías, en consideración de los costes directos: de instalación de las tuberías, de la inspección, de la reparación, del mantenimiento y de sustitución. Los costes indirectos son más difíciles de medir desde un punto de vista económico porque vienen inducidos por acontecimientos imprevisibles y vinculados a las externalidades que traduce el impacto sobre el medio ambiente de la red, en caso de fallos o trabajos de renovación.

Las consecuencias de los fallos son diversas: daños, inundaciones, interrupción del servicio, pérdida de ingresos, molestias para la tráfico rodado (ver Care-W, 2003). La renovación es tributaria de los recursos financieros disponibles. El análisis se refiere al conjunto de la vida útil técnica de la tubería. A lo largo de esta vida útil, es necesario de identificar los costes directos:

- De adquisición y de instalación de la tubería

-
- ➔ De reparación y mantenimiento
 - ➔ De desmontaje y renovación.

Así como la identificación de costes indirectos ligados:

- ➔ A la molestia ocasionada en el momento de trabajos sobre la red
- ➔ A la falta de ganancias debido a la bajada de actividad en el momento de trabajos
- ➔ A la degradación de bienes en caso de daño con roturas o fugas: inundaciones, hundimiento de la calzada, etcétera.
- ➔ A las quejas de usuarios en caso de deficiencia de presión o interrupción del servicio.

En este último punto, en México se está trabajando arduamente en una atención al usuario en cuanto a la información, dado que el coste del agua va aproximándose a su precio real, la sociedad también exige cada vez más un mejor servicio y las quejas son más enérgicas, y por tal motivo las empresas de agua tienen en consideración este punto.

3.2.2 Análisis técnico

Este análisis trata de la evolución del estado de la red a lo largo de la vida útil de las tuberías. Se trata de aportar una descripción y una medida de los fenómenos de deterioro estructural (físico) de las conducciones que acompaña el envejecimiento de las tuberías y el deterioro hidráulico que afecta al funcionamiento de la red y que se manifiesta por una deficiencia del suministro de agua, así como el deterioro en la calidad. La renovación de la red de agua potable necesita una descripción del mecanismo de deterioro de las tuberías, identificando los factores que conducen a una degradación de la red, y remarcando aquellos que pueden dar lugar a una renovación. Por tal motivo es indispensable un conocimiento profundo de la red, lo que implica conocer la localización del sistema de las tuberías, los materiales de fabricación, diámetro, edad, localización y tipo de otros elementos de la red (bombas, accesorios, etc.)

Esta información alimenta las bases de datos del servicio de agua y su sistema de información (SIG, Paquete de programas de gestión). Una vez que se han identificado los elementos de la red, debemos describir su funcionamiento, efectuando medidas diversas. Para cada partida que constituye la red, es importante conocer:

- ➔ El volumen distribuido anualmente: el contabilizado y no contabilizado
- ➔ Las presiones y los gastos al nivel de las tuberías y los nudos de consumo
- ➔ Los coeficientes de rugosidad

El interés está en poder definir indicadores de funcionamiento de la red a través de las características vinculadas a la distribución, a las conducciones y a la calidad del agua distribuida. Debe ser efectuado un inventario de las intervenciones y los trabajos sobre la red, y esto pasa por la recolección, sobre el terreno, de informaciones en materia de intervenciones, reparaciones con el fin de alimentar las bases de datos que catalogan:

-
- La fecha de ocurrencia de los fallos.
 - Las características de la tubería, la naturaleza del material, la longitud, el diámetro, año de colocación.
 - Los tipos de fallos observados
 - El tipo de terraplenado y el entorno de la tubería
 - Los elementos vinculados a las intervenciones (duración, piezas, costes).

Estos datos permiten también actualizar las informaciones sobre los planos de la red, y determinar los sectores con elevada frecuencia de fallos. En nuestro caso se cuenta con un concentrado del reporte de fallos generado por el sistema de información geográfico de la JUMAPA, y un reporte de fugas que se genera por el personal que acude a reparar dicha fuga.

4 Mantenimiento integral de tuberías de agua

La gestión y el manejo de las redes de abastecimiento es un proceso complejo que requiere el conocimiento de los procesos físicos, económicos y sociales. En el pasado la mejor herramienta para el manejo y prevención de roturas de tuberías han sido simples aproximaciones estadísticas basadas en el número de roturas en tuberías por kilómetro, y técnicas reactivas de inspección tales como la detección de fugas. Estas aproximaciones han sido útiles para el manejo de los fallos en las tuberías, sin bien las nuevas tecnologías y los conocimientos acerca de los sistemas de abastecimiento hacen posible el desarrollo más eficiente y aproximaciones mas precisas en el mantenimiento integral de las redes de abastecimiento.

Un componente mayor de la estructura para la gestión de las tuberías es el uso de técnicas de evaluación no destructivas las cuales proveen información acerca de la condición de las tuberías. Todas las tuberías pueden llegar a tener fallos eventualmente, pero el índice de fallo dependerá de las condiciones del material de las tuberías y de la exposición de las mismas a condiciones ambientales y operacionales.

La mas importante característica del ciclo de la gestión de las tuberías (ver figura 2.6) es evitar el ciclo natural de la no gestión de las tuberías, pues no podemos olvidar las tuberías una vez enterradas. Cada tubería en el sistema debe ser examinada periódicamente, y es necesario establecer la valoración de su condición y determinar que acción debemos de tomar para el mantenimiento, rehabilitación o sustitución en condiciones determinadas. Si la acción que requiere es simplemente reparar la rotura, esta decisión será conscientemente basada en la mejor información disponible en las empresas de agua. Todos los materiales de las tuberías se deterioran eventualmente, y antes de seleccionar una tubería se debe analizar los trabajos adicionales que requiere. Un segundo punto importante es el enfoque entre las tuberías de conducción y tuberías de distribución, y esto es debido en gran parte a las graves consecuencias de los fallos asociados con las líneas de conducción comparadas con un típico fallo de distribución. El enfoque que puede no ser económicamente viable para un sistema de distribución puede por lo tanto ser empleado en un sistema de conducción para prevenir fallos.

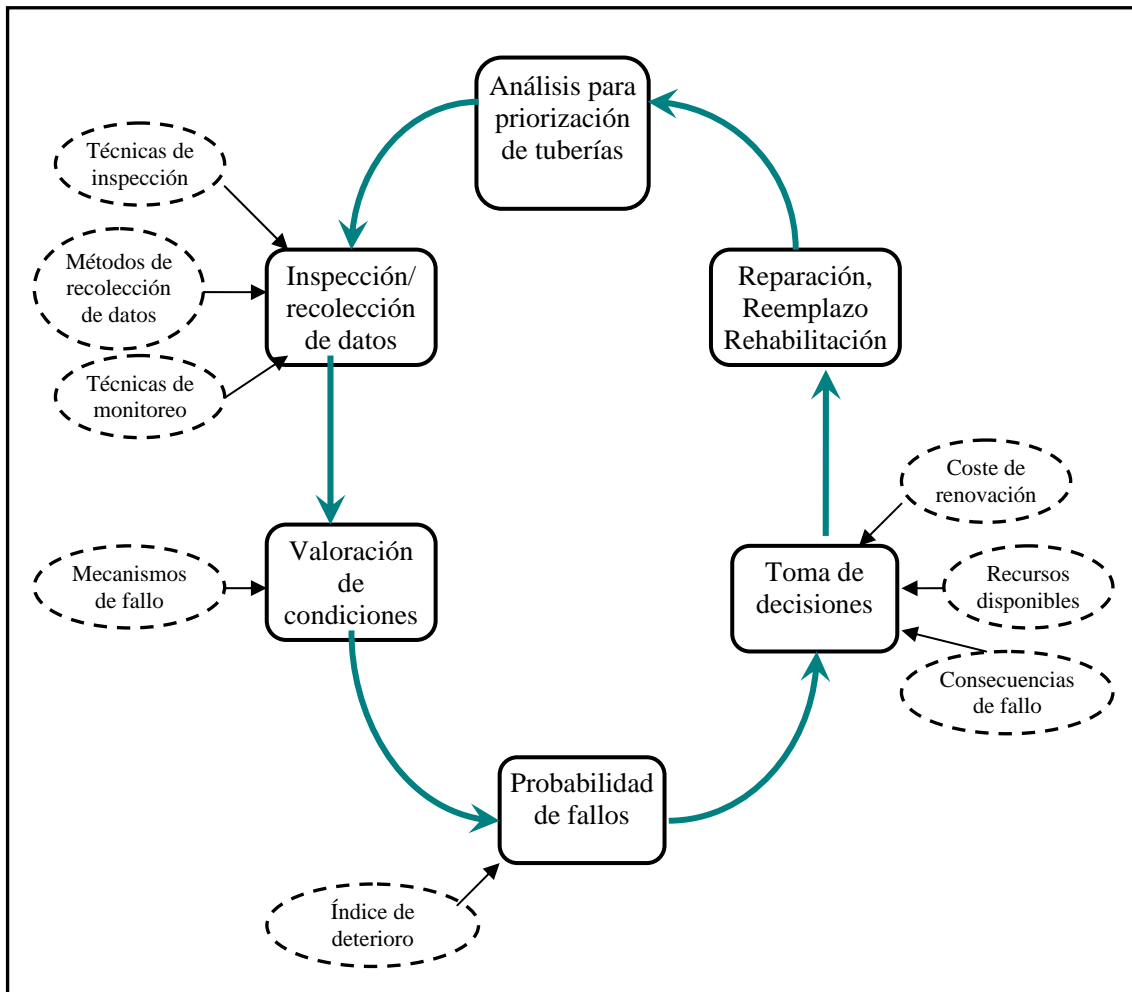


Figura 2.6. El ciclo de la gestión de tuberías (adaptado de Makar y Kleiner, 2000)

Las consecuencias leves asociadas con los fallos simples en la distribución significa que el énfasis en los sistemas de distribución debe residir en la gestión de fallos para minimizar los costes del ciclo de vida, y en contraste, las graves consecuencias asociadas con los fallos en las líneas de conducción significa que es necesario prevenir los fallos para minimizar los costes asociados a su ciclo de vida.

4.1 Inspección y recolección de datos

Esencialmente existen dos maneras de recabar información acerca de daños en las tuberías. La primera es a través de las técnicas de inspección directa y monitorización (evaluación no destructiva). La segunda es a través de la colección de datos que pueden ser usados como indicadores directos de posibles problemas en las tuberías, tales como las auditorías de agua, medición de corrosividad del suelo, número de daños en tuberías y otros. Este último indicador es uno de los más comúnmente utilizados y en el pasado era un parámetro fundamental para decidir el reemplazo de las tuberías. La evaluación no destructiva (NDE) tiene ciertas ventajas en la detección de problemas en tuberías sobre las técnicas estadísticas, en el sentido de que estos últimos asumen que las tuberías parten de una condición similar. Los NDE pueden detectar problemas en tuberías individuales o en un punto particular a lo largo de la tubería individual, aportando una mejor información acerca de la condición de la tubería.

4.2 Técnicas no destructivas de inspección y monitorización

La última década ha sido testigo del desarrollo de un número de nuevas técnicas para la inspección y evaluación de sistemas de distribución y conducción de abastecimiento de agua. Estas técnicas proveen una información muy variada acerca de la condición de la tubería, que va desde la posibilidad de conocer el número de varillas rotas en una sección de una tubería de hormigón pretensado, hasta la profundidad de los huecos de corrosión en la tubería de fundición dúctil, pasando por la identificación de la presencia de fugas de agua. Si bien estas técnicas ya vienen siendo utilizadas habitualmente en la detección de fugas, no ocurre lo mismo en el terreno de la caracterización de la condición de las conducciones, terreno en el que comienzan hoy a ser utilizadas de manera incipiente.

4.3 Priorización de tuberías para análisis y selección de técnicas apropiadas

Existe una variedad de métodos disponibles para analizar la condición de los sistemas de conducción y distribución de agua, incluyendo técnicas no destructivas de monitorización y evaluación, métodos indirectos basados en los datos tales como el análisis estadístico de roturas en sistemas de distribución. La selección de la técnica apropiada para una línea de agua individual depende en temas tales como consecuencia probable de un fallo en la tubería, la meta de la inspección o análisis y la historia de fallos en el pasado. Todos estos temas y adicionalmente, el coste de la puesta en práctica de dichas técnicas, determinan cuales deben ser las tuberías seleccionadas para el análisis. En general, la técnica por inspección produce un informe más detallado sobre la tubería, aunque también será más costosa su realización, por lo que el ingeniero de la empresa de agua debe estar seguro de que las ventajas de la inspección compensen sus costes.

Cuando las consecuencias de fallo pueden ser graves, esto es, en conducciones principales de aducción y transporte, la inspección de dichas tuberías plantea pocas dudas, puesto que el coste de inspección y caracterización es bajo en relación al riesgo de fallo en términos económicos de sus consecuencias. La política suele ser inspeccionar o monitorizar todas las tuberías de esta categoría. Los elevados costes asociados a los fallos en estas tuberías hacen que el enfoque estadístico sea mucho menos atractivo que otros métodos, como por ejemplo, un examen exhaustivo de todas las conducciones de cierta importancia. Ésta es la política que se adopta en la industria del petróleo y del gas, en las que la mayoría de las empresas realizan exámenes periódicos del sistema de conducción.

Los métodos estadísticos, las auditorias del agua y la detección de fugas se han aplicado habitualmente en el pasado a porciones significativas de las redes distribución de agua. El correcto empleo de las técnicas anteriores requiere segmentar el sistema en zonas o sectores de la red, de modo que es posible estudiar de forma detallada zonas más pequeñas en las que existe una probabilidad de presentar problemas. La detección de fugas se ha llevado a cabo en el pasado de diversas maneras. Muchas empresas de agua realizan campañas de detección de fugas, verificando todo el sistema de tuberías a lo largo de dos o más años. Otras empresas combinan la detección de fugas con auditorias de agua, comprobando las fugas siempre que el agua total consumida *per cápita* dentro de una zona exceda de un valor estándar.

En algunos casos, las auditorias de agua incluyen una monitorización en continuo con equipos automáticos de registro de datos, permitiendo reparaciones rápidas en tuberías con fugas. El uso correcto de las técnicas de detección de fugas es una línea de trabajo que requiere mayor esfuerzo investigador, puesto que en muchos casos no parece reducirse significativamente la cifra de pérdidas. Una tarea que las empresas de agua deben considerar es examinar repetidamente las áreas que han tenido un alto índice de fugas, para realizar un seguimiento más exhaustivo de su evolución y de las causas que las provocan.

En la literatura podemos encontrar un gran número de modelos para el análisis estadístico de los históricos de roturas en muchos sistemas de distribución de agua. Algunos modelos requieren un conjunto extenso de datos mientras que otros trabajan con pocos datos, naturalmente a expensas de la exactitud. El registro ideal de datos debería incluir el material de la tubería, tamaño, edad, tipo de zanja y cama, las características propias del suelo, las presiones de funcionamiento, las características de la sobrecarga, temperaturas ambientales y del agua, la época, el lugar, y el tipo de todas las roturas históricas. La experiencia demuestra sin embargo, que la mayoría de las empresas poseen solamente series de registros parciales, tanto en variedad de datos contemplados como en cuanto a períodos temporales.

4.4 Determinación de la probabilidad de fallo en sistemas principales

La probabilidad de fallo se puede determinar por cualquier tipo de modelo, bien sea estadístico o físico, puesto que ambos permiten predecir el deterioro de la tubería. Las tuberías pueden también fallar debido a la degradación en la calidad del agua y capacidad hidráulica.

Los mecanismos físicos del fallo de la tubería implican tres aspectos principales: (a) propiedades estructurales de la tubería, tipo de material, interacción tubería-suelo, y calidad de la instalación, (b) de las cargas internas debido a la presión operacional y de las cargas externas debido a la sobrecarga del suelo, cargas del tráfico, cargas de helada e interferencia de terceros, y (c) del deterioro del material debido en gran parte a los productos químicos externos e internos, ambiente bioquímico y electro-químico. En general, el comportamiento estructural de tuberías enterradas se conoce bien y está bien caracterizado, aunque otros aspectos tales como las cargas de helada y la afección que tiene el deterioro del material en el comportamiento estructural y el funcionamiento, se siguen investigando.

Los modelos físicos existentes se pueden clasificar en deterministas y probabilísticos, y no permiten tratar simultáneamente los tres factores principales enumerados arriba. Los mecanismos físicos que provocan la rotura de la tubería son frecuentemente más complejos, y su comprensión no es en absoluto sencilla, además de que existe poca información que permita validar modelos sobre esta base.

Los métodos estadísticos para predecir roturas en conductos principales utilizan datos históricos disponibles sobre fallos ocurridos en el pasado y sirven para identificar patrones de roturas en tuberías. La hipótesis principal es que dichos patrones se reproducirán en el futuro igual que lo han hecho en el pasado, y se utilizan para predecir el futuro índice de roturas de las conducciones o la probabilidad de fallos de las mismas. Teniendo en cuenta el coste previsto del fallo, puede obtenerse un valor aproximado del tiempo óptimo del reemplazo/rehabilitación.

Kleiner y Rajani (1999) clasificaron los métodos estadísticos en deterministas, probalísticos multi-variable y probabilísticos uni-variable. Estas categorías varían de la manera en que los modelos proyectan los índices de rotura (o probabilidades de fallo) y en el número de factores que se pueden considerar. Los modelos estadísticos se pueden aplicar con varios niveles de entrada de datos y pueden ser particularmente útiles para sistemas de distribución para las cuales hay pocos datos disponibles o para los cuales el bajo coste asociado a los fallos no justifica costosas campañas de adquisición de datos.

5 Toma de decisiones

5.1 Consecuencia de fallos en sistemas de abastecimiento

La consecuencia potencial de un fallo en una sección dada de la tubería es el factor más importante en la determinación del nivel y del tipo de esfuerzo que se debe invertir en obtener información relevante sobre las conducciones. Las consecuencias de fallos se pueden dividir en tres categorías:

1. Costes directos del agua abastecida:

- ⇒ Coste de la reparación de la fractura (afectada por el tipo de la tubería, tamaño, el tipo de rotura, la localización de la tubería, etc.),
- ⇒ Coste de agua perdida (afectada por el tamaño de la tubería y la severidad del fallo),
- ⇒ Coste del daño directo a los bienes (e.g inundación de sótanos, derrumbamientos de caminos, daños a la cimentación de estructuras adyacentes, etc.),
- ⇒ Responsabilidades (e.g., muerte o lesión resultado de un accidente de tráfico causado por inundación, descarga eléctrica, etc.).

2. Costes indirectos:

- ⇒ Pérdida de la producción o negocio en una planta, un taller o propiedad comercial debido a la interrupción del agua.
- ⇒ deterioro acelerado de los fosas, caminos, alcantarillas, cables subterráneos, etc.

- ⇒ Pérdida debido al fuego que no podría ser extinguido con eficacia debido a la interrupción del suministro de agua (en la vecindad inmediata) o a la capacidad hidráulica disminuida (en otra parte en el sistema).

3. Costes sociales:

- ⇒ Efectos nocivos del fallo de la tubería en la calidad del agua debido a la intrusión de contaminantes en la tubería que fue despresurizada para la reparación:
 - Intrusión de contaminantes desde el suelo circundante (e.g., alcantarillas agujereadas, depósitos de residuos, etc.) a través de los agujeros de la corrosión y de las juntas agujereadas en el segmento despresurizado del sistema.
 - Intrusión de escombros a través del tubo roto Las consecuencias aquí pueden ser malestar, enfermedad o aún la pérdida de vida

(e.g., Chicago, 1939 en el cual 1409 personas contrajeron disentería amébrica y 98 fallecieron -Anderson, 1981-),

- ⇒ Costes debido a la interrupción del servicio (calidad de la vida, confianza pública), costes debido a la interrupción del tráfico y negocio (afectados por la localización del fallo de la tubería),
- ⇒ Costes debido a la interrupción del servicio a las instalaciones especiales (e.g., hospitales, escuelas, etc.).

Mientras que los costes directos son actualmente relativamente fáciles de cuantificar en términos monetarios, las consecuencias indirectas pueden requerir mucho más esfuerzo y las consecuencias sociales son a menudo las más difíciles de valorar. Se requiere un mayor esfuerzo investigador para alcanzar una mejor comprensión de la verdadera magnitud de las consecuencias indirectas y sociales de los fallos en sistemas de abastecimiento. Puede también ser necesario incorporar medidas como objetivos o restricciones dentro de los diferentes modelos, para considerar los costes sociales que no se pueden expresar fácilmente en términos monetarios tales como pérdida de vida o pérdida de confianza pública que pueden llegar a ser tan importantes o más como los monetarios.

5.2 Toma de decisiones basadas en principios económicos

Los procesos económicos de decisión para la renovación de la tubería buscan reducir al mínimo los costes totales asociados a la tubería, mientras que verifica una serie de requisitos operacionales. La figura 2.7 ilustra los costes de reparación y de reemplazo/rehabilitación de tuberías como una función del tiempo de reemplazo de la tubería. La declinación de la curva del coste representa el hecho de que el valor presente del coste de reemplazo o de rehabilitación de la tubería disminuye con el tiempo. Inversamente, la frecuencia de fallo (o probabilidad de fallo) aumenta si se retrasa la rehabilitación o el reemplazo, debido al envejecimiento y al deterioro de la tubería. El coste total previsto de fallo es calculado multiplicando el coste tiempo-descontado de un solo fallo, incluyendo costes directos, indirectos y sociales, por la frecuencia (o probabilidad) de fallo. Esta frecuencia (o probabilidad) de fallo se predice a través de los modelos de la deterioración que utilizan datos de fallo históricos o inspecciones repetidas mediante NDE. El coste previsto total es la suma de las dos curvas. La forma es típicamente una curva convexa, en la que el punto mínimo representa el tiempo óptimo de rehabilitación/reemplazo (t^*).

En redes de abastecimiento el coste de fallo es relativamente pequeño en relación al coste de la renovación de la tubería. Por lo tanto, el tiempo óptimo de reemplazo t^* representaría típicamente un punto en la etapa del deterioro de la tubería donde sea tolerable una frecuencia dada de roturas, e.g., tres roturas por kilómetro como en la figura 2.8. En este caso es mejor utilizar el mantenimiento correctivo. En tuberías grandes de conducción el reemplazo completo de la tubería es una práctica rara que se toma solamente en casos extremos, debido a los elevados costes implicados. La meta de la gestión de la tubería es por lo tanto la prevención de fallos, más que la gestión de fallos. La intervención típica consistirá en una reparación localizada. El coste de fallo es habitualmente mucho más grande en lo referente al coste de intervención, dando como resultado las curvas de coste representadas en la figura 2.8. Aquí, el tiempo óptimo de intervención en la figura representa una frecuencia de roturas menor de una, lo que significa que para esta tubería en particular debe ser evitada la rotura.

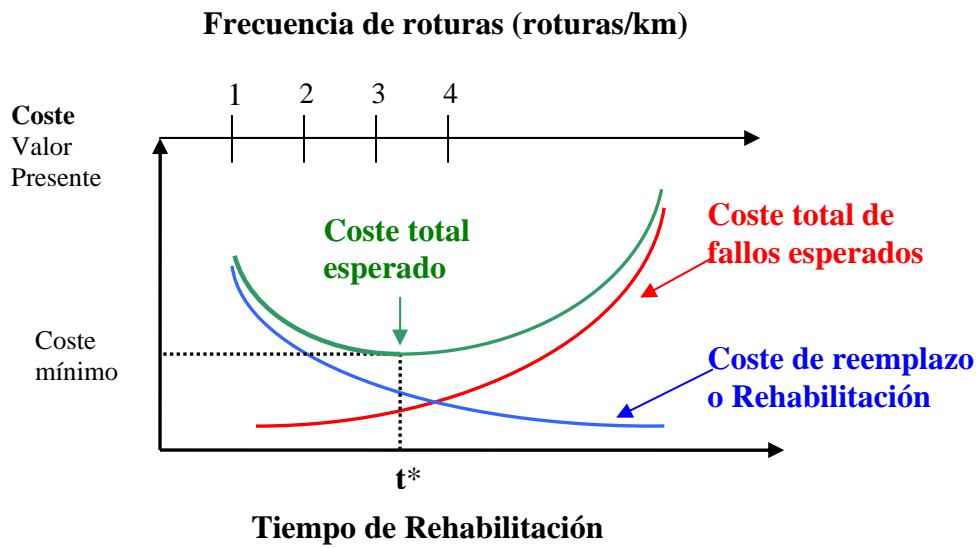


Figura 2.7. Decisión para renovar un sistema según el coste de fallo.

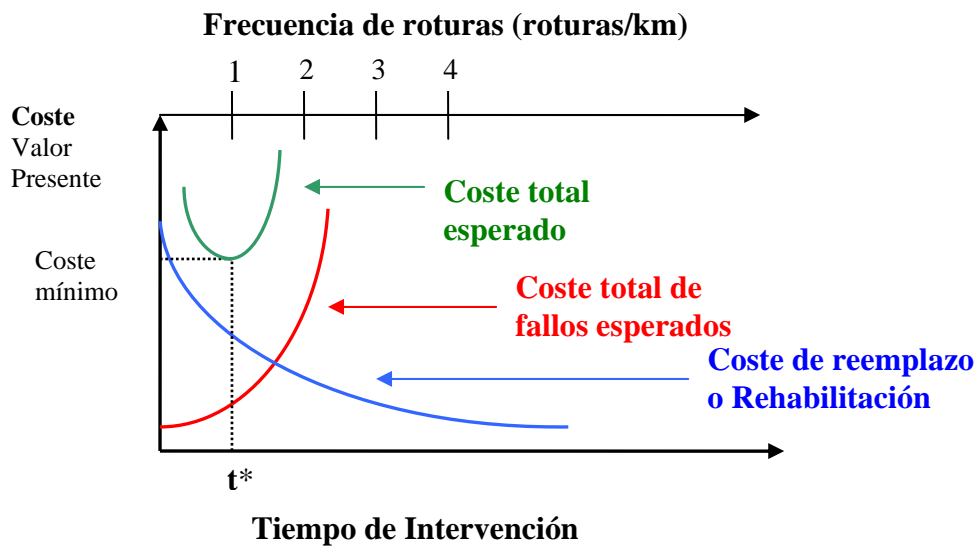


Figura 2.8. Decisión para renovar un sistema principal con alto coste de fallo

Cuando el coste asociado al fallo es relativamente bajo y puede ser tolerada cierta frecuencia de roturas, es a menudo (no siempre) suficiente confiar en el índice histórico de roturas para derivar un modelo de deterioro de la tubería para predecir los índices de roturas futuras. Sin embargo, cuando el coste de fallo es alto, es necesario adoptar un enfoque proactivo en la anticipación del fallo y su prevención. En estos casos, las técnicas NDE se deben utilizar para determinar la condición de la tubería en dos niveles: primero, como una instantánea de su condición en un punto dado del tiempo para determinar si se requiere la intervención inmediata, y en segundo lugar, con inspecciones subsecuentes para determinar el índice de deterioro. Cuando los costes de fallo son bajos, las técnicas NDE son solamente instrumentos de apoyo de decisión.

Según crece la popularidad de las técnicas NDE, los costes de aplicación se reducen. Por lo tanto, su uso llegará a ser económicamente viable para porciones más grandes de

los sistemas de abastecimiento, hasta que en determinado momento, resulte eficiente inspeccionar toda la red de abastecimiento periódicamente mediante técnicas NDE.

6 Conclusiones

Es necesario un marco estructural para la gestión de un sistema completo de abastecimiento, incluyendo técnicas de recolección de datos y técnicas no destructivas de evaluación y monitorización para proporcionar la información necesaria para tomar las mejores decisiones en la reparación, rehabilitación y el reemplazo de las redes de abastecimiento. Otros temas considerados dentro del marco incluyen las consecuencias de los fallos de las tuberías, los modelos del deterioro de la tubería, mejor conocimiento de los mecanismos de fallo, priorización de tuberías para el análisis y procesos de toma de decisiones actual. Las técnicas de rehabilitación y reemplazo forman una parte importante del marco de la gestión.

Los sistemas de abastecimiento de agua no pueden ser enterrados y olvidados, sino que por el contrario, deben ser gestionados constantemente para proporcionar los costes de ciclo vital más bajos y asegurarse de que no ocurran los fallos indeseados. El marco también incluye la necesidad de tratar los sistemas de distribución que tienen consecuencias generalmente bajas de fallo, de una manera diferente de los sistemas de aducción, que tienen generalmente unas consecuencias de fallo más graves. En el primer caso, la cuestión principal es la gestión del fallo y conseguir un número bajo de las roturas en sistemas principales por kilómetro, mientras que en el segundo caso, puede ser más interesante la prevención de fallos, debido al alto coste (no solo económico) que implican.

Mientras que el marco de la gestión proporciona una aproximación inicial al mantenimiento integral de las tuberías, es evidente que aun se requiere un esfuerzo en investigación para ser capaces de construir modelos de apoyo a la decisión para la gestión de tuberías. Algunas metas capitales serían:

- ⇒ Las mejoras en la capacidad de caracterizar la corrosión en tuberías de fundición;
- ⇒ Mejorar la comprensión de los fallos en tuberías y los procesos de deterioro.
- ⇒ Desarrollo de las técnicas apropiadas de gestión para el uso de la tecnologías NDE dentro de los sistemas de abastecimiento;
- ⇒ Un mejor entendimiento de las consecuencias directas y sociales de los fallos en sistemas de abastecimiento.
- ⇒ Extensión de los modelos económicos actuales de la toma de decisión para incluir los efectos de la tecnología NDE, para explicar completamente las decisiones que necesitan ser tomadas para la gestión en los sistemas de abastecimiento.



CAPITULO **3**

Modelización y Fiabilidad Hidráulica





1 Funcionamiento de las redes de AP y la fiabilidad hidráulica

La red de abastecimiento de agua potable (RAP) está constituida por un conjunto de tuberías y de dispositivos bajo presión, cuya misión es el suministro de agua a los usuarios. La topología de la red depende de la dispersión de los abonados, de la localización de fuentes de captación y de las zonas de almacenamiento.

La satisfacción de los abonados se mide por la calidad y la cantidad del agua entregada. La vulnerabilidad de la red frente a la ocurrencia de fallos depende de la localización de las tuberías, del momento de la ocurrencia del fallo y de la naturaleza de los abonados afectados. Las tuberías que constituyen la red no tienen todas el mismo papel en el suministro de agua. Algunas son más importantes desde un punto de vista hidráulico.

La importancia de una tubería queda descrita por la cantidad de agua que permite entregar, la naturaleza y el número de abonados a los que perjudica. Después de haber definido la problemática de la renovación, describimos en este capítulo el funcionamiento hidráulico de la red RAP y presentamos los índices que permiten medir la vulnerabilidad de una red de abastecimiento de agua potable. Estos índices definen una jerarquización de las tuberías que constituyen la red. Posteriormente proponemos dos índices que traducen el rol de cada tubería en el suministro de agua y el impacto de su indisponibilidad, que describe un fallo o una rotura sobre el funcionamiento de la red. Este capítulo apunta a describir el funcionamiento de una red RAP e informa sobre lo que se requiere en la toma en consideración del criterio técnico en materia de renovación.

2 Introducción

Se trata a través de este capítulo de describir el funcionamiento hidráulico de la red. El suministro del agua hacia los usuarios debe hacerse en calidad y cantidad satisfactoria. El abastecimiento de agua depende de la naturaleza del usuario: doméstico, comercio, industrial, gubernamental, etcétera. El consumo es variable según los días de la semana y a las horas del día. Existen períodos punta durante la jornada que corresponden a un consumo máximo de agua. Nosotros distinguimos también el día punta en el año que corresponde a un consumo máximo. Es claro que con arreglo al período considerado y del tipo del abonado comunicado, el impacto de un fallo es diferente.

Presentamos primeramente las diferentes nociones en contacto con una red de abastecimiento de agua Potable (RAP), luego presentamos una revisión de la literatura sobre el estudio de la fiabilidad hidráulica de la red, identificando índices de fiabilidad hidráulica permitiendo medir el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada sobre el funcionamiento hidráulico de la red, que se acompaña de una nueva distribución de los flujos y una variación de los niveles de presión a los nudos de consumo. El modelo de ayuda a la decisión debe integrar el análisis del deterioro estructural de la red y una descripción del funcionamiento.

3 El abastecimiento en las RAP

El abastecimiento de agua potable comprende el conjunto de las operaciones de suministro a la población del agua potable, desde la toma del medio natural hasta el usuario. Busca responder a dos objetivos:

- Producción del agua de calidad, a partir del agua cruda que generalmente necesita un tratamiento.
- La distribución del agua producida, a través de un conjunto de instalaciones y de redes con el fin de responder a la demanda de los consumidores de manera satisfactoria (índice de servicio).

3.1 Funciones del Abastecimiento de Agua Potable

Distinguimos varias etapas en el proceso de producción y conducción del agua. La primera etapa es la etapa de captación, que consiste en recoger las aguas subterráneas o superficiales de la fuente. Viene luego la etapa de aducción que permite trasladar el agua de la zona de captación hasta la proximidad de la zona de distribución. Antes de ser distribuida el agua debe sufrir un tratamiento lo que permite transformar el agua cruda en agua potable. El agua es seguidamente conducida hacia las zonas de almacenamiento con el fin de regular el gasto en la red y prevenir una escasez de agua en caso de fallo o demanda alta. El agua es distribuida a través de la red de Alimentación de Agua Potable (RAP) a los usuarios.

3.2 El suministro del agua potable en México

Si bien México se precia de tener algunos de los mejores organismos operadores de agua potable y saneamiento de América Latina, también cuenta con algunos cuyo desempeño es deplorable. El acceso, la eficiencia y la calidad de los servicios de agua y saneamiento varían mucho de una localidad a la otra, reflejando en gran medida los diferentes niveles de desarrollo en todo el país. En general, el sector de agua y saneamiento mexicano está marcado por los siguientes problemas:

- Baja eficiencia técnica y comercial en la prestación de los servicios;
- Calidad inadecuada de los servicios de abastecimiento de agua;
- Calidad deficiente de los servicios de saneamiento, especialmente en lo que respecta al tratamiento de aguas residuales;
- Cobertura insuficiente en las zonas rurales más pobres.

3.2.1 Provisión de servicios

Según la Constitución Mexicana, la responsabilidad por la entrega de servicios de abastecimiento de agua y de saneamiento recae en 2,446 municipalidades desde la descentralización del año 1983. Sin embargo, unos cuantos de los 31 estados entregan servicios a través de empresas estatales de agua que actúan en nombre de las municipalidades. La mayoría de los estados también cuentan con agencias estatales de

abastecimiento de agua ya establecidas que desempeñan distintos roles según el estado, tales como asistencia técnica a los proveedores de servicio, apoyo en la planificación de inversiones, y canalización de los subsidios federales. En algunos casos, las agencias estatales proporcionan los servicios de agua y saneamiento directamente. En áreas rurales, las Juntas de Agua son responsables por el abastecimiento de la misma.

3.2.2 Políticas

Las políticas federales que rigen el sector de agua y saneamiento son establecidas por la Comisión Nacional del Agua (CNA), una dependencia autónoma del Ministerio del Medio Ambiente. La estrategia sectorial del gobierno federal se concentra en proporcionar subsidios a la inversión para los proveedores de servicios mediante una variedad de programas destinados a mejorar la cobertura y la eficiencia. En 2004, una enmienda a la Ley de Aguas Nacionales contemplaba la transferencia de ciertas funciones, tanto del ámbito federal como del estatal, a las recién creadas instituciones a nivel de cuencas hidrológicas, incluyendo decisiones financieras, mediante la creación de un Sistema Financiero del Agua. Las disposiciones de la nueva ley aún no han sido implementadas

Los organismos operadores se encargan de administrar y operar los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, con el objeto de dotar estos servicios a los habitantes de un municipio o de una entidad federativa. Dichos organismos pueden tener diferentes denominaciones como: sistemas de agua, direcciones, comisiones, juntas locales, departamentos y comités, entre otros, de acuerdo a la estructura orgánica a la que pertenezcan.

Existen en el país 2,356 organismos operadores que emplearon en 1998 a 87,884 personas, cuyas remuneraciones ascendieron a 3,759.7 millones de pesos. Es mediante este personal ocupado y por medio de unos activos fijos con valor de 57,358.7 millones de pesos, que los organismos generan un valor agregado de 27,167.4 millones de pesos.

Organismos operadores	2.356,0
Personal empleado	87.884,0
Remuneraciones*	3.759,7
Activos fijos netos*	57.358,7
Producción bruta total*	32.167,4
Valor agregado*	27.167,4
* millones de pesos	

Tabla 3. 1. Principales características de los sistemas de agua

De los 2,356 organismos operadores que existen en la República Mexicana, 1,567 proporcionan el servicio a poblaciones urbanas, 98 a poblaciones rurales y 691 a poblaciones de los dos tipos antes mencionados. Cabe hacer mención que un organismo

operador puede brindar el servicio a un municipio o parte de él, dos o más municipios o parte de ellos e inclusive puede brindar el servicio a municipios de dos entidades diferentes.

Cobertura del agua potable (definición amplia)	97%
Cobertura del alcantarillado (definición amplia)	79%
Continuidad de servicio (%)	45%
Uso de agua urbano promedio (l/h/d)	aproximadamente 250
Porcentaje de usuarios con micromedición	74%
Porción del Porcentaje de agua residual recogido y tratado	30% (2005)
Inversión anual en agua y saneamiento	valor no disponible
Porcentaje de autofinanciamiento por parte de las empresas de servicio público	Menos de 5%
Porcentaje de financiamiento por impuestos	Aproximadamente 90%
Porcentaje de financiamiento externo del país	Menos de 10%

Tabla 3.2. Datos brutos del sector agua

4 La distribución y las redes AEP

Consideramos en este trabajo la parte de la red que permite suministrar el agua de zonas de almacenamiento hacia los abonados. Distinguimos varios tipos de abonados con arreglo a la razón social: doméstico, comercio, industrial, gubernamental. La distribución del agua se efectúa con la ayuda de redes enterradas constituidas por tuberías y de conducciones bajo presión que comprenden: tuberías y piezas especiales, dispositivos de fontanería: válvulas, aparatos de medición: contadores, medidores, bocas contra incendio, etcétera.

Las zonas de almacenamiento generalmente comprenden los depósitos de gran capacidad, el enlace entre los abonados es asegurado con la ayuda de los conductos. La unión entre tuberías que constituyen nudos. La conducción del agua se acompaña de una pérdida de energía debido a los frotamientos con las paredes internas de las tuberías y de los accesorios hidráulicos que contiene la red. Esta disipación de energía se traduce en el fenómeno de pérdida de carga.

4.1 Estructura de la red RAP

La estructura de la red RAP depende de la localización de los abonados, de su importancia y del nivel de la demanda que hay que asegurar. La estructura traduce las dimensiones de las tuberías, la capacidad de los depósitos, el número de bombas y la potencia suministrada. La estructura de la red tiene en cuenta los elementos geográficos tales como: la dispersión de los abonados, la presencia de obstáculos naturales, presencia de caminos, ferrocarril, jardines, otras redes enterradas. Todos estos elementos van a permitir al servicio del agua definir características a cada componente de la red con el fin de asegurar su buen funcionamiento. Estas características se detallan a continuación:

4.1.1 Los conductos

Permiten la conducción del agua de un punto a otro punto de la red. Una tubería es un segmento de tubo o canalización delimitada por dos puntos de consumo de agua denominados nudos. Cada tubería es caracterizada por:

- Un nudo inicial y un nudo final
- Una longitud dada l
- Un diámetro d
- Un coeficiente de rugosidad C traduciendo la pérdida de carga,
- Un estado: abierto, cerrado.

El flujo de agua se efectúa del nudo que dispone de la presión más elevada hacia el nudo cuya presión es más débil. La rugosidad se traduce en resistencia de la tubería al flujo del agua. Las paredes internas de las tuberías al contacto del agua crean un fenómeno de fricción que se acompaña de pérdida de energía debida al rozamiento que crea así una pérdida de carga lineal. En el marco de este trabajo, utilizamos la fórmula de Darcy-Weisbach para el cálculo de la pérdida de carga en las tuberías.

$$hf = \frac{8 * f * l}{\pi * g * D^5} \cdot Q^2 \quad (3.1)$$

Donde:

f = Coeficiente de fricción (adimensional)

l = Longitud (m)

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

D = Diámetro (m)

Q = Caudal (m^3/seg)

Distinguímos entre las tuberías con arreglo a su papel en la red y la naturaleza de material que las constituyen. La conducción del agua hacia las zonas de almacenamiento necesita tuberías de diámetro importante (300-800 mm). Para la

distribución, las tuberías son de diámetros inferiores (75-250 mm) y finalmente, las acometidas son las que cuentan con un diámetro menor (15-60 mm) y permiten suministrar el agua hasta los abonados a partir de las tuberías de distribución. Otra distinción puede ser efectuada a partir de la naturaleza del material que constituye las tuberías. La tabla siguiente presenta las características cualitativas de algunos materiales de tubería:

Material	Resistencia mecánica	Resistencia a la corrosión
Hormigón	importante	importante
Fibro cemento	regular	fiable
Materiales plásticos	fiable	importante
Acero	importante	fiable
Fundición gris	fiable	importante
Fundición dúctil	importante	importante

Tabla 3.3. Distintos tipos de tuberías

En las tuberías más antiguas, la fundición (mezcla de hierro y de carbono) aparece como el material más utilizado en la confección de las canalizaciones. Distinguimos entre las fundiciones grises (decir fundiciones antiguas) y fundiciones dúctiles. Esta distinción es relativa a la disposición del grafito (carbono) en el material, haciendo la fundición dúctil menos frágil. La fundición dúctil es preferida en general, porque presenta las propiedades siguientes:

- Buena resistencia mecánica (tracción, choques);
- Resistencia a los ataques del suelo, los fluidos, los sólidos transportados, a las variaciones de presión y de temperatura.

Se establecen conductos de longitud ficticia pueden contener dispositivos hidráulicos específicos, tales como bombas, compuertas, codos, estabilizador de presión, y otros aparatos de medición, que representan puntos singulares en la instalación.

4.1.2 Las bombas

Una bomba es un dispositivo que permite aportar energía al fluido. La bomba se instala generalmente conectada a un depósito de aspiración. El arranque y el paro de la bomba dependen del nivel del depósito o de las demandas horarias específicas. Una bomba puede ser caracterizada por una potencia constante, aportada al agua en el curso del tiempo independientemente del caudal y la altura de impulsión, o mediante una curva característica que describe la relación entre la altura de bombeo y el caudal abastecido con la ayuda de una función $H = f(Q)$.

Una bomba esta definida por:

- El nudo sobre el cual es indexada (en general un depósito).
- La potencia absorbida por el agua o su curva característica.
- Los umbrales de paro y de arranque del depósito a partir de los cuales la bomba se para o arranca.
- Las demandas horarias de funcionamiento y de parada (interrupción).

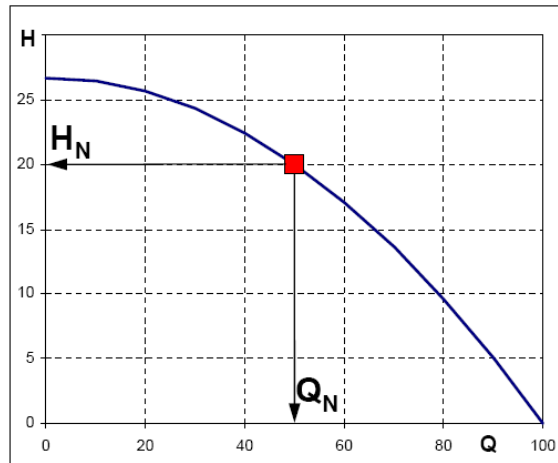


Figura 3. 1.- Ejemplo de una curva característica

4.1.3 Las válvulas

Las válvulas permiten regular la presión ó el gasto en puntos precisos de la red. Las válvulas se caracterizan por:

- Los nudos de entrada y de salida.
- El diámetro.
- La consigna de funcionamiento y el estado de la válvula.
- Coeficiente de pérdida de carga singular.

Una válvula puede estar abierta o cerrada, o en una posición intermedia de regulación que depende de su consigna. El flujo de agua a través de la válvula viene acompañado de una pérdida de energía que puede ser expresada según:

$$h_v = k(\theta) \frac{v^2}{2g} \quad (3.2)$$

Donde

v = Velocidad del fluido (m/s)

D = Diámetro (m)

$k(\theta)$ = Coeficiente que depende, entre otras cosas, del grado de apertura θ .



4.1.4 Los nudos

Los nudos representan puntos de unión entre las tuberías. Corresponden a puntos de entrada o de salida de agua. Existen dos categorías de nudos:

Los nudos a gasto fijo. Estos nudos se caracterizan por una cota de terreno conocida y un gasto conocido, siendo la presión en el nudo una incógnita que debe ser calculada. Corresponden a puntos de consumo en la red. Estos nudos pueden describir el consumo de uno o de varios abonados del mismo tipo. Distinguimos entre los abonados según el tipo de consumo: doméstico, Industrial, administración, etcétera. El consumo al nudo expresado por la petición puede ser constante o variable. Según la naturaleza de los abonados, la petición es descrita por una curva de consumo.

La curva de consumo describe, para un tipo de abonado (doméstico, industrial, comercial, Administración) la evolución de la demanda de agua a lo largo del día. El consumo diario es tributario a las horas del día. Para un consumo máximo identificamos el día de punta en el año y una hora punta durante la jornada. Para un día dado, calculamos el consumo medio, para cada período t. El multiplicador de la demanda μ_t a partir del consumo Q_t es calculada tal como:

$$\mu_t = \frac{Q_t}{\bar{Q}} \quad (3.3)$$

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{t=1}^{24} Q_t}{24} \quad (3.4)$$

periodo	1	2	3	4	21	22	23	24
Multiplicador	μ_1	μ_2	μ_3	μ_4		μ_{21}	μ_{22}	μ_{23}	μ_{24}

Tabla 3.4. La curva de consumo o curva de modulación

La figura 3.2 representa un ejemplo de la curva de modulación.

El coeficiente del día punta

El coeficiente del día punta K_1 representa la relación entre el volumen máximo consumido en un día y el volumen de medio diario consumido en un año.

$$K_1 = \frac{\text{Consumo del día punta}(m^3)}{\text{Consumo medio del día}(m^3)} \quad (3.5)$$

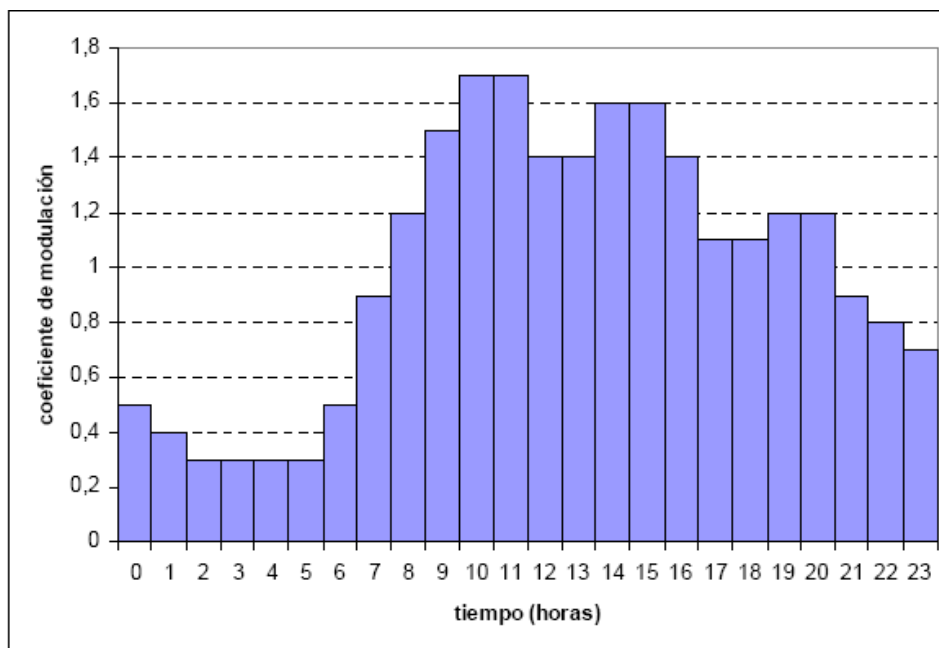


Figura 3. 2. Ejemplo de una curva de modulación

Coeficiente de la hora punta

El coeficiente de la hora punta K_2 representa la relación entre el consumo de la hora punta y el consumo medio del día punta.

$$K_2 = \frac{\text{Consumo de la hora punta}(m^3)}{\text{Consumo medio del día punta}(m^3)} \quad (3.6)$$

4.1.5 El rendimiento de la red

A partir de todo lo expuesto anteriormente, puede definirse el rendimiento de una red como el cociente entre el volumen de agua registrada y el volumen de agua inyectada, medidos ambos para el mismo período de tiempo:

Aunque es posible determinar el rendimiento para períodos de tiempo más cortos, lo habitual es considerar un año completo.

Lógicamente, el rendimiento fluctúa a lo largo del tiempo, puesto que no se mantiene constante la relación entre volumen registrado y no registrado. Por ejemplo, el rendimiento tiende a disminuir en horas de bajo consumo. Cuando disminuye el consumo (en horas valle) aumenta la presión en la red y, por lo tanto, se incrementan las fugas, salvo que el sistema de regulación del abastecimiento reduzca las presiones en períodos de bajo consumo. Al aumentar las fugas, aumenta el porcentaje de agua no registrada y disminuye el rendimiento.

En el numerador de la expresión anterior puede colocarse el volumen consumido en lugar del volumen registrado. Dicho volumen consumido incluye tanto el registrado como el no registrado pero utilizado de manera “correcta” (abonados sin contador,

volúmenes estimados por imposibilidad de lectura, limpieza de calles y alcantarillado, incendios, riego, mantenimiento, etcétera). Se trata de discernir claramente entre volumen no registrado pero útil, del volumen de agua que verdaderamente se pierde en la red (fugas, conexiones ilegales, etcétera). Evidentemente, el rendimiento así obtenido es un parámetro muy interesante para evaluar la gestión del abastecimiento. El problema estriba en que el volumen consumido (registrado + no registrado pero “útil”) debe ser estimado, lo que hace que el rendimiento así calculado no sea un parámetro totalmente objetivo. Como ya se ha comentado, estos volúmenes deberían medirse (siempre que sea posible) aunque no vayan a facturarse, precisamente para tener un mejor conocimiento de la red.

Otra cuestión a tener en cuenta es la dificultad que existe para realizar todas las lecturas de contador simultáneamente. Para solucionar este problema es recomendable aumentar el período de tiempo, y es por ello que suele considerarse un año completo. Con períodos de tiempo más cortos y con los sistemas de medición que actualmente tienen la mayoría de los abastecimientos, los rendimientos así obtenidos no son muy fiables. Los valores del rendimiento pueden oscilar de forma muy importante entre unos u otros abastecimientos. Desde valores bajísimos (30% o incluso menos) para sistemas con condiciones muy malas hasta valores mucho mejores (80% es un buen rendimiento) para sistemas que se encuentran bien gestionados, bien conservados y con medidores en todos los puntos de consumo. Precisamente, las dotaciones de poblaciones que parecen semejantes pueden ser muy dispares a causa de la diferencia de rendimientos. Si el consumo es el mismo en ambas poblaciones pero el porcentaje de agua que se pierde es muy superior en una de ellas o el parque de contadores es mucho más viejo, el volumen de agua inyectada será también muy superior aunque el agua consumida sea la misma

El rendimiento de la red expresado por η indica la relación entre la cantidad producida en el curso de un año dado y la cantidad facturada (vendida). El rendimiento de la red permite determinar el volumen de agua no facturado (regadío, incendios, pérdidas).

$$\eta = \frac{\text{Volumen facturado (m}^3 \text{ / año)}}{\text{Volumen producido (m}^3 \text{ / año)}} \quad (3.7)$$

4.1.6 Los nudos a carga fija

Son nudos donde la carga es fija o cuya cota piezométrica es conocida. Puede tratarse de un depósito cuyo nivel de agua varía en función del tiempo, de un hidrante contra incendio o de un depósito de aspiración para una bomba cuyo nivel no ha cambiado, para estos nudos el caudal debe ser calculado.

4.1.7 Los depósitos

Los depósitos son nudos con una capacidad de almacenamiento, cuyo volumen de agua puede variar a curso del tiempo. Esta variación es descrita por la curva de volumen, que para un punto de almacenamiento define la relación entre el nivel de agua y el volumen que él contiene. Esta relación tiene en cuenta la forma geométrica del punto de almacenamiento. Características de un depósito son:

- La cota de llenado y de vaciado
- El diámetro del depósito o su curva de volumen
- Los niveles: inicial, mínimo y máximo del agua

4.1.8 Los Embalses

Estos nudos son los puntos de almacenamiento de capacidad infinita, representa fuentes externas de abastecimiento de agua (aspiración con la bomba, lago, río). Los embalses se caracterizan por un nivel de agua fija.

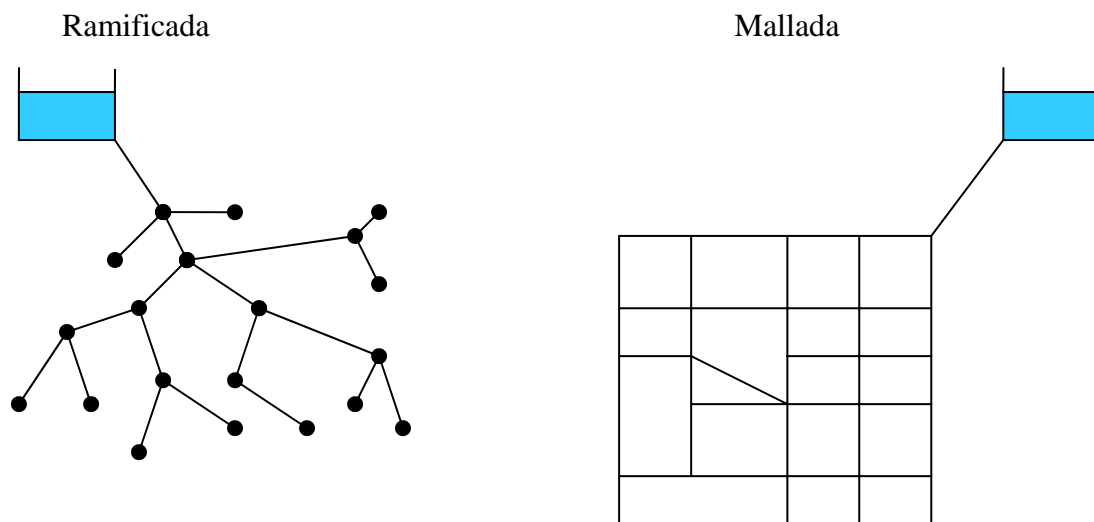


Figura 3. 3. Clasificación de las redes de acuerdo a sus características topológicas

5 Topología de la red RAP

La topología de la red es la representación esquemática de los diferentes nudos de una red y de sus enlaces físicos (tuberías, bombas, válvulas). La disposición de los nudos y de las tuberías depende de la localización de los abonados, presencia de caminos, obstáculos naturales, presencia de otras redes. En término de topología, distinguimos los siguientes tipos de red.

5.1 Las redes ramificadas

Este tipo de red se presenta según una estructura arborescente a partir del nudo de carga fija asegurando la postura bajo presión. Esta configuración es justificada por la dispersión de los abonados. Sin embargo, este tipo de topología reduce la fiabilidad de la red en el caso de una rotura de una tubería, privando en agua a los usuarios bajo del punto de rotura. Generalmente caracteriza las redes de agua en ambiente rural.

5.2 Las redes malladas

Conteniendo un cierto número de tuberías unidas entre si y pudiendo asegurar la distribución del agua, esta configuración caracteriza las redes de agua potable en zonas

urbanas donde existe una concentración de los abonados. La presencia de tuberías unidas entre si mediante trayectos mallados reduce los riesgos de corte en caso de rotura de tuberías, y asegura una redundancia en el suministro del agua, limitando el impacto de una rotura sobre la red de agua. En la realidad ambas configuraciones coexisten en la misma red. En medio rural encontramos habitualmente redes ramificadas, mientras que en ambiente urbano es habitual utilizar redes malladas.

6 La modelización hidráulica en la redes de RAP

La modelización del funcionamiento de la red trata de describir el comportamiento hidráulico de diferentes dispositivos de la red. El interés es reproducir lo que sucede en la realidad en la red, con la ayuda de un modelo matemático-hidráulico. La representación y la precisión del modelo son los principales objetivos del servicio del agua y de los análisis, y el nivel de detalle condiciona los resultados de la modelización. Harrouz (1996) distingue varios tipos de modelos:

6.1 Modelo para el dimensionado de la red

El modelo permite verificar, para una configuración dada de la red, la satisfacción de exigencias de los abonados en término de presión y de gasto. El interés es dimensionar las tuberías y dispositivos hidráulicos. El estado de las tuberías y la demanda son supuestos conocidos. El nivel de detalle es importante, y todas las tuberías están representadas en el modelo.

6.2 Modelo del análisis del funcionamiento hidráulico y diagnóstico

En este caso, el modelo procura describir el funcionamiento de una red existente, por la determinación del estado de las tuberías a través de la medida de la rugosidad de las tuberías y demanda de los abonados. Para una red, de los datos vinculados a la topología de la red, los tipos de tubería, la topología de los consumidores así como las medidas de presión y gastos en unos puntos de la red son supuestos conocidos. Un calado del modelo permite determinar algunos parámetros desconocidos: rugosidad, el consumo con el fin de aproximarse lo más posible al funcionamiento real de la red.

6.3 Modelo para la gestión de la red

En este caso el modelo servirá para describir el comportamiento de las fuentes de aprovisionamiento, zonas de almacenamiento y de las estaciones de aspiración de las bombas. El interés de este tipo de modelo es optimizar la explotación de las fuentes de agua y de minimizar los costes de explotación de la red regulando la aspiración con la bomba y el almacenamiento del agua durante la jornada. Este modelo retiene sólo las tuberías de gran diámetro que sirve para el transporte y para la distribución del agua.

6.4 Precisión del modelo de las RAP

La modelización del funcionamiento de la red debe describir el comportamiento real de la red. De allí la función de la utilización del modelo, un nivel de detalle debe ser definido. El modelo considerará que ciertas tuberías de la red y ciertos abonados serán reunidos sobre nudos con el fin de simplificar el modelo. No existen reglas precisas para la simplificación de red, sino algunas frecuentemente son utilizadas:

- ➔ Supresión de las tuberías de pequeños diámetros o de las pequeñas longitudes
- ➔ Supresión de las tuberías en antena
- ➔ Supresión de los nudos intermediarios aglomeración de varios abonados en el mismo nudo.
- ➔ Concatenación de tuberías del mismo diámetro y el mismo material
- ➔ Distinción entre abonados de naturaleza diferente: doméstico, industrial, otros.

El otro aspecto que hay que tomar en consideración es la definición de las tuberías. El estudio del funcionamiento de la red y el deterioro hidráulico no utilizan la misma definición de la tubería.

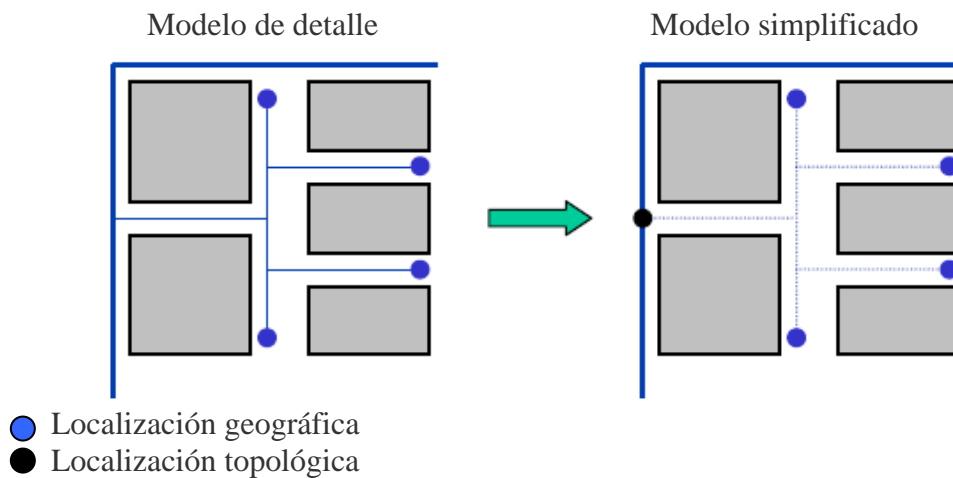


Figura 3. 4. Modelo de una red de detalle y una red simplificada

La Figura 3.4 ilustra la distinción entre la red tal como realmente existe y el modelo hidráulico. Este modelo debe considerar el estudio del deterioro estructural de tuberías, que se articula sobre una definición más detallada de las tuberías que corresponde más a la red real. Debemos encontrar un nivel de descripción de la red que asegure un compromiso entre el estudio del deterioro estructural e hidráulico. Esto necesita la adaptación de datos disponibles y una definición apropiada de las tuberías de la red.

7 Estudio de la fiabilidad hidráulica de las redes de RAP

Los primeros trabajos llevados por Shamir y Howard (1979) o Walski y Pellicia (1982) muestran un interés por el impacto del deterioro estructural sobre los costes de mantenimiento y determinación de un óptimo económico que define un umbral para la renovación de tuberías. Todini (2000) vuelve sobre este enfoque e identifica insuficiencias mediante una aproximación puramente económica. Una red construida y administrada con arreglo a un óptimo económico puede no responder a restricciones técnicas. Se considera asimismo los problemas de dimensionamiento de tuberías o de deficiencia de presión. El autor vuelve sobre la importancia de la topología de la red en la toma de decisiones, comparando la fiabilidad de una red que se presenta en malla y una red ramificada. Sin embargo, la topología de la red no la define el Gerente o el diseñador de la red de agua, sino las restricciones vinculadas a la disposición de los usuarios, caminos, la presencia de obstáculos naturales, la presencia de otras redes: gas, electricidad, etcétera.

Todini (2000) introdujo la noción de resiliencia, que traduce la capacidad de la red para resistir un fallo o una rotura y limita su impacto sobre el funcionamiento de la red. Para el autor, la red debe ser capaz de hacer frente a incidentes cuyo efecto es temporal en el tiempo, pero pudiendo engendrar degradaciones importantes. Aunque la noción de resiliencia no es evocada directamente bajo este nombre, a menudo nos referimos a este concepto. La fiabilidad de la red depende de su capacidad para limitar la incidencia de un evento (fallo, en general) sobre su funcionamiento. Ormsbee y Kessler (1990) definen la redundancia como medida de la fiabilidad. Se definen dos tipos de redundancia: topológica e hidráulica. La redundancia topológica asegura la existencia de un camino de la fuente al nudo de consumo. La redundancia hidráulica asegura la capacidad de un camino redundante que abastece una presión adecuada para las peticiones al nivel de los nudos para condiciones de cargas específicas. Para Xu *et al* (1999) la fiabilidad de la red es medida por su capacidad de asegurar la demanda de los nudos a una presión mínima requerida. La fiabilidad depende de los fallos de los dispositivos hidráulicos (roturas en las tuberías, parada de las bombas, fugas en la red), y la disminución de la capacidad hidráulica de la red debido al deterioro de las tuberías, depósitos sobre las paredes, el aumento de la rugosidad y de la variación de las demandas y su evolución en el tiempo deben de ser tenidas en cuenta en el dimensionamiento de la red y su funcionamiento. Para Walski y Gessler (1999) la fiabilidad de la red depende de la sobrepresión disponible para los nudos de consumo. Identifican una presión requerida a nivel de los nudos $P_{requerida}$ y la presión disponible para los nudos. Definen "Índice Mínimo de exceso de carga"

Indice de carga», I_m tal que para $P_{medida(i)} \geq P_{requerida(i)}$ e $i=1, \dots, n$:

$$I_m = \min ima(P_{medida(i)} - P_{requerida(i)}) \quad (3.8)$$

Los autores evalúan esta sobrepresión sobre el conjunto de los nudos de consumo definiéndola como Índice de exceso de carga total, y se calcula de la siguiente manera:

$$I_t = \sum_{i=1}^n (P_{medida(i)} - P_{requerida(i)}) \quad (3.9)$$

Todini (2000) establece un balance de la energía contenida en la red. Para el autor cuando hay exceso de energía en la red más confiable es la red. La energía contenida en la red En_{red} se expresa como la suma de la energía disipada $En_{disipada}$ debido a las fricciones internas en las tuberías y las pérdidas de carga, así como la energía necesaria para los nudos de consumo $En_{entregada}$

$$En_{red} = En_{disipada} + En_{entregada} \quad (3.10)$$

El autor propone aumentar la energía disponible en la red sobreestimando la energía disipada, para lo cual sugiere el índice de resiliencia que es definido como:

$$Ir = 1 - \frac{En_{disipada}}{En_{disipada}^{max}} \quad (3.11)$$

Dicha ecuación expresa la energía disipada para una presión y una demanda dada en cada nudo de consumo, y corresponde a la energía disipada correspondiente a una presión superior a la presión requerida para satisfacer la misma demanda. Ivaltemir *et al* (2004) proponen medir la fiabilidad de la red con la ayuda de un índice que calcula la adecuación de la presión al nudo de consumo con una presión mínima requerida, el índice $(\psi_{pb}(i,t))$ que se calcula mediante las ecuaciones siguientes:

$$\psi_{pb}(i,t) = \sqrt{\frac{P_{at}(i,t) - P_{min}}{P_{max}(i,t) - P_{min}}} \quad si P_{min}(i,t) \leq P_{at}(i,t) \leq P_{max}(i,t) \quad (3.12)$$

$$\psi_{pb}(i,t) = 0 \quad si P_{at}(i,t) < P_{min}(i,t) \quad si P_{at}(i,t) > P_{max}(i,t) \quad (3.13)$$

Donde P_{min} corresponde a la presión mínima a partir de la cual es posible satisfacer los nudos de consumos, la presión $P_{at}(i,t)$ corresponde a la presión disponible para los nudos de consumo i en el instante t simulada por el modelo y $P_{max}(i,t)$ se refiere a la presión máxima tolerada en el nudo de consumo i en el instante t . Seguidamente se define un índice que calcula la satisfacción de la demanda de los nudos de consumo mediante la ecuación 14:

$$HB_{SD} = \sum_{t=1}^{24} \sum_{i=1}^n \psi_{pb}(i,t) \cdot \frac{Q_{dem}(i,t)}{\sum_{i=1}^n Q_{dem}(i,t)} \quad (3.14)$$

Donde $Q_{dem}(i,t)$ expresa la demanda en el nudo i en el instante t . Bertin (1994) describe la fiabilidad de la red con la ayuda de un índice que expresa el impacto de un fallo sobre la satisfacción de la demanda, a nivel de los nudos de la red:

$$ft_j = \sum_{i=1}^n \frac{v_{ji}}{V_i} \quad (3.15)$$

Donde V_{ji} corresponde al consumo en el nudo i para el fallo de la tubería j , V_i corresponde al consumo al nudo i a la hora punta del día y n el número de nudos en la red.

7.1 Modelos para la fiabilidad hidráulica de las redes de agua potable (RAP)

A continuación se presentan los modelos para la medida de la fiabilidad hidráulica de las redes RAP desarrollados en el marco del proyecto Care-W. Tres modelos hidráulicos de fiabilidad (Hydraulic Reliability Models, HRM) han sido desarrollados, permitiendo medir la importancia hidráulica de cada tubería de la red de agua y el impacto sobre su funcionamiento en caso de que se presente un fallo, esto se realiza con la ayuda de los índices de fiabilidad. Estos modelos son: Failnet-Reliab elaborado por el CEMAGREF (Francia), el Relnet elaborado por Universidad de Tecnología de Brno (la República Checa), y el Aquarel: elaborado por SINTEF (Noruega). Estos modelos han sido sometidos a un test sobre redes de tamaño y complejidad reales.

Para una presión satisfactoria en los nudos de consumo se compara el agua realmente suministrada y la demandada en dichos nudos. En caso de una deficiencia importante en el suministro de la demanda solicitada, la tubería estará considerada como crítica. Sin embargo, el enfoque de cálculo y los instrumentos utilizados son sensiblemente diferentes. El objetivo es evaluar los indicadores importantes expresados a la escala de la red como son:

- ⇒ La importancia hidráulica de la tubería (funcionamiento hidráulico) y como se representa el impacto de un fallo de la tubería sobre el conjunto de la red (o una parte de ella), el tiempo de interrupción del suministro del agua en la red de distribución, así como la reducción de la presión o del consumo.
- ⇒ La vulnerabilidad de los consumidores (a nivel de la tubería, del sector o en la totalidad de la red) los cuales representan un riesgo con la inconformidad de los mismos, inconformidad que puede ser ocasionada por la interrupción del servicio, la inundación, la desviación del tráfico, etc.

7.1.1 Failnet-Reliab (CEMAGREF)

El índice propuesto es el Índice de Criticidad Hidráulica por sus siglas en inglés (“Hydraulic Criticity Index”, HCI) que se apoya en la simulación de fuga con rotura sobre la red y la comparación de los consumos de agua antes y después de la sobrevenida del fallo o rotura. No se consideran roturas simultáneas sobre la red, solo se considera un fallo durante el análisis de la red. El cálculo de este índice se inspira en trabajos realizados por (Bertin, 1994). Dicho cálculo se basa en una estimación del índice de fallo de la tubería considerada y del tiempo de indisponibilidad de la tubería dada por MTTR (Mean Time To Repair). Los consumos son al nivel de los nudos. Para una tubería j , el Índice de criticidad hidráulica es dado por:

$$HCI_j = \sum_{\text{Nudos}_i} (Demanda_i - consumo_i) \text{ índice de rotura}_j \cdot MTTR_j \cdot \frac{\omega_i}{\sum_{\text{Nudos}_i} \omega_i} \quad (3.16)$$

Donde ω_i se refiere al coeficiente respecto a la importancia del nudo i en la red, que a su vez permite identificar a los consumidores importantes en la misma. Los cálculos son efectuados con la ayuda de un algoritmo específico. El instrumento utiliza un modelo hidráulico basado en el software Porteau® (CEMAGREF).

7.1.2 Relnet (Université de Technologie de Brno)

Propone un modelo que permite medir el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada en el funcionamiento de la red, tomando en consideración las presiones y los consumos en los nudos.

El modelo utiliza Epanet2® (Rossman, 2000) para efectuar las simulaciones hidráulicas. Permite calcular el HCI (Índice de Criticidad Hidráulica) que representa para una tubería dada la relación entre el agua que es realmente consumida de la red y el agua demandada, lo cual se calcula con la expresión 3.17.

$$HCI_j = \frac{\sum_{\text{Nudos}_i} (Demanda_i - Consumo_i)}{\sum_{\text{Nudo}_i} Demanda} \quad (3.17)$$

Donde $Demanda_i$ se refiere a la demanda en el nudo i , $Consumo_i$ se refiere al consumo en el nudo i , y $Demanda$ se refiere a la demanda total requerida por los nudos. El cálculo de los consumos en los nudos se basa en la presión de los nudos. Aquí son identificados dos aspectos: primero una presión mínima, a partir de la cual es posible el suministro de agua pero en cantidad proporcional para la demanda solicitada y una presión deseada, a partir de la cual el suministro de agua corresponde a la demanda del nudo. El segundo aspecto es para un nivel de presión inferior a la presión deseada, el consumo es inferior a la demanda de los nudos. La primera etapa consiste en analizar el funcionamiento hidráulico de la red calculando las presiones en los nudos y determinando la demanda total sobre el conjunto de la red. La etapa siguiente es hacer indisponible (cerrándola) la tubería considerada. Para lo cual es efectuado una nueva simulación hidráulica permitiendo medir la presión en los nudos.

El consumo en el nudo dependerá de la comparación de los niveles de las presiones antes y después de la indisponibilidad de la tubería. El consumo a un nudo dado será cero si la presión a este nudo es inferior a la presión mínima inicialmente definida. Para una presión comprendida entre la presión mínima y la presión deseada, el consumo será proporcional a la demanda del nudo y a la presión antes y después de la indisponibilidad de la tubería como se expresa en la siguiente ecuación:

$$Consumo_i = Demanda \frac{\sqrt{\text{presión después}_i}}{\sqrt{\text{presión antes}_i}} \quad (3.18)$$

Para una presión en el nudo superior a la presión demandada, entonces el consumo en el nudo será igual a la demanda en el nudo.

7.1.3 Aquarel (SINTEF)

El modelo desarrollado por el SINTEF utiliza el mismo enfoque basado en la simulación de fallo y la medida de impacto sobre el funcionamiento de la red. Aquarel considera el impacto de fallo en el nivel de los depósitos en la red. Puede considerar hasta 2 fallos simultáneos sobre la red. El modelo analiza el deterioro estructural de la tubería a través de un índice de fuga con rotura o una probabilidad de fuga con rotura y el tiempo de indisponibilidad de la tubería. El modelo utiliza a Epanet ® para la simulación hidráulica. No existe una descripción precisa de las aproximaciones utilizadas en el cálculo.

8 Toma en consideración por el efecto en la red y medida de la importancia de una tubería

La red de abastecimiento de agua potable es una red conexas cuya fiabilidad depende del estado de las tuberías y de la misma configuración de la red. Se utilizan dos índices para simular la incidencia de una rotura en la tubería sobre la red distribución. Una rotura es simulada por el cierre de la tubería, es decir se aplica el “estado” cerrado en la tubería. Entendemos que lo adecuado es simular la rotura de la tubería a través de un emisor que descarga a la atmosfera, pero consideramos que determinar el valor del coeficiente de dicha emisor es sumamente complicado y agregaría un porcentaje de incertidumbre mayor a la simulación. Una vez que se realiza lo anterior, se mide el impacto desde un punto de vista hidráulico, considerando la posición topológica que guarda la tubería en la red en general, la naturaleza y el número de los abonados que pueden llegar a ser afectados en un tiempo dado. Todos los cálculos hidráulicos son efectuados con la ayuda de Epanet2 ®.

El impacto del fallo depende de la presión en los nudos de consumo, de modo que en el caso de un fallo, aparecerá una nueva distribución de las presiones en los nudos de consumo, lo que provocará una disminución de la presión en ciertos nudos y un aumento en otros. En función de la variación del nivel de presión, la demanda en los nudos de consumo cambia indudablemente. Desde un punto de vista teórico, la medida del cambio de la demanda en los nudos de consumo es citado en Wagner *et al* (1988) e Ivaltimir *et al* (2004).

La medida de la importancia se obtiene comparando las medidas obtenidas antes y después de la supresión de la tubería. En el estado inicial, cada nudo de consumo que reagrupa un número de abonados dados es caracterizado por una presión (P_{Init}) y una demanda (Q_{Init}). Para cada tubería dada, son medidos los nuevos niveles de presión (P_{Nuev}), en base a la demanda de los nudos de consumo (Q_{Nuev}), consumo obtenido una vez que es realizada la simulación del fallo de la tubería.

Para cada tubería “cortada”, se realiza una simulación hidráulica del funcionamiento de la red, esto se efectúa para cada una de las tuberías que constituyen la red con el fin de calcular el índice de criticidad de la tubería.

Es utilizada de manera análoga los trabajos de Wagner *et al* (1988) que establecen una relación entre la cantidad de agua suministrada y la presión a un nudo de consumo. Se distinguen tres casos para los valores de la presión determinada por dos umbrales de presión, una presión inferior (P_{inf}) y una presión superior (P_{sup}): El primer término es referente a los nudos donde la presión está por debajo de la presión inferior requerida, en este caso, el suministro del agua no puede ser asegurado y por tanto la demanda en el nudo es nula.

$$Q_{Nuev} = 0 \quad (3.19)$$

El segundo caso se refiere a los nudos donde la presión (P_{Nuev}) está comprendida entre la presión inferior y la presión superior. En este caso el suministro del agua está parcialmente asegurado, por lo tanto la demanda en los nudos de consumo (Q_{Nuev}) es dada por la ecuación 3.20., que se muestra a continuación.

$$Q_{nuev} = Q_{inic} \cdot \sqrt{\frac{P_{Nuev} - P_{inf}}{P_{Sup} - P_{inf}}} \quad (3.20)$$

El tercer caso se refiere a los nudos cuya presión sobrepasa la presión superior (P_{sup}) asegurando así un suministro normal del agua hacia los nudos de consumo en este caso la demanda es dada por:

$$Q_{Nuev} = Q_{Init} \quad (3.21)$$

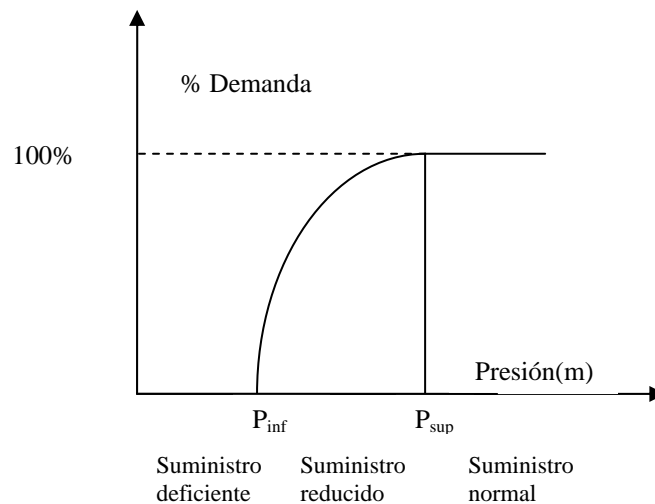


Figura 3. 5. Nivel de suministro en función de la presión (Adaptado de Wagner *et al*, 1988)

8.1 Índices hidráulicos de fiabilidad

Considerando los índices que aparecen en la literatura, se proponen dos índices que permiten medir el papel que juega una tubería dada en el suministro del agua.

8.2 Índice de criticidad hidráulica.

Este índice permite comparar la cantidad de agua suministrada en conjunto de la red antes y después de la indisponibilidad de una tubería dada. Con el fin de calcular el índice de criticidad hidráulica (ICH) de una tubería j , es necesario calcular las presiones y los niveles de todos los nudos de consumo con arreglo a los casos mencionados. La ecuación siguiente define la expresión de cálculo del ICH para una red de n nudos:

$$ICH_j = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{Init} - Q_{Nuev})}{\sum_{i=1}^n Q_{Init}} \quad \text{donde } ICH \in [0,1] \quad (3.22)$$

Donde (Q_{Init}) es la demanda inicial, es decir, antes de la simulación de la indisponibilidad de la tubería como ya lo mencionamos esto se realiza poniendo el estado de “cerrado” en la tubería al momento de la simulación cierre, con arreglo a la demanda de los nudos de consumo (Q_{Nuev}) .

La figura 3.6 presenta el diagrama de cálculo de los índices de fiabilidad para la red dada. El índice ICH obtenido para el conjunto de las tuberías de la red, traduce la cantidad de agua no suministrada en la indisponibilidad de una tubería dada.

8.3 Índice de deficiencia a los nudos

Este índice calcula el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada en el suministro del agua hacia los abonados. Asimismo, permite cuantificar el conjunto de los nudos de consumo donde el suministro no cumple con los requerimientos solicitados o no cumple con la demanda requerida (Wagner *et al*, 1988). Suponemos que por debajo de una cierta presión inferior (P_{Inf}) el suministro del agua no esta satisfecho o no cumple con la demanda requerida.

Para cada tubería “cortada”, la simulación del cierre de la tubería se realiza aplicando el “estado” de cerrado en la tubería, y entendemos, como se ha mencionado anteriormente que lo idóneo es simular la rotura de la tubería a través de un emisor que descarga a la atmosfera, pero consideramos que determinar el valor del coeficiente de dicha emisor es sumamente complicado y agregaría un porcentaje de incertidumbre mayor a la simulación. Con la ayuda de Epanet2[®] se realiza la simulación para determinar la presión de los nudos, seguidamente se realiza una comparación con la presión P_{Inf} . Si la presión obtenida en cada nudo de consumo con la simulación realizada, es inferior a la presión inferior P_{inf} , entonces el nudo considerado será afectado mientras la tubería se encuentre indispueta. Este procedimiento permite identificar el conjunto de los nudos afectados por tal indisponibilidad de la tubería. Una vez identificados estos nudos, para cada tubería “cortada” (con la simulación) se calcula el resultado entre el número de nudos no comunicados o afectados y el número de nudos total que conforman la red. El procedimiento de cálculo es descrito por la siguiente expresión.

$$IDN_j = \frac{\text{Numero de nodos no comunicados}}{\text{Numero total de nodos}} \quad (3.23)$$

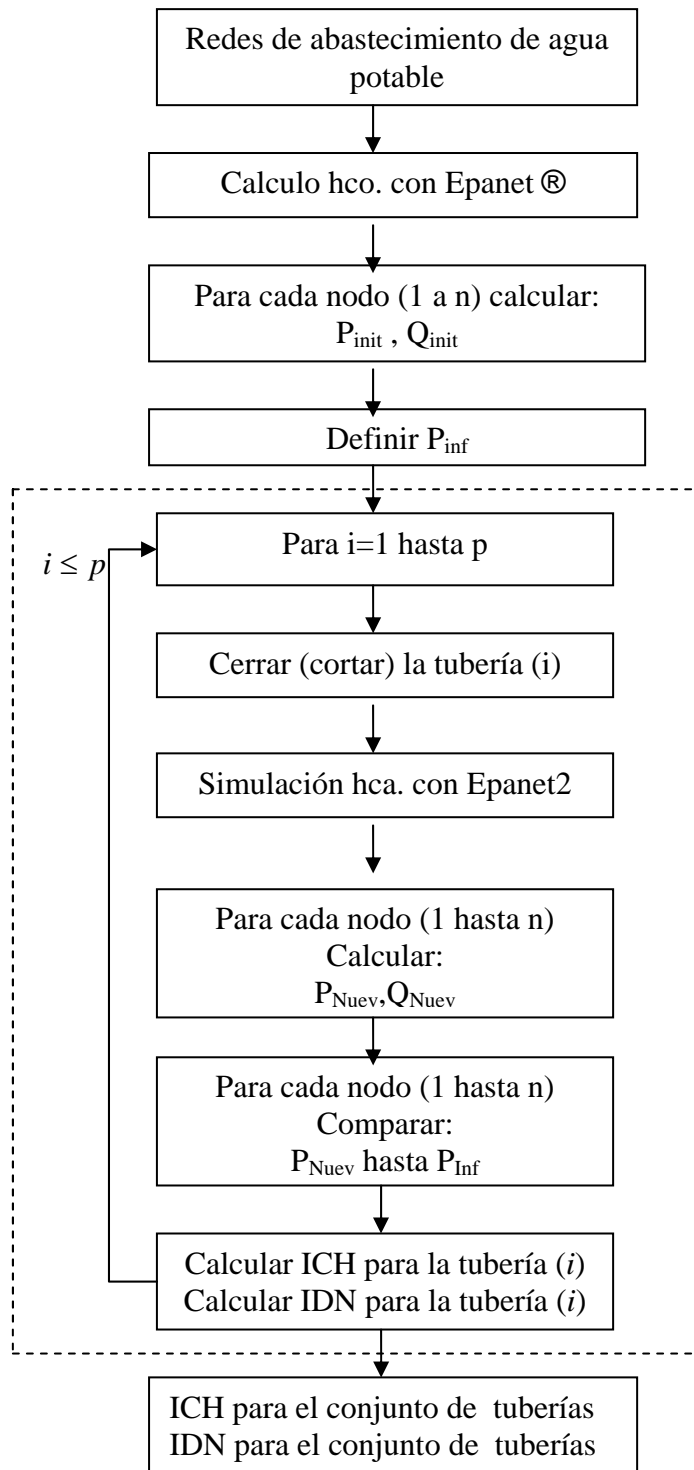


Figura 3. 6. Calculo del índice de fiabilidad hidráulica

9 Conclusiones

Definimos en el curso de este capítulo un conjunto de nociones que permiten comprender el funcionamiento de la red, funcionamiento que es descrito con la ayuda de un modelo hidráulico. El modelo hidráulico debe tener en cuenta un conjunto de parámetros y criterios para traducir escrupulosamente las características y el funcionamiento de la red tal como existe en realidad. Es indispensable encontrar un nivel de detalle adecuado en el que permite estudiar el deterioro estructural e hidráulico de la red.

Introducimos la noción de fiabilidad hidráulica, que traduce la capacidad de la red en la que hay que paliar una deficiencia de presión debido a la ocurrencia de un fallo o al deterioro estructural. El análisis de la literatura muestra que la fiabilidad hidráulica depende no sólo de niveles de presión, sino que también de las características de las tuberías (rugosidad, diámetro, etc.), de la topología de la red y la satisfacción de los abonados. Estos criterios determinan el funcionamiento de la red y deben ser tomados en consideración en la toma de decisiones en materia de renovación.

Explicamos los modelos y los índices identificados en la literatura para la medida de la fiabilidad hidráulica. Esto permitió definir una aproximación más flexible para la medida de índices de fiabilidad adaptados. Los índices propuestos permiten identificar las tuberías que desempeñan un papel importante en el suministro de los abonados. Estas tuberías necesitan entonces una atención particular de trabajos de renovación, ellas serán prioritarias con relación a otras tuberías.

CAPITULO **4**

**Factores de Influencia y los Modelos de
Ayuda a la Decisión**





1 Factores de influencia en los fallos de las tuberías

Las causas de los fallos de tuberías han sido identificadas por varios autores (Morris, 1967; Shamir y Howard, 1979; Kelly y O'Day, 1982; Goulter y Kazemi, 1988). Han sido identificados y detallados una gran variedad de factores de influencia que causan o provocan los fallos en las tuberías. Morris (1967) sugirió una serie de posibles causas principales en la roturas de las tuberías en los sistemas de distribución de agua, pero subrayó que "*la causa de las roturas en las redes de distribución de agua no siempre puede determinarse*".

Abordaremos de una manera general las diversas causas con un enfoque práctico. Mosevoll (1994) realiza una detallada descripción de las causas de los fallos de las tuberías para los materiales más comunes utilizados en el abastecimiento de agua. En la literatura, la atención se centra principalmente en las deficiencias en las tuberías de fundición gris y tuberías de fundición dúctil, ya que estos materiales han sido utilizados en el pasado con una mayor frecuencia. Existe, sin embargo, una tendencia creciente en el uso de materiales plásticos (PVC y PE) y en el futuro cabe esperar una mayor ocurrencia de fallos en estas tuberías debido al envejecimiento.

Las variables más importantes que describen el deterioro estructural de las conducciones, y por ende, de las redes de abastecimiento de agua, pueden agruparse en cuatro categorías.

- ⇒ Variables estructurales o físicas,
- ⇒ Variables ambientales o externas
- ⇒ Variables hidráulicas o internas
- ⇒ Variables de mantenimiento (Rostum *et al.*, 1997).

En la revisión de la literatura se ha encontrado una serie de clasificaciones y agrupaciones de los criterios o factores de influencia que provocan los fallos en las tuberías. Aquí se muestran dos de las clasificaciones que se consideran más generales y a la vez, más completas, a saber: la clasificación realizada por Rostum (2000) y la clasificación realizada por Stone *et al.* (2002) para EPA.

En la siguiente tabla 4.1 se muestran los factores de influencia en el deterioro estructural en las redes de distribución de agua (adaptada de Rostum, 2000). Cabe mencionar el trabajo realizado por Parra, J. *et al.*, (2006) del cual se toman algunas consideraciones para este trabajo.

Variables estructurales	Variables medioambientales /externas	Variables internas	Variables de mantenimiento
Localización de la tubería	Tipo de suelo	Velocidad del agua	Fecha del fallo
Diámetro	Carga del suelo	Presión del agua	Fecha de reparación
longitud	Nivel freático	Calidad del agua	Localización del fallo
Año de construcción del material	Condiciones de la cama o plantilla	Fenómenos transitorios	Tipo de fallo
Método de unión	Índice de fugas	Corrosión interna	Historial de fallos previos
Protección interna	Temperatura		
Protección externa	Corrosión externa		
Clase de la presión	Otras redes		
Espesor de las paredes			
Profundidad de la tubería			

Tabla 4.1. Factores de influencia en el índice de fallos de roturas (adaptado de Rostum 2000).

En la clasificación realizada por Stone *et al.* (2002) se considera la edad de la tubería, temperatura en la misma, la temperatura del suelo y el contenido de humedad, y los defectos de la tubería observada son ejemplos de aleatoriedad, los factores dependientes del tiempo que pueden influir en el índice de roturas de tuberías enterradas en adición pueden ser clasificadas como dependientes de la presión o estadísticas¹ y puede ser clasificadas como se muestra en la tabla 4.2.

Como se ha mencionado existen un numero considerable de trabajos sobre la forma de abordar y clasificar los factores que influyen en el índice de rotura de las tuberías de las redes de distribución de agua potable, mencionamos algunos de los trabajos de estas clasificaciones, así como la estructuración de algunos modelos para determinar la valoración de los factores de influencia en el índice de roturas en las tuberías, tales como:

¹ Kleiner y Rajani. Consideración de los factores dependientes del tiempo en la predicción estadística en las roturas de sistemas de agua. Ottawa, Ontario, Canada: Institute for Research in Construction, National Research Council Canada, American Water Works Association Research Foundation (AWWARF), Baltimore, MD. 2000.

Categorización de los factores de influencia en el índice de fallos de roturas	Factores
Factores de la sección de las tuberías	Material de las tuberías
	Diámetro de las tuberías
	Tipo de unión
	Edad de la tubería
	Profundidad de instalación de la tubería
	Condición de la tubería (espesor de las paredes, defectos, etc.)
Factores de operación y mantenimiento	Presión de operación
	Naturaleza de la operación y mantenimiento (inspección por TV., limpieza de tuberías, protección catódica, etc.)
	Naturaleza y dato del ultimo fallo (tipo causa, severidad)
	Naturaleza y datos de las ultimas reparaciones (tipo, longitud)
	Calidad del agua
	Métodos de construcción (tipo de relleno)
Factores medioambientales y del clima	Tipo de suelo
	Temperatura del suelo o profundidad de congelación
	Lluvia
	Contenido de humedad del suelo
	temperatura
	Trafico y cargas

Tabla 4.2. Factores de influencia en el índice de fallos de roturas (adaptado de Stone *et al.*, para EPA 2002)

En el modelo desarrollado por Stephens (Earth Tech) y Jackson (OWASA) en 2003 para Orange Water and Sewer Authority (OWASA), North Carolina (EEUU) se presenta la clasificación de los factores de influencia para desarrollar el modelo, tal y como muestra la tabla 4.3:

Condiciones específicas	Diámetro Material Edad Longitud
Condiciones físicas	Corrosión interna Corrosión externa Rugosidad
Historial de las reparaciones	Localización y datos de roturas y fugas Tipo de reparación
Calidad del agua trasegada	Localización Tipo (color, olor) Fecha del reporte
Características del sistema de distribución	Presión estática Presión dinámica Flujo en bocas contra incendios Velocidad teórica Perdidas de carga teóricas
Condiciones del suelo	pH Resistividad Sulfatos Cloruros
Planes en nuevas construcciones	Proyectos de telefonía, gas, electricidad, etcétera. Construcción de nuevos viales Construcciones de autovías Reasfaltado de avenidas

Tabla 4.3. Clasificación de factores tomada de Stephens y Jackson (2003).

Para su evaluación, los factores previamente descritos se agrupan dentro de criterios para elaborar un modelo basado en el nivel de servicio, siendo los criterios incluidos los siguientes:

- Edad
- Roturas y fugas
- Calidad del agua
- Importancia de las tuberías en la red
- Funcionamiento hidráulico
- Corrosión
- Material
- Presión
- Impacto de los fallos sobre abonados críticos

Una vez que se ha realizado la agrupación de los factores en los criterios, se asigna un factor de peso en un rango de 1 a 5, siendo el número 5 el valor mayor. Los factores de peso de cada criterio quedan a la consideración de la dirección y los técnicos de OWASA, por lo que pueden modificarse según las necesidades del momento a la hora de tomar las decisiones. Esta es, en síntesis, la descripción del modelo planteado.

Otro interesante trabajo es el realizado por Leng y Pratti (2002) para Seattle Public Utilities. En este caso, el trabajo se centra en la estructuración de un modelo en tres módulos, a saber: modelo de deterioro, modelo de vulnerabilidad y modelo de criticidad. Cada uno de estos modelos toma en consideración los factores descritos en la siguiente tabla.

Modelos de deterioro	Modelos de vulnerabilidad	Modelos de criticidad
Longitud de la tubería	Corrosividad del suelo	Si la conexión esta conectada con:
Diámetro	Corrosión de la protección	Hospitales
Presión estadística de la tubería	Material de la tubería	Instalaciones médicas
Material	Edad de la tubería	Escuelas
Edad	Tipo de cama en la zanja	Centros comunitarios
		Usuarios de consumos considerables

Tabla 4.4. Factores de influencia considerados en cada uno de los modelos (Leng y Pratti, 2002)

Los tres modelos están asociados a sistemas de información geográfica y en el análisis de la relación espacial entre las tuberías.

El modelo de deterioro se deriva de un análisis estadístico del historial de fugas en las tuberías y de cómo se correlacionan estos eventos con los parámetros asociados a cada tubería, como por ejemplo, la longitud de la tubería, edad, diámetro, la presión de servicio, material, etcétera. Como resultado del análisis estadístico se calcula la probabilidad de fallo en las tuberías.

Los modelos de vulnerabilidad y criticidad están basados en una serie de parámetros que pueden ser seleccionados y clasificados para evaluar subjetivamente la criticidad o vulnerabilidad de las tuberías, a través de factores de peso. Estos dos modelos proporcionarán la respuesta a preguntas como "¿Cuáles son las tuberías que necesitan ser rehabilitadas o sustituidas o que afectación tendrá la red en el caso de que se produzca una rotura?".

Los parámetros de vulnerabilidad incluyen la corrosividad del suelo, protección contra la corrosión, material de tubería, la edad de la tubería, etcétera.

La aplicación puede ser utilizada para clasificar las tuberías que deben de mejorar su funcionamiento o dar prioridad a las tuberías que requieren de protección contra la corrosión, o tuberías cuya rehabilitación puede mejorar la fiabilidad del servicio. Esta

flexibilidad se logra al permitir a los usuarios crear "sesiones" que se adaptan a un determinado punto de interés. Con cada nuevo período de sesiones, el usuario será capaz de seleccionar los modelos a utilizar para evaluar las tuberías y dentro de cada modelo, el usuario puede seleccionar los parámetros que desea utilizar. Todas las contribuciones recibidas y la información generada dentro de un "período de sesiones" creada por un usuario, está a disposición de otros usuarios que requieren revisar los resultados. Este modelo está basado en análisis estadístico de la historia de las tuberías y su correlación con los parámetros asociados con las roturas parámetros.

1.1 Indicadores estructurales

Estos indicadores están íntimamente ligados con el resultado de las condiciones físicas y estructurales (Stephens *et al.*, 2003) y son una importante entrada de datos en los modelos de deterioro, aunque desafortunadamente, en ocasiones, no es posible utilizarlos debido a la carencia de información respecto a las condiciones físicas de las tuberías o en el entorno de las mismas.

1.1.1 La edad y el periodo de instalación

Las tuberías instaladas en diferentes periodos muestran distintas características en lo referente a los fallos. Dichas características son más dependientes de la práctica de la construcción o proceso de instalación para cada periodo, que del tiempo pasado desde su instalación (edad de la tubería). Las tuberías instaladas en determinados períodos presentan una mayor tasa de rotura que en otros (Andreou *et al.*, 1987b; Mosevoll, 1994). En algunos casos, las tuberías de mayor edad son más resistentes al fallo que las tuberías de menor edad. Para las tuberías de fundición gris esto puede explicarse por la reducción del espesor de las paredes conseguida con los nuevos métodos de fundición. El papel y la importancia del relleno de la zanja en el tiempo de vida de la tubería no fue considerada hasta la década de 1930.

Las técnicas de unión o junteo de las tuberías han mejorado a lo largo de los años, permitiendo cada vez mayores deflexiones. En el período de desarrollo posterior a la II Guerra Mundial, el auge de la construcción de viviendas en la década de los 50 y los 60, dio paso a una desatención de la calidad constructiva frente a la cantidad. En lo referente a las construcciones de sistemas de tuberías, esta época se caracterizó por las malas prácticas en la aplicación del lecho o cama de la tubería en la zanja, así como en una deficiente calidad de la mano de obra (Mosevoll, 1994; Sundahl, 1997). Andreou *et al.* (1987b) reportan una tendencia de un mejor funcionamiento de las tuberías que fallaron en los primeros periodos de vida que las tuberías que han fallado en períodos posteriores a los primeros periodos de vida.

Wengström (1993a) afirmó que los registros de fallos en las tuberías no ponen de manifiesto la dependencia de la edad con los fallos, concluyendo que las estrategias de reparación podrían ocultar la relación entre la edad y la tasa de fallos. Por ejemplo, algunas tuberías siguen en servicio después de más de cuatro reparaciones aproximadamente. Goulter y Kazemi (1988) también concluyen que la edad no debe ser el único parámetro utilizado para evaluar la condición de tuberías.

La mayor parte de modelos de rehabilitación están centrados en el envejecimiento de las tuberías, de modo que a mayor edad se presupone que necesitarán más mantenimiento y un mayor número de reparaciones. Por este motivo, muchos planes de rehabilitación están basados u orientados únicamente por la edad de las tuberías. Diversas investigaciones realizadas en Estados Unidos y en Europa demuestran que la edad de la tubería es un factor significativo pero no exclusivo en la tasa de fallos de las tuberías. Otros factores tales como las condiciones ambientales, el diámetro y la localización de las tuberías contribuyen notablemente en la ocurrencia de fallos.

Además de lo anterior, existen diversos estudios previos (O'Day *et al.*, 1982; Ciottoni, 1983) que indican, en contra de lo esperado, una baja correlación entre la incidencia de fallos en las tuberías y su edad. En Boxall *et al* (2001) se sugiere que la edad de la tubería es un indicador endeble, si se considera de forma exclusiva, de la necesidad para el reemplazo o rehabilitación de la tubería. Herbert (1994) valoró la utilidad de la edad como una medida indicativa de la necesidad de rehabilitación, pero concluyó que, para poder realizar una evaluación precisa, este factor debe ser utilizado en combinación con el conocimiento de la condición actual de la red y sus puntos débiles. También es habitual encontrar tuberías que han cumplido sobradamente su ciclo de vida útil y sin embargo, siguen proporcionando un servicio satisfactorio.

Otros estudios muestran que la edad de las tuberías puede ser por sí sola un indicador adecuado de la probabilidad de fallos, como por ejemplo, Kettler y Goulter (1985) encuentran una fuerte correlación entre la edad y la tasa de fallo en las tuberías de amianto-cemento; Pascal y Revol (1994) también concluyen en un estudio sobre las tuberías de fundición que la tasa de roturas se incrementa con la edad de las tuberías.

1.1.2 Número de roturas previas

El historial de fallos de una tubería es un factor importante para la predicción de fallos futuros (Walski y Pelliccia, 1982). Por ejemplo, Andreou (1986) estudió las roturas en las tuberías de una red de distribución mediante un modelo de riesgos proporcionales y encontró que, tras cada rotura, la tasa de fallos de una tubería se incrementa, hasta la tercera rotura, tras la cual, la tasa de fallos permanece constante, aunque con un valor ya muy elevado. El número previo de roturas previo se considera un factor significativo en la función de riesgo de de rotura en las tuberías. Eisenbeis (1994) observo un patrón similar.

Goulter y Kanzemi (1988) observaron la agrupación temporal y espacial de las roturas de redes de distribución de agua, indicando que un incremento previo en las roturas aumenta la probabilidad de futuras roturas en las proximidades de las roturas. Aproximadamente el 60% de todas las roturas subsecuentes ocurren dentro de los tres meses de las roturas previas. Ello sugiere que las subsecuentes roturas son causadas por los daños durante la operación de las reparaciones.

Varios factores que no están relacionados con actividades en la reparación de roturas también son responsables de la agrupación de las roturas en la red. Las tuberías que se encuentran en la misma localización geográfica o espacial frecuentemente tienen la misma edad y los mismos materiales, se instalaron con el mismo método de unión.

También es probable que fueran expuestas a las mismas condiciones de corrosión interna y externa.

Las condiciones iniciales estructurales de las tuberías pueden ser representadas por el número previo de roturas. Muchas investigaciones (Eisenbeis, 1994; Gustafson y Clancy, 1999) han mostrado que el patrón de roturas depende del número previo de roturas que la tubería ha experimentado. Investigaciones como la realizada por (Clark *et al.*, 1999) mostraron que generalmente, que cada vez que una tubería es reparada, el tiempo de la próxima reparación es cada vez mas corto, adicionalmente Ellos encontraron que después del primer fallo, el numero de eventos de fallos se incrementa exponencialmente con el tiempo usando análisis de regresión, similarmente en un estudio enfocado a tuberías de diámetros grandes mayores de 200 mm de diámetro, Andreou y Marks (1986) encuentran que el tiempo de la próxima rotura decrece después de cada rotura ocurrida. El resultado de estos análisis mostró que el índice de deterioro fue mayor para tuberías en condiciones iniciales malas.

1.1.3 Corrosión

La corrosión es una de las principales razones para el reemplazo de las tuberías (Raestad, 1995). La corrosión interna y externa causa degradación en las tuberías que son de material de fundición gris, hierro dúctil y acero (Mosevoll, 1994). La corrosión interna depende del agua trasegada (por ejemplo, el pH, alcalinidad, bacterias, contenido de oxígeno, etc.) y la corrosión externa depende del entorno que rodea a la tubería (por ejemplo las características del suelo, humedad del suelo, aireación del mismo, etc.). Kaara (1984) argumentó que la corrosión externa es un factor importante para incorporar en los modelos de predicción el cual se debe de considerar por su intensidad, a diferencia de la corrosión interna, la cual variará dependiendo de las condiciones de la tubería y del suelo.

1.1.4 Diámetro

Parece que hay un acuerdo total en la literatura que el mayor número de fallos se encuentran en las tuberías con diámetros pequeños (Andreou, 1986; Eisenbeis, 1994). Tuberías con diámetros inferiores o iguales a 200 mm en particular tienen gran número de fallos. La frecuencia elevada de fallos en las tuberías de diámetros pequeños se explica por la disminución de la resistencia de las tuberías, la reducción de espesor de la pared, diferentes normas de construcción para la unión de tuberías pequeñas las cuales las hacen menos fiables (Wengström, 1993b). Otra razón podría ser la baja velocidad en tuberías más pequeñas resultando asentamientos de materiales en suspensión del agua, creando un buen entorno para el crecimiento bacteriano.

1.1.5 Longitud de la tubería

La longitud de la tubería difiere de una tubería a otra tubería dentro de una red de distribución. Para tuberías largas (por ejemplo mayores de 1000 m) las condiciones externas como las condiciones del suelo y el tráfico puede variar a lo largo de la tubería. Rostum *et al.* (1997) recomendó longitudes de tubo en el orden de 100 metros con el fin de evitar condiciones diferentes para el mismo tubo. Andreou (1986) consideró que la función de riesgo es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la longitud. Similares resultados fueron obtenidos por Eisenbeis (1994), Lei (1997) y Eisenbeis *et al.* (1999).

1.1.6 Material de la tubería

La mayoría de los sistemas de agua consta principalmente de tuberías de hierro fundido (es decir, hierro colado gris y tuberías de hierro dúctil) y existen largo registros de fallos para estas tuberías. Muchos investigadores se han centrado en las tuberías de fundición gris (Andreou, 1986; Goulter y Kanzemi, 1988; Eisenbeis, 1994; UtilNets, 1997). En tiempos más recientes, los nuevos materiales como el PVC y PE se han introducido a gran escala en las redes de abastecimiento de agua. El material de estas tuberías tienen características muy diferentes, y los diferentes materiales deben analizarse por separado (Mosevoll, 1994). El análisis estadístico de las tuberías de PVC y PE es el centro de estudios recientes (Eisenbeis *et al.*, 1999). En un estudio Sueco (Sundahl, 1996) el índice de rotura más alto se observó en las tuberías de fundición gris y tuberías de PVC.

1.2 Variaciones temporales

Un patrón estacional con mayor número de fallos que ocurren durante el invierno es común para muchas redes de distribución de agua (Eisenbeis, 1994; Saegrov *et al.*, 1999). Andreou (1986) encontró que las tuberías de diámetro más pequeño (menos de 200 mm) tienen mayores tasas de rotura en el invierno. Sundahl (1996) analizaron cinco redes de abastecimiento de agua en Suecia. El número de roturas fue correlacionado con la temperatura del aire, pero no se encontró correlación a la precipitación y el grosor o altura de la nieve. En Trondheim, la mayoría de los fallos se presentan en la temporada de verano, a pesar de la carga de helada esperada en tiempo de invierno debido al clima frío (Rostum, 1997).

Esto se explica debido a un intenso programa de control de fugas que se llevó a cabo en la temporada de verano, detectando un gran número de incidencias de corrosión externa en tuberías de hierro dúctil desprotegidas. Wengström (1993b) analizó un sistema Sueco de redes de abastecimiento de agua y observó un alto índice de rotura en las tuberías de hierro dúctil durante el verano, pero un alto índice de roturas durante el invierno para tuberías de hierro colado gris. El autor llegó a la conclusión de que esto podría acabar modificando las tasas de rotura estacionales, a medida que más tuberías de hierro dúctil son utilizadas.

Saegrov *et al.* (1999) observó un máximo índice de roturas tanto en invierno como en verano en el Reino Unido. El máximo índice de verano se atribuyó al secado o deshidratación y posterior contracción de los suelos de arcilla, mientras que en el registro máximo de invierno puede haber sido debido a las heladas de carga o a los efectos de contracción térmica. Además, la tasa anual de rotura a lo largo de un período de diez años se consideró relacionada con la media anual de temperatura durante el día y en relación inversa al total de precipitaciones anuales.

Efectos climáticos pueden ser utilizados en una etapa preliminar a fin de determinar las causas de los fallos en las tuberías. Sin embargo, para la predicción de fallos futuros no es fácil incluir los efectos climáticos como covariable desde en el tiempo, puesto que la evolución de estos factores es desconocida. Sundahl (1996) en su tesis trató de modelar las variaciones estacionales en las fugas utilizando una curva senoidal. Desde el punto de vista del administrador, la existencia de variaciones estacionales en los fallos de las tuberías podría ser útil para la planificación/ organización diaria de la gestión de la redes de distribución de agua. Sin embargo, al calcular las necesidades futuras para la

rehabilitación y la priorización entre las tuberías es menos útil conocer la fecha exacta del fallo.

1.2.1 Condiciones del suelo

Las condiciones del suelo afectan a los índices de corrosión externa, y desempeñan un papel importante en la degradación de la tubería. Clark *et al.* (1982) utilizan la presencia de ambientes corrosivos del suelo en sus análisis de fallos en las tuberías, pero encontró una baja correlación entre la longitud de la tubería instalada en ambientes corrosivos y las roturas. Malandain *et al.* (1998) utilizan sistemas de información geográfica, relacionando las condiciones del suelo con el índice de rotura en la red de distribución de agua en la ciudad de Lyon, Francia. Eisenbeis (1994) utiliza la condición del terreno, (definida como la presencia o ausencia de corrosión en del suelo) como una variable explicativa en el análisis de fallos de tuberías.

1.2.2 Proximidad en las excavaciones

Las excavaciones en las proximidades de tuberías afectan las condiciones de la cama, resultando en el fallo de las tuberías. La investigación en el Reino Unido (CMR, 1998) muestra que los trabajos en los servicios adyacentes (por ejemplo, gas, electricidad, etc.) puede causar el fallo de las tuberías.

1.2.3 Presión

La presión estática del agua y los aumentos repentinos de presión en un sistema de distribución puede afectar al fallo de las tuberías. Los aumentos repentinos de presión pueden ocurrir cuando las válvulas se abren y se cierran durante las operaciones en la red de distribución de agua. Estos aumentos repentinos pueden ser uno de los factores de fallo en agrupaciones de tuberías, dependiendo de las válvulas que están cerradas y abiertas durante las actividades de reparación. Andreou (1986) encontró la presión estática como significativa cuando se realizan la modelación de fallos, pero la importancia de la variable se consideró baja. Clark *et al.* (1982) utiliza tanto la presión absoluta y la presión diferencial (aumento) en el tiempo de modelado al primer fallo.

1.2.4 Uso del suelo

El uso del suelo (por ejemplo, áreas de tráfico, zonas residenciales y áreas comerciales) se utiliza como un sustituto de cargas externas en las tuberías. Eisenbeis (1994, 1997) utiliza el uso del suelo sobre la tubería (es decir, sin tráfico vs tráfico pesado), como una variable en los modelos de fallos.

1.3 Fiabilidad de las redes de distribución de agua

Las redes de distribución de agua son tradicionalmente diseñadas para ser completamente fiables. Sin embargo, la creciente escasez de fondos públicos para la construcción y el mantenimiento y la avanzada edad de muchos sistemas de abastecimiento de agua hacen que los gestores de los sistemas de abastecimiento se centren en el análisis de fiabilidad de dichos sistemas. La fiabilidad de un sistema, de acuerdo con la norma ISO 8402 (Hoyland y Rausand, 1994) se define como la

capacidad del sistema para realizar una función requerida, bajo condiciones operativas, medio ambientales y para un estado de período de tiempo dado.

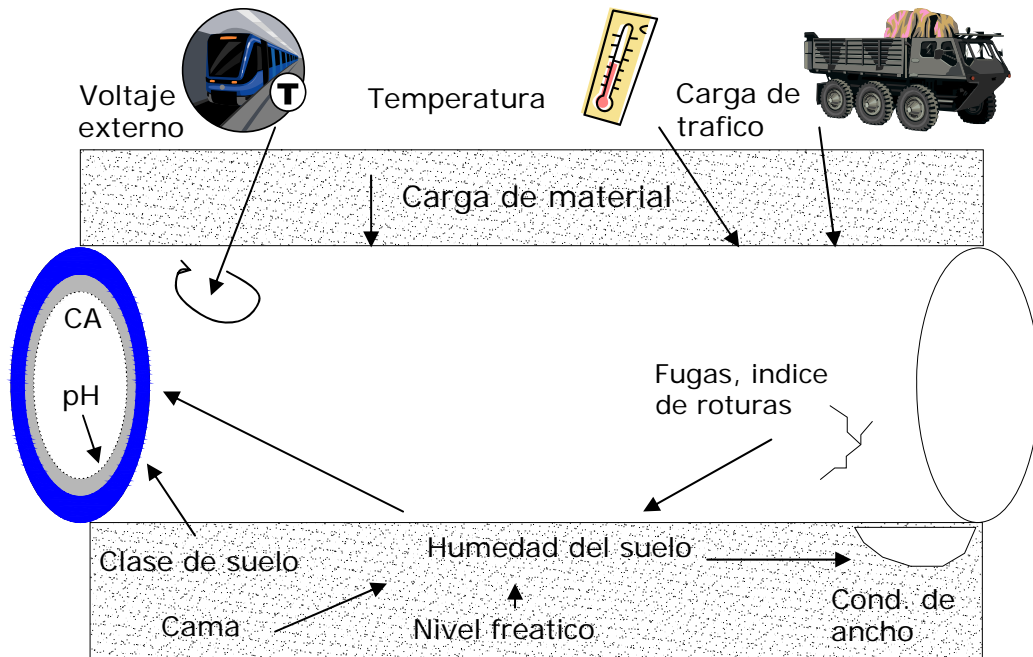


Figura 4.1. Cargas en las tuberías utilizada en UtilNets (adaptada de *Preston et al.*, 1999).

Los modelos de fiabilidad se han adoptado en otros ámbitos relacionados con las redes (por ejemplo, suministro de energía eléctrica, ingeniería informática, etc.). Algunos de estos enfoques puede resultar útil para el análisis de redes de distribución de agua, aunque hay que tener en cuenta las diferentes leyes físicas que gobiernan el flujo en las distintas redes y los distintos efectos que tienen los fallos en estas redes. El análisis de fiabilidad de los sistemas de distribución de agua deben incluir los modelos de la red hidráulica.

Los análisis de los sistemas de anillo comunes a las redes de abastecimiento de agua son más complejos que los tradicionales análisis de la fiabilidad mecánica, donde se tiene en cuenta la fiabilidad de una sola línea entre la fuente y el suministro. Los modelos de las redes hidráulicas permiten el análisis de las dos rutas de abastecimiento alternativo, y la capacidad hidráulica de estas rutas. La fiabilidad mecánica corresponde a un límite superior para estimar la verdadera fiabilidad hidráulica de la red.

La fiabilidad de las redes de distribución se mide con referencia a los fallos. El fallo puede ser de tipo físico (por ejemplo, roturas o fugas). La fiabilidad de la red podrá ser interpretada como la probabilidad de que todos los puntos de demanda están conectados a la fuente de abastecimiento. Esto algunas veces se conoce como “*la definición de conectividad*” (*Wagner et al.*, 1988a). Los resultados de la conectividad de fiabilidad se materializan en un valor único de la fiabilidad para toda la red y debe utilizarse a la hora de diseñar los nuevos sistemas (*Quimpo*, 1996).

La fiabilidad también puede ser definida como la probabilidad de que un determinado punto de demanda está conectado a la fuente. A pesar de que exista una ruta en pleno funcionamiento entre una fuente de suministro y un nodo de la demanda, la demanda de

nodo puede no recibir el agua si no hay suficiente presión en la red. Esta definición es a veces denominada como “definición de accesibilidad”. Según Quimpo (1996) la definición de accesibilidad es adecuada como una medida de fiabilidad en la optimización del mantenimiento. Tanto la conectividad y la accesibilidad deben considerarse en cualquier análisis de fiabilidad de redes de distribución de agua.

La mayoría de las investigaciones publicadas se ha concentrado en el análisis y proceso de toma de decisiones para mejorar la fiabilidad mecánica de una red de distribución de agua. La investigación sobre la inclusión de la capacidad en el análisis de fiabilidad, entre otras cosas ha sido llevada a cabo por Wagner *et al.* (1988a, b), Wu *et al.* (1993), Schneiter *et al.* (1996) y Hansen y Vatn (1999, 2000).

Los métodos utilizados para analizar la fiabilidad de las redes de distribución de agua se pueden dividir en dos grupos: las simulaciones (por ejemplo, Monte Carlo) o los métodos de análisis (por ejemplo, conjuntos de corte). El principio básico detrás de los métodos analíticos es transformar la topología de los sistemas en un modelo que considere sólo estructuras en serie y en paralelo.

Wagner *et al.* (1988a, b) proponen un modelo de simulación de la fiabilidad del sistema de abastecimiento de agua en las redes que se centran en los fallos de las tuberías y las bombas. El programa de simulación se divide en dos partes, una sección de simulación, el cual genera eventos de fallos y reparación de acuerdo a determinadas distribuciones de probabilidad (por ejemplo, la simulación Monte Carlo) el cual resuelve para una red hidráulica, y calcula los flujos a través de la red y las presiones en cada nodo, para una demanda específica y un fallo en el sistema ya sea parcial o completamente.

Los datos de los fallos de la tubería se generan sobre la base de una distribución exponencial. Los autores definen tres estados de operación para cada nodo; "normal", en el que la demanda es plenamente suministrada, "servicio reducido", en la que la presión cae por debajo de un valor umbral, pero sigue estando por encima de un valor mínimo y un "modo de fallo", en que la presión cae por debajo de un mínimo determinado y el suministro no es asegurado.

Del mismo modo, tres estados de funcionamiento se definen para todo el sistema. "Normal" se define como el estado del sistema cuando todos los nodos están funcionando normalmente. El estado de "fallo" se produce cuando uno o más nodos se encuentran en modo de fallo. El sistema se considera en "modo reducido" cuando uno o más nodos están en un estado de los servicios reducidos, pero los nodos no se encuentran en un estado de fallo. Durante un período de sesiones de simulación, varios resultados son continuamente registrados. Eventos como el tiempo de duración en el que cada nodo está en cualquier modalidad de operación y de déficit de la demanda total se calculan las estadísticas necesarias y se computan.

Quimpo y Shamsi (1991) utiliza la distribución exponencial al describir el índice de rotura para cada tubería, a fin de estimar la fiabilidad de la red de abastecimiento de agua. Este modelo de fiabilidad utiliza el mínimo camino establecido para calcular la fiabilidad del sistema. Su enfoque incluye una simulación hidráulica para la determinación del flujo a través de todas las tuberías. Graficando las áreas de fiabilidad (es decir, las líneas de contorno con igual valor de las fiabilidades o isovalores) se utilizan para visualizar los resultados.

La fiabilidad del modelo se utiliza como una herramienta para la asignación de prioridad a las actividades de mantenimiento sobre la base de un nivel predefinido de confiabilidad aceptable. Los puntos bajos en la gráfica de fiabilidad son inaceptables. Las tuberías localizadas en estas zonas se identifican como candidatos prioritarios para el mantenimiento preventivo o para la sustitución. El método de deficiencia de Quimpo y Shamsi (1991) considera que la función de fiabilidad desarrollada en el análisis se basa únicamente en la conectividad entre un punto de demanda de una fuente de suministro. La capacidad hidráulica (accesibilidad) no se considera.

Wu *et al.* (1993) enfoca el problema de cuantificar la fiabilidad de las redes de distribución de agua en base de la conectividad de los puntos de demanda a la fuente de distribución. Los autores introducen la capacidad de un índice ponderado que tenga en cuenta la satisfacción parcial de la demanda, además de un método con un camino mínimo o ruta mas corta para calcular la conectividad desde la fuente a un punto en la red. La capacidad de cada ruta se calcula y, por ende, la capacidad de cada ruta para transportar el flujo requerido para el nodo de la demanda. La fiabilidad de cada tubería es asumida que es conocida y constante. Wu *et al.* (1993) concluyen que la adición del modelo de la capacidad hidráulica sería la medida de la fiabilidad más realista.

En un análisis de fiabilidad de la red llevada a cabo en la red de agua en la ciudad de Trondheim (Vatn y Tveit, 1997) sólo se utilizaron estimaciones aproximadas de la disponibilidad de la tubería. El estudio considero sólo la fiabilidad mecánica, y la fiabilidad hidráulica no se incluyo en el análisis.

Camarinopoulos *et al.* (1996b) ha desarrollado un instrumento para medir la fiabilidad de las redes de abastecimiento de agua. Se considera tanto la probabilidad de que un punto de demanda esté conectado a una fuente (conectividad) y como la probabilidad de que el sistema podría cumplir con un determinado nivel de flujo en cada punto de demanda (capacidad). El método de corte mínimo se utiliza para resolver el problema de conectividad. Aplicando este método a grandes redes de carácter real. Camarinopoulos *et al.* (1996b), no utiliza un simulador hidráulico de flujo para el cálculo de la fiabilidad. Su método para medir la fiabilidad se incluyo en el sistema de apoyo a las decisiones UtilNets (1997), como un módulo de la confiabilidad de la red.

Walski (1993) señaló la importancia de la ubicación de las válvulas a la hora de evaluar la fiabilidad de las redes de distribución de agua, con el argumento de que una descripción del sistema de válvulas proporciona una mejor representación de la fiabilidad más que el vínculo-nodo del enfoque utilizado normalmente. Walski introdujo el concepto de segmento (por ejemplo, la agrupación de las tuberías) para describir la parte de una red de distribución de agua que puede ser aislada por el cierre de válvulas.

Vatn y Hansen (1999, 2000) combinan un modelo hidrostático, con un modelo de fiabilidad de la red de agua potable para calcular la capacidad de una red para abastecer el punto de demanda con cantidades suficientes de agua. El simulador de EPANET desarrollado por la división de investigación de agua potable de la EPA de los EE.UU., es utilizado para los diversos escenarios de simulaciones hidráulicas. Una herramienta de software llamado AQUAREL se desarrolló para llevar a cabo los cálculos. Su método utiliza módulos para reducir los tiempos de cálculo.

Esto implica la elaboración de modelos de la red de distribución de agua en dos fases o etapas. En la primera fase se conforma un modelo global donde se definen los nodos en la red de manera general donde se identifican posibles zonas de fuga. En la segunda fase cada zona es modelada en detalle. La red de distribución de agua en Trondheim, Noruega se utiliza como un caso de estudio. Al igual que otros análisis de la confiabilidad de la red, el modelo requiere la disponibilidad de datos para cada elemento, tales como tuberías, bombas y válvulas, disponibilidad de datos, etcétera.

2 Modelos para la renovación de redes de agua (RAP)

Los modelos para la renovación de las redes de agua potable dependen de los criterios tomados en consideración en el proceso de toma de decisiones. Describimos en este capítulo un conjunto de modelos y de aproximaciones con el fin de identificar un paso coherente en la identificación de los trabajos de renovación y la programación en el tiempo. El análisis que efectuamos lleva principalmente sobre los criterios tomados en consideración, los métodos y las aproximaciones de jerarquización de las tuberías de la red, el estudio del deterioro hidráulico y por fin los métodos de optimización utilizados. Se trata en el curso de este capítulo de describir los lazos entre los puntos mencionados y su coordinación. El interés es comprender cómo son tomados en consideración en el seno de los modelos de ayuda a la decisión que se describen a continuación.

Las aproximaciones de ayuda a la decisión son presentadas en la literatura con arreglo a la naturaleza de instrumentos matemáticos utilizados, datos considerados y la toma en consideración del funcionamiento hidráulico de la red. Kleiner y Rajani (2001) identifican modelos probabilistas unido - variado y multivariados. En EPA (2002) se identifican modelos que no se basan en modelos hidráulicos para la renovación, presenta aproximaciones probabilistas o estadísticas que se interesan por el fenómeno de envejecimiento de la tubería teniendo como base una reseña histórica de fallos y de los datos de medio ambiente, aproximaciones deterministas que procura definir vencimientos de renovación, la búsqueda de políticas de renovación a coste mínimo y aproximaciones o modelos que se basan en métodos heurísticos o utilizan la opinión de experto y de métodos de ponderación de criterios con el fin de jerarquizar las tuberías e identificar prioridades.

Proponemos establecer una tipología con arreglo al objeto de cada aproximación haciendo distinción entre las aproximaciones para la jerarquización de las tuberías que permite identificar tuberías prioritarias que necesitan una renovación, las aproximaciones permiten determinar vencimientos para la renovación, los modelos de ayuda a la decisión (prototipos u operacionales) que permiten a la ayuda de módulos diversos de proponer programas de renovación.

3 Las aproximaciones para la jerarquización de las tuberías

3.1 Modelos basados en la previsión de fallos

Estas aproximaciones describen el envejecimiento de la red por la estimación de los fallos futuros a partir de datos vinculados a la tubería y a su medio ambiente. Estos datos son tomados en consideración con la ayuda de variables explicativas con el fin de medir su influencia sobre el proceso de deterioro de las tuberías. Los datos son recolectados desde la fecha de colocación t_0 o a partir de una fecha de principio observación t_d hasta la fecha de fin de observación t_f . (Ver la Figura 4.2).

Estas aproximaciones identifican las tuberías más vulnerables que necesitan una renovación describiendo el fenómeno de envejecimiento de las tuberías.

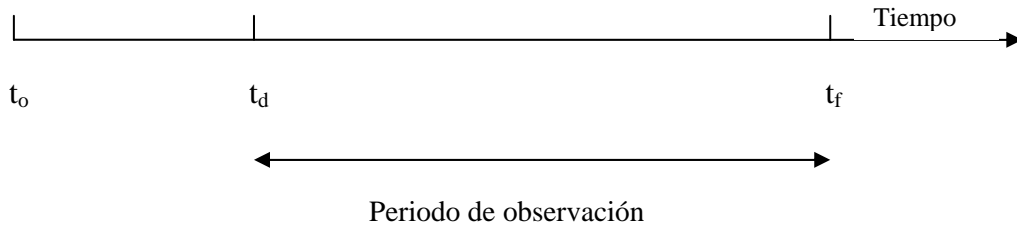


Figura 4. 2. Tiempos de la recolección de datos

3.2 Modelos por cadenas de Markov

La aproximación utiliza las cadenas de Markov para describir el fenómeno de deterioro estructural de tuberías. Gofre *et al* (2000). Considera grupos de tuberías homogéneas (el mismo diámetro, los materiales, año de colocación, etcétera) pudiendo ser obtenidas con la ayuda de una regresión de Poisson que permite identificar la influencia de las variables explicativas (endógenos y exógeno a la tubería) y la aparición de fallos. Esta aproximación ha sido aplicada sobre la red RAP de una población por parte de Malandain (1999). El deterioro de la tubería necesita la descripción de los estados de degradación ($k=1, K$) que serán caracterizados por una probabilidad $P_k(t)$ de fallo en el instante t . La transición entre estados de degradación es representada por una función de riesgo $h_k(t)$ que puede ser representada por el índice de fallo de funciones exponencial (λ) ó Weibull (λ, p). La esperanza del índice de fallo $FR(t)$ es dada por la expresión siguiente:

$$FR = \sum_{k=1}^K P_k(t) \cdot FR_k(t) \quad (4.1)$$

Esta aproximación necesita una descripción de los estados de deterioro de las tuberías por unas inspecciones regulares y una definición de la función de transición entre estados. La caracterización de los estados de deterioro es difícil de establecer para las redes enterradas no visitables (inaccesible). Esta aproximación es utilizada más en la gestión del infraestructura visitable: tuberías de saneamiento de diámetro importante (Abraham y Wirahadikusumah, 1999) (Kleiner, 2001), gestión de los puentes (Lounis y Vanier, 1998), autopistas, etcétera.

3.3 Modelos por Proceso de Poisson no homogéneo (NHPP)

Rostum (2000) aplica esta aproximación sobre la red RAP de Trondheim (Noruega), considerando que la sobrevenida del fallo sigue un proceso de Poisson no homogéneo, el índice de fallo λ es una función del tiempo (t) y de un conjunto de variables explicativas tomadas en consideración por una covariable (z_k) y parámetros de regresión (β_i) para describir el fenómeno de deterioro. La expresión del índice de fallo es dada como sigue con (δ) es un parámetro de la ley:

$$\lambda(t, \beta, z) = \lambda \delta t^{\delta-1} \exp(z_k \beta) \quad (4.2)$$

La esperanza de número de fallos entre dos fechas t_a y t_b ($t < (t_a, t_b)$)

$$E(N(t_b) - N(t_a)) = \sum_{t_a}^{t_b} \lambda(u, \beta, z) du = \lambda(t_b^\delta - t_a^\delta) \exp(z\beta) \quad (4.3)$$

3.4 Modelo por análisis de supervivencia

El caso de un fallo es caracterizado por la variable aleatoria T. La distribución de Probabilidad de T puede ser definida por varias funciones entre las que están: la función de supervivencia S(t) que corresponde a la probabilidad de tener una duración de vida superior a un tiempo t:

$$\left\{ \begin{array}{l} S(t) = P(t < T), \text{ donde } t(0, +T) \\ S(t) = 1 \text{ y } \lim_{t \rightarrow +} S(t) = 0 \end{array} \right. \quad (4.4)$$

$$\quad (4.5)$$

La función de densidad de probabilidad.

$$f(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0^+} \frac{P(t < T < t + \Delta t)}{\Delta t} = \frac{-dS(t)}{dt} \quad (4.6)$$

La función de riesgo expresa probabilidad condicional de supervivencia al tiempo T, y la sobrevenida de fallos en el intervalo [t, t + Δt]

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0^+} \frac{P(t < T < t + \Delta t / T < t)}{\Delta t} = \frac{f(t)}{S(t)} \quad (4.7)$$

Las variables explicativas que pueden ser cuantitativas o cualitativas se toman en consideración mediante la introducción de covariables (z_k) en la función de riesgo que se expresa con la ayuda de una función de riesgo instantáneo $h_0(t)$ describiendo la evolución en el curso del tiempo y un término de regresión exponencial que traduce el efecto de las variables explicativas. Presentamos en esto que sigue el modelo de riesgo proporcionales (Proportional Hazard Model, PHM) que ha sido aplicado a red RAP por Andreou (1982) y utilizado más tarde por Eisenbeis (1996), Arnoux (1998) y Wery (2000).

La aplicación llevada por Andreou (1982) con la ayuda de datos de fallos y de entorno de las tuberías permitió estudiar el fenómeno de degradación de las tuberías de agua y distinguir dos estadios de degradación, primero cualificado de "Slow breaking stage" y el segundo por "Fast Breaking stage". El autor determina un umbral de aceleración del proceso de deterioro correspondiente a 3 fallos, a partir de este umbral la duración de supervivencia de una tubería disminuye más. Arnoux (1998) propone definir una duración de supervivencia crítica que significa que una tubería se vuelve crítica si su duración de supervivencia es inferior a una duración crítica =1000 días.

La función de riesgo para el modelo PHM se expresa bajo la forma de una función de riesgos de base $h_0(t)$ y un término exponencial que traduce las variables explicativas:

$$h(t, z_1, z_2, z_3, \dots, z_k) = h_0(t) \exp(\beta_1 z_1 + \beta_2 z_2 + \dots + \beta_k z_k) \quad (4.8)$$

Donde β_i representa los parámetros de regresión del modelo e $i = \overline{1, k}$ donde k son el número de variables explicativas.

4 Discusión

El modelo NHPP y PHM presentan la ventaja de estudiar el deterioro de las tuberías basándose en datos recolectados sobre un periodo de observación. Los datos concernientes a la tubería: longitud, año de colocación, diámetro, número de fallos, naturaleza del material y el medio ambiente de la tubería: ocupación o actividad del suelo, la naturaleza del suelo, el nivel de la circulación por la carretera. Estos datos son tomados en consideración con la ayuda de las covariables en la función de riesgo. Las tuberías pueden ser jerarquizadas así según la esperanza de los fallos futuros. Esta aproximación necesita la colocación de un umbral de fallos crítico para la renovación y la disponibilidad de los datos susodichos.

5 Análisis multicriterio

La aproximación multicriterio ha sido utilizada para establecer prioridades de las necesidades en renovación (Gauffre *et al.*, 2002a). La aproximación se basa en la noción de clasificación (Roy, 1996) y utiliza el método ELECTRE-TRI (Mousseau *et al.*, 2001). Este método procura determinar clases con arreglo a criterios precisos. Para la problemática de renovación, estas clases van representadas en las tuberías prioritarias para trabajos de renovación, basándose en criterios e indicadores de realización definidos (Gauffre *et al.*, 2002b). Estos criterios están vinculados a:

A la coordinación entre los servicios que intervienen sobre la calzada (gas, electricidad, servicio de vías públicas, cable, etc.)

- ➔ Al coste anual de reparación
- ➔ A las pérdidas en agua y las interrupciones del servicio
- ➔ A los daños y la molestia ocasionada: desviación de la circulación(tráfico), el daño de inundación
- ➔ A la calidad del agua
- ➔ A la fiabilidad hidráulica
- ➔ A los costes de renovación
- ➔ A la molestia que corresponde a las alternativas de renovación seleccionadas

Los autores definen clases que traducen el nivel de prioridad. Una evaluación de los criterios es efectuado para el conjunto de las tuberías, de modo que cuanto más importante es el valor del criterio, la deficiencia de la tubería es más importante. Para cada criterio la frontera entre las clases debe ser definida por umbrales. El perfil de cada tubería es obtenido como se muestra en la figura 4.3:

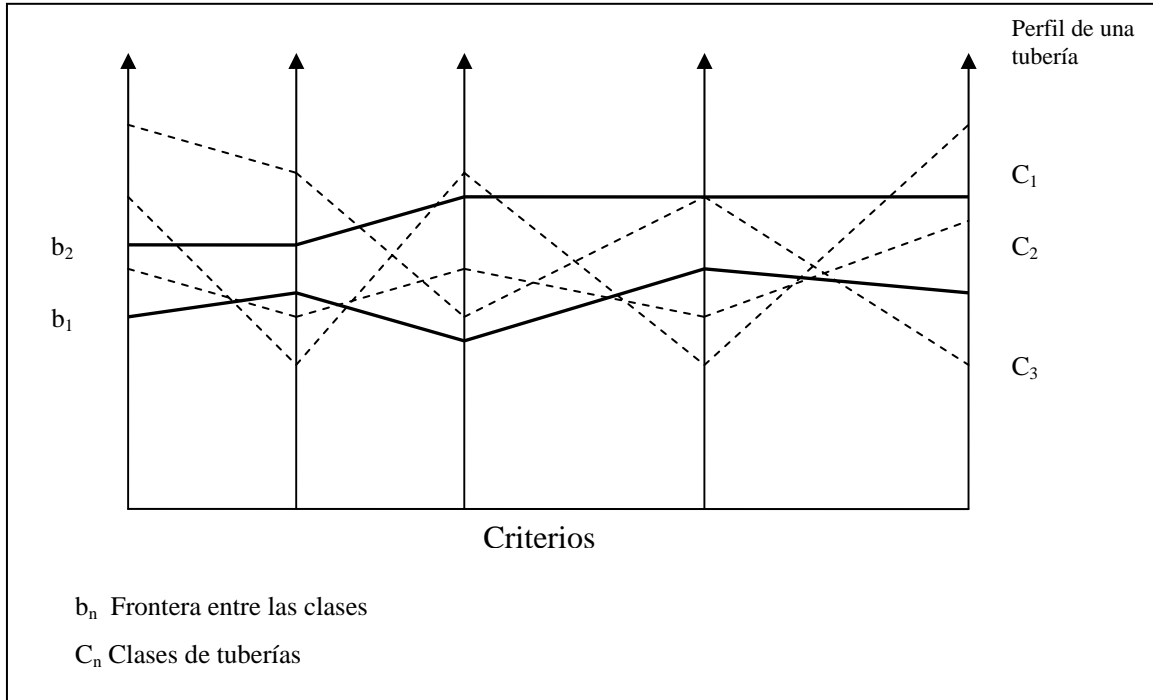


Figura 4. 3. Perfil del funcionamiento de 3 tuberías en consideración 5 criterios y 3 clases de tuberías

La jerarquización de las tuberías se apoya en la comparación de los perfiles. La dificultad de utilización de este método reside en la determinación de los umbrales delimitados para cada clase para el conjunto de los criterios y los umbrales de comparación de los perfiles. La agregación de criterios se efectúa con la ayuda de índices (índice de concordancia, índice discordancia) que permiten comparar los perfiles sobre el conjunto de los criterios tomados en consideración. Esta aproximación se apoya sobre la disponibilidad de varios índices de realización. Los modelos presentados en esta parte procuran definir prioridades para las tuberías delante de ser objeto de trabajos de renovación, basándose en una reseña histórica de fallos y datos sobre la tubería y su medio ambiente. Estos modelos no determinan algún vencimiento de renovación, ninguna estimación presupuestaria es efectuada. La previsión se interesa por la descripción del estado de las tuberías y de la red.

6 El modelo de optimización de la fecha de renovación

Estos modelos procuran determinar la fecha óptima y la alternativa de renovación para una tubería dada o tuberías homogéneas susceptibles de deteriorarse del mismo modo. Se apoyan en un análisis económico de los costes de mantenimiento, los costes de renovación y los costes sociales vinculados a los impactos de los fallos y de los trabajos

de renovación sobre los abonados y vecinos sobre un horizonte del tiempo definido. La comparación de estos costes permite generalmente determinar una fecha óptima de renovación. La resolución de este tipo de problemas necesita el recurso a métodos exactos o métodos no exactos (heurísticos).

7 Modelos de optimización con la ayuda de métodos exactos

La búsqueda de la fecha óptima de renovación vuelve a resolver el problema matemático definida por una o varias funciones objetivas y las restricciones (económicas y técnicas). En lo que sigue, presentamos aproximaciones de resolución basadas en métodos exactos: búsqueda de mínimo de una función por derivación, programación dinámica y *Branch and Bound*.

7.1 El modelo de referencia

El modelo propuesto por (Samir y Howard, 1979), considerado como uno de los primeros modelos para la renovación, se apoya en una regresión exponencial que describe el crecimiento de índice de fallo por km/año, $N(t)_j$ en función del tiempo t (en año). En este caso, la hipótesis subyacente es que el fenómeno de sobrevenida del fallo sigue un proceso de Poisson.

$$N(t)_j = N(t_o)_j * e^{A_j(t+g_j)} \quad (4.9)$$

Donde $N(t)_j$ es el número de roturas por unidad de longitud por año en el tubo j en el momento t ($\text{km}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$); $N(t_o)_j$ es el $N(t)_j$ en el año de instalación del tubo j (tubo nuevo); t es el tiempo transcurrido en años; g_j es la edad inicial del tubo j (años); y A_j es el coeficiente de crecimiento de la tasa de roturas del tubo j (años^{-1})

Shamir y Howard (1979) utilizan un modelo exponencial para analizar el coste de sustitución de las tuberías en términos del valor actual tanto de la reparación de la rotura así como la inversión del capital para la sustitución, este análisis muestra que para determinar el tiempo de reemplazo se minimizara el coste total $C(T)$ a través de la ecuación.

$$C(T) = C_r e^{-rt} + \int_0^T LC_b N(t_o) e^{A(t+g)} e^{-rt} dt \quad (4.10)$$

Donde C_b es el coste de una reparación en el tubo existente (\$). C_r es el coste de sustitución de la tubería (\$/km), T es el año de reemplazo de la tubería. L es la longitud de la tubería (km) y r es la tasa de descuento.

$$\text{Minimizar} \sum_{t_s}^T [C_{rep} N(t_s) e^{A(t-t_s)} \cdot e^{-at} + C_r \cdot e^{-at}] dt \quad (4.11)$$

El tiempo optimo de reemplazo es calculado por la primer derivada de $C(T)$ de la ecuación 4.8. En la tubería nueva se considera que su proceso de envejecimiento es similar a la tubería reemplazada. La sustitución se efectuará periódicamente al cabo de

T años. Este modelo ha sido repetido por Walski y Pellicia (1982) presentando un cálculo detallado del coste de reparación, los autores identifican los costes de mano de obra, los costes de equipo, material para la reparación, el revestimiento y gastos generales vinculados a la intervención y la molestia ocasionada por los trabajos.

7.1.1 Discusión

El modelo de Shamir y Howard (1979) se revela interesante en el caso de ausencia de datos sobre el entorno de la tubería, y permite estudiar el fenómeno de envejecimiento basado en la reseña histórica de fallos. Sin embargo supone que la edad es el único factor de envejecimiento, lo que no es siempre el caso. La valuación económica no permite tomar en consideración el funcionamiento de la red. El modelo puede aplicarse sólo sobre tuberías homogéneas. Supone que la renovación se efectúa a intervalos regulares (Período fijo) que considera que las tuberías reemplazadas sufrirán los mismos deterioros que las anteriores. La minimización de la función objetivo necesita la comprobación de la continuidad y de la derivada.

El modelo se apoya sobre hipótesis restrictivas que presentan una ventaja en ausencia de datos, pero que no pueden ser verificadas cuando se cuenta con datos sobre la condición de las tuberías y datos sobre el medio ambiente que rodea a la tubería.

7.2 El Modelo MNRAP (Multistage Network Rehabilitation Analysis Procedure)

El modelo desarrollado en Kleiner (1996) se basa en una aproximación de Programación Dinámica (DP) combinada con una enumeración de escenarios. Para Kleiner (1996) la eficiencia de la red de agua potable (RAP) depende de su fiabilidad hidráulica, de la calidad del agua y del servicio otorgado a los usuarios. El modelo considera que todo cambio de una tubería en la red, engendra una nueva distribución de flujo en todo su conjunto. La previsión de los fallos y la estimación de los costes se basan sobre el modelo de Shamir y Howard (1979). El autor en la función objetivo tiene en cuenta los costes de mantenimiento de tuberías reemplazadas. Procura determinar la fecha de la primera sustitución y la periodicidad de las sustituciones que se harán a intervalos regulares, minimizando: el capital invertido, los costes operacionales, los costes de mantenimiento y los costes de renovación. Kleiner (1996) considera varias alternativas de renovación y las discrimina en función de su impacto sobre el funcionamiento hidráulico de la red y su coste. La utilización de la Programación Dinámica permite evaluar escenarios respecto a la política de renovación que son considerados desde un punto de vista económico con la ayuda de la función objetivo mencionada, y desde un punto de vista técnico con la ayuda del software de simulación hidráulica Epanet ®.

7.3 Modelos de optimización por métodos de cohortes

La aproximación es utilizada desde los años 60's en el estudio de la demografía para prever la evolución natural de la población. Herz (1996) utiliza el "Cohort Survival Model" que considera a la ayuda de índice de mortalidad, el número de supervivientes

por cohortes (clases) de la misma edad. El mismo principio es aplicado sobre las diversas infraestructuras. La renovación de las infraestructuras no puede ser tratada como en el modelo demográfico. Debe ser modelizado de modo que los elementos deteriorados sean reparados, rehabilitados o reemplazados por elementos nuevos. Para los elementos nuevos empieza un nuevo proceso de deterioro. Este deterioro es descrito de la misma manera que el modelo demográfico por cohortes.

El autor describe el proceso de envejecimiento a través de probabilidades de transición de un estado a otro (vivo o muerto, intacto o roto, en funcionamiento o averiado). Los índices de transición, índice de mortalidad, índice de fallo con la edad, estos índices dependen de la utilización del material y a su funcionamiento. El modelo se apoya en la definición de una función de supervivencia que describe el fenómeno de envejecimiento con la ayuda de tres parámetros “a” factor de envejecimiento, “b” factor de fallo y “c” período de resistencia (durante el período de resistencia, no se da paso a ninguna renovación). La función de densidad de probabilidad de vida útil es dada por la siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} f(t) = 0 \quad \text{si } t < c \\ f(t) = \frac{(1+a)be^{b(t-c)}}{(a+e^{b(t-c)})^2} \quad \text{si } t > c \end{array} \right. \quad (4.12)$$

Donde la función de supervivencia es a través de la siguiente ecuación.

$$f(t) = \frac{a+1}{a+e^{b(t-c)}} \quad \text{si } t > c \quad (4.14)$$

7.4 Modelo de optimización por *Branch and Bound*

Kim y Mays (1994) proponen una gestión de optimización de tipo *Branch and Bound*. El modelo permite encontrar un compromiso entre tres decisión: reparar, reemplazar o rehabilitar. Los autores proponen una función de coste que permite evaluar una política de renovación dada con arreglo a los costes: de sustitución, de rehabilitación, de reparación y el coste de energía vinculado a la operación de bombeo. Este modelo integra también restricciones hidráulicas y utiliza un simulador hidráulico (KYPIPE) para validar las soluciones. Para cada tubería se efectúa una generación de cumbre de grafo que corresponden a las posibles decisiones que se pueden generar. Se efectúa en cada cumbre una valuación de la función objetivo con una comprobación de las restricciones hidráulicas. La solución óptima será la que tendrá un coste mínimo sobre el conjunto de las tuberías, recorriendo las cumbres del grafo. La secuencia descrita por las cumbres del grafo corresponde a los trabajos de renovación para el conjunto de las tuberías de la red.

7.5 Modelo de optimización por métodos no exactos

Observamos que las aproximaciones exactas para la renovación de las redes de agua potable (RAP) permiten proponer soluciones únicas con arreglo a un modelo preciso.

Estos métodos buscan la solución, valorando escenarios o políticas de renovación descritas por las cumbres del grafo para la aproximación a través de la Programación Dinámica y a través de la aproximación de *Branch and Bound*. El inconveniente de estos métodos es la explosión del número de cumbres de grafo que presenta el conjunto de los escenarios posibles.

Con el fin de mejorarlos se aplica la utilización de métodos no exactos que permiten reducir los tiempos de cálculo y proponer soluciones aceptables para el gerente de la red de agua potable (RAP). Entre estos métodos se encuentran los algoritmos genéticos que ya han sido utilizados para la optimización de los plazos de renovación (sustitución). Estas aproximaciones permiten generar escenarios que representan políticas de renovación de una manera estocástica, identificando así una o varias soluciones.

8 Los modelos de ayuda a la decisión

8.1 Modelo KANEW

Deb *et al* (1998) pusieron en práctica esta aproximación con la ayuda del software "KANEW3 " que utiliza un modelo de cohortes para estimar la vida útil para las tuberías del mismo tipo (homogéneo), el software se apoya en varios módulos para la programación de renovación: un inventario de las tuberías, conjunto de criterios de renovación, estimación de los costes, valuación de alternativas de renovación. El modelo KANEW se utiliza en Alemania, y permite proponer una programación de renovación considerando las vidas útiles residuales de las tuberías y comparando la inversión de renovación al coste de mantenimiento y de pérdida de agua evitados. Sin embargo el modelo no tiene en cuenta del funcionamiento hidráulico de la red, el efecto en la misma y la topología de la red no son considerados. La estimación empírica de los parámetros que describen la función de supervivencia de las tuberías puede aportar un sesgo.

8.2 Modelo UtilNets

El modelo UtilNets (Hadzilacos *et al* 2000) es un modelo de ayuda a la decisión para la renovación de las redes de agua potable RAP. Desarrollado inicialmente para las tuberías en fundición gris, el modelo se apoya en datos de fallos y del medio ambiente que rodea a la tubería. Supone que la probabilidad de fallo es más importante al principio de la puesta en funcionamiento de las tuberías, luego este riesgo disminuye y aumenta de nuevo después de un período dado del tiempo. El modelo toma en consideración modelos físicos que miden el impacto de la carga y la corrosión sobre la tubería. Este modelo de ayuda a la decisión se articula sobre módulos que tiene en consideración lo siguiente:

- Modelos que describen el deterioro estructural e hidráulico y la calidad del agua de la red de agua potable (RAP)
- Evaluación de los impactos cuantitativos y cualitativos de los fallos y de la colocación de trabajos de renovación.

-
- Elección de alternativas de renovación para las tuberías
 - Estimación de los montos presupuestarios
 - Evaluación de la fiabilidad de la red en términos de la satisfacción de la demanda.

Este modelo necesita un número importante de variables del medio ambiente de la tubería.

8.3 Modelo WLC (Whole Life Costing)

Skipworth *et al* (2002) tratan sobre los instrumentos de análisis económico utilizado en el dominio de la gestión de la infraestructura. Presentan el concepto de "*Whole Life Costing*" (WLC) que, para una infraestructura dada, procura identificar a lo largo de su vida útil el conjunto de los costes de adquisición, costes de funcionamiento, coste de reparación y mantenimiento y los costes de demolición o de desmontaje. El análisis de estos costes se interesa por los costes internos ligados directamente a infraestructura pero también a los costes externos en contacto con la interacción con su medio ambiente. La aproximación WLC utilizada en el área de la construcción ha sido adaptada a la problemática de renovación de las redes enterradas a partir de los años 90. la aproximación se articula sobre dos tipos de análisis.

El primer tipo de análisis, "*Life Cycle Assessment*" (LCA), ha sido desarrollado en el área de la producción con el fin de describir interacciones a lo largo del ciclo de vida de un producto, de un proceso industrial o de una actividad con su medio ambiente. Adaptada a la problemática de la gestión de la red de agua potable (RAP), *Life Cycle Assessment* procura describir la relación entre el funcionamiento de la red, usuarios y el entorno de la red. En este caso el análisis económico se refiere sobre las externalidades. Procura medir los costes indirectos de los servicios que hay que realizar en caso de rotura, los costes sociales en caso de trabajos o en caso de desviación, ocasionándoles una molestia a los usuarios, lo que representa una falta que hay que penalizar.

El otro análisis utilizado es "*Activity Based Costing*" (ABC) Esta aproximación desarrollada en los años 80 en Harvard procura describir el coste de producción del bien relacionado con las actividades y el proceso que hay que realizar para su elaboración o fin deseado. Para la red de agua potable (RAP) se trata de analizar el proceso de producción (extracción, fuente) del agua y de las diferentes etapas que interactúan o toman parte en el análisis económico, como son los costes vinculados al funcionamiento y a los gastos de operación y mantenimiento de la red.

El modelo se apoya en una aproximación global de gestión de la red, integrando la renovación de las redes de agua potable, articulada sobre la generación de escenarios que representan programas de renovación, con la ayuda de un algoritmo genético. La evaluación de diferentes escenarios se efectúa desde un punto de vista económico y técnico. El deterioro estructural de las tuberías es tomada en consideración a través del modelo de Shamir y Howard (1979). El modelo es utilizado en Inglaterra.

8.4 Modelo PARMS (*Pipeline Asset and Risk Management System*)

El modelo PARMS desarrollado en el CSIRO (Australia) por Burn *et al* (2003) para el objetivo de la planificación a largo plazo de las necesidades en renovación y la estimación de los montos presupuestarios requeridos. El modelo utiliza una aproximación de previsión de los fallos basada sobre el proceso de Poisson no homogéneo (NHPP), y una estimación de los costes sobre el ciclo de vida de las tuberías que toman en consideración los costes vinculados al fallo y las externalidades vinculados a la interrupción de servicio y las molestias ocasionadas en caso de fallo o en caso de trabajos de renovación. El modelo ha sido completado por PARMS-PRIORITY (Mogolia *et al.*, 2006) que permite jerarquizar tuberías a renovar y de asegurar una programación presupuestaria en el tiempo, teniendo en cuenta los escenarios que permiten tomar en consideración riesgos vinculados a la gestión de la red y su evolución en el futuro a través del tiempo.

El modelo PARMS cuenta con los siguientes módulos de cálculo que consideran:

- La evaluación de los riesgos
- La previsión de los fallos
- La evaluación de los costes
- La generación y la evaluación de escenarios
- La recolección y el procesamiento de los datos.

8.5 Modelo CARE-W (*Computer Aided Rehabilitation of Water Networks*)

El modelo CARE-W (Torterotot *et al.*, 2003) es el resultado de un proyecto europeo cuyo objeto es construir un instrumento de ayuda a la decisión para la rehabilitación de las redes de agua potable. El instrumento tiene por objetivo ayudar a los gerentes que desempeñan las acciones de rehabilitación de manera eficaz, de allí lo referente a los instrumentos y los métodos para:

- Construir y evaluar una estrategia a largo plazo
- Establecer programas anuales
- Ejecución y control de su realización.

El instrumento es construido alrededor de una estructura de bases de datos y de una interfaz, permitiendo administrar datos a través de la puesta en ejecución de instrumentos de gestión y módulos específicos. Estos módulos son:

CARE-W-PI: "Performance Indicators". En este modulo se realiza la determinación de indicadores del funcionamiento de las redes en conjunto (o una parte de ellas). La puesta en ejecución de estos indicadores se apoya en los trabajos realizados por la International Water Association (IWA).

CARE-W-LTP: "Long Term Planning". En este modulo se refiere a la elaboración de una estrategia de rehabilitación a largo plazo a través de la generación de escenarios de evaluación general, en el contexto de la población servida, consumo, precio del agua, etcétera. Este módulo utiliza el modelo KANEW para la programación a largo plazo.

CARE-ARP: "Annual Rehabilitation Program". Se refiere a la programación anual de los proyectos de rehabilitación. Este módulo se apoya en la utilización del análisis multicriterio (Gauffre *et al*, 2002a)

CARE-W-Fail: "Failure Forcast Models". Modelo estadístico de predicción de fallos de canalizaciones o conducciones. Utiliza el modelo NHPP, las cadenas de Markov y PHM para la previsión de fallos.

CARE-W-REL: "Hydraulic Reliability Models". Modelo de análisis de la fiabilidad hidráulica de las redes.

9 Conclusión

Las aproximaciones para la renovación utilizan datos específicos para la jerarquización, determinación de la fecha óptima y la programación de la renovación. La disponibilidad de estos datos determina el modelo a utilizar, la ausencia de ciertos datos puede conducir a la utilización de un modelo en lugar de otro. Sucede que los modelos de ayuda a la decisión se articulan sobre diferentes módulos donde la función principal es la evaluación de la red sobre varios criterios, vinculados al funcionamiento de la red, al deterioro estructural e hidráulico, la toma de decisiones sobre el conjunto de la red y la generación de escenarios.

La comparación de estas aproximaciones permite identificar los criterios que hay que considerar en el proceso de decisión en materia de renovación, y construir un instrumento de ayuda a la decisión. Por tal motivo en la elaboración de un modelo de ayuda a la decisión deben ser tomadas en consideración las siguientes características:

- Todas las tuberías que constituyen la red no sufren trabajos de renovación en el mismo tiempo, las tuberías por su localización y dimensión desempeñan un papel diferente en el suministro de agua, debemos identificar una aproximación para la jerarquización de las tuberías.
- Definir objetivos tanto económicos como técnicos
- Una programación de la renovación en el tiempo y la evaluación de escenarios correspondiente a los trabajos de renovación sobre la red.
- Las soluciones propuestas deben ser viables desde un punto de vista económico y técnico.

El modelo de ayuda a la decisión debe tener en cuenta criterios vinculados a:

- El deterioro estructural de las tuberías.
- El deterioro hidráulico.
- La toma de decisiones a la escala de la red en conjunto.



CAPITULO **5**

**Determinación de los Factores de
Influencia**





1 Elección de criterios e identificación de alternativas

Los gestores encargados de estructurar los planes de renovación de redes de agua potable acuden tradicionalmente a la experiencia, bien sea adquirida con el paso de los años, o por conocimiento de casos similares en otras compañías, y en muchos casos al seguimiento de políticas reactivas (manejo de emergencias) cuando el problema que atañe es el relativo a las tuberías que con mayor prontitud deben ser objeto de intervención. Resulta claro que, dadas las habituales circunstancias de limitación en el presupuesto, la problemática de fondo hoy día no avala una solución que se base en la renovación de redes sin soportes ingenieriles. Esta opción, lejos de mejorar los indicadores técnicos relativos a las pérdidas reales o físicas en la red, actuará en clara contradicción con la intención de mantener una sana política de inversión en infraestructura física.

De este modo, una buena política de gestión de fugas con miras económicas eficientes requiere que la renovación de la infraestructura sea selectiva, dado que sus costes asociados son siempre excesivamente altos. La selección debe fundamentarse en primera instancia, en la identificación de aquellos criterios fundamentales a la hora de escoger la tubería que debe ser afectada en primera instancia. La edad es, sin lugar a dudas el primer criterio a incluir en la lista, pero no el único.

Un plan de renovación de la red con carácter selectivo, acoplado en el engranaje general con una política de gestión de fugas se convierte en bastión esencial de cualquier estrategia global de gestión del sistema, si en él se evalúan todos los factores relevantes que pueden influir en el desgaste de la misma. Ello implica la consideración de múltiples criterios: además del criterio de la edad se presenta como imprescindible la consideración de otros, como el historial de roturas sufridas por las tuberías de estudio, la predicción de los fallos que a futuro y basados en herramientas de tipo estadístico pueden ocurrir, la capacidad de transporte, la calidad del agua, los posibles efectos medioambientales que una rotura puede causar, etc.; y en resumen, todos aquellos criterios que aseguren el logro ya no sólo de los objetivos técnicos tradicionales, sino además de objetivos ambientales y sociales cada día más requeridos por la legislaciones vigentes en los diversos países, que a su vez expresa el sentir de la sociedad.

Esto requiere del planteamiento de metodologías que consideren variados criterios de diferente naturaleza, valorando la influencia de éstos en diferente grado de importancia, sobre el gran objetivo global del plan de renovación. Se pretende entonces, mediante la realización de este estudio, plantear los fundamentos y el uso de algunos Sistemas de Soporte a la Decisión Multicriterio (SSDM), ya aplicados en otros campos de la ciencia, pero esta vez con el objetivo de organizar prioritariamente los grupos de tuberías en función de la premura con que urge una intervención técnica.

En definitiva, los procesos aquí planteados tienen como objetivo final ordenar un número de tuberías de una red de distribución de agua potable, con base en su necesidad de ser renovada. Para ello se utilizan 8 criterios, en cada uno de los cuales cada grupo de tubería tomará un valor concreto con un atributo dependiente de cada criterio que se hace corresponder con un valor del 0 al 10. En un paso posterior se ponderarán todos los criterios en una proporción tal que la suma de todos los porcentajes de todos los criterios es 10 excepto del criterio de fiabilidad hidráulica donde el criterio de ponderación en conjunto resulta difícil de alcanzar el valor de 10. La tubería de mayor

valor será la primera en la lista para su rehabilitación; es decir, se va a hacer una ordenación de las mismas pero sin entrar a poner condiciones mínimas o metas en los atributos de cada criterio. Posteriormente se plantea la aplicación de un método de optimización para la priorización del conjunto del grupo de tuberías de cinco sectores de la red de la ciudad de Celaya, Gto. México, que son objeto de renovar en base a los factores ya descritos.

2 Modelo de la red de distribución de agua potable de Celaya

El municipio de Celaya pertenece al estado de Guanajuato, México. Dentro del sistema fisiológico de la mesa central o mesa de Anáhuac, encierra una superficie de 579.3 km², lo que representa el 1.8% de la superficie del estado. Las coordenadas geográficas extremas son: al Norte 20° 41', y al Sur 20° 21' de Latitud Norte; al este 100° 38', y al oeste 100° 55' de Longitud Oeste. La ciudad de Celaya, cabecera del municipio, se encuentra situada a los 100° 48' 55" de latitud oeste del meridiano de Guanajuato (ver figura 5.1), con 20° 31' 24" de latitud norte y una altura sobre el nivel del mar de 1,755 metros ocupando la mancha urbana una superficie de 2,270 hectáreas.

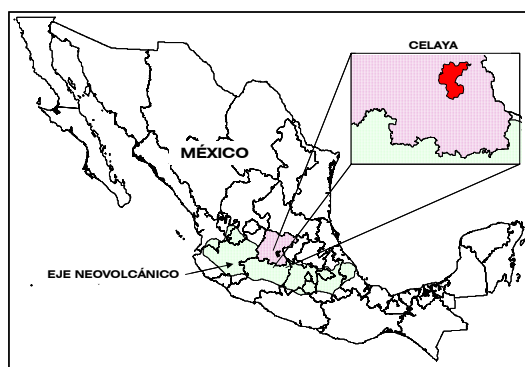


Figura 5. 1 Localización de la zona de estudio

La red de distribución de agua potable de la ciudad de Celaya se encuentra distribuida en 32 distritos hidrométricos o sectores hidráulicos de los cuales el número de acometidas en toda la red es de aproximadamente 86312, cuenta con una cobertura de micromedición del 92% como se muestra en la tabla 5.1. La demanda de los diferentes tipos de consumo de agua está cubierta gracias a aproximadamente 1345 km. de tuberías principales, con una densidad de 64 acometidas por km. de tubería de distribución y una dotación inyectada que oscila entre 180 y 300 lts./hab. y día.

	Acometidas	Porcentaje Contadores	Densidad de acometidas	Habitantes
Número	86.312	92,30	64	431.502

Tabla 5. 1 Numero de acometidas

Para la realización del presente trabajo se han seleccionado ocho sectores entre los que se encuentra el sector centro que es el más amplio (ver figura 5.2), con mayor número de tuberías y de mayor edad. Cada distrito se encuentra dentro de una zona perfectamente definida en términos hidráulicos, los cuales se abastecen de un depósito

que a su vez es alimentado de uno o varios pozos según sea el caso, cabe mencionar que los depósitos son elevados con una altura de 15 m y de diferentes capacidades.



Figura 5. 2 Sectores del centro con el tipo de material homogéneo

Es importante mencionar que la ciudad de Celaya es totalmente llana en términos topográficos donde la diferencia de cota de un punto a otro es de escasos metros, con algunas excepciones de algunos metros debido a las fallas geológicas. Los consumos predominantes de agua potable en los diferentes sectores son en su gran mayoría de uso doméstico y comercial como se muestra en el anexo1 donde se detallan a manera de ejemplo uno de los sectores. A manera de ilustración se presenta en la tabla 5.2 la cobertura de los contadores en el sector los Girasoles.

COBERTURA EN MICROMEDICION LOS GIRASOLES		
	No	%
<i>cuentas con contador</i>	<i>1574</i>	<i>92.9</i>
<i>cuentas sin contador</i>	<i>121</i>	<i>7.1</i>
<i>total de cuentas</i>	<i>1695</i>	<i>100.0</i>

Tabla 5. 2 Coberturas de contadores

Así mismo se presenta en la tabla 5.3 la cobertura del tipo de tarifas con el número de abonados, clasificación realizada por el departamento comercial que se aplica en la conjunción de trabajos técnicos.

<i>Clave del servicio</i>	<i>Tipo del servicio</i>	<i>No de cuentas</i>	<i>%</i>
20C	COMERCIAL ALTO CONSUMO C	1.0	0.06
23C	COMERCIAL MEDIO ALTO C	1.0	0.06
24C	COMERCIAL MEDIO BAJO C	1.0	0.06
21C	COMERCIAL PEQUEÑO C	37.0	2.18
21D	COMERCIAL PEQUEÑO D	1.0	0.06
13C	DEPARTAMENTO C	13.0	0.77
16C	DOM. DEP. JUBIL. C	1.0	0.06
10C	DOMESTICO C	1288.0	75.99
12C	DOMESTICO INSEN C	74.0	4.37
11C	DOMESTICO JUBILADO C	275.0	16.22
35C	INST. EDUCATIVAS PREESCOLAR C	2.0	0.12
39C	INST. EDUCATIVAS PREESCOLAR PRIVADO C	1.0	0.06
		1695.0	100.0

Tabla 5. 3 Cobertura de tarifas

El tipo de red es casi en su totalidad mallada, excepto en algunas partes donde existen algunos tramos de tubería ramificados, pudiendo dichas ramificaciones hacer parte de la red mallada mediante un manejo previo de apertura y cierre de válvulas. En cada uno de los distritos se han realizado análisis y balances hídricos con el objeto de calibrar los modelos utilizados en este trabajo, dentro de los análisis realizados por el servicio de agua (JUMAPA) se encuentran las mediciones de los caudales inyectados ver figura 5.3 donde se muestra una grafica del registro horario del caudal inyectado y de la presión.

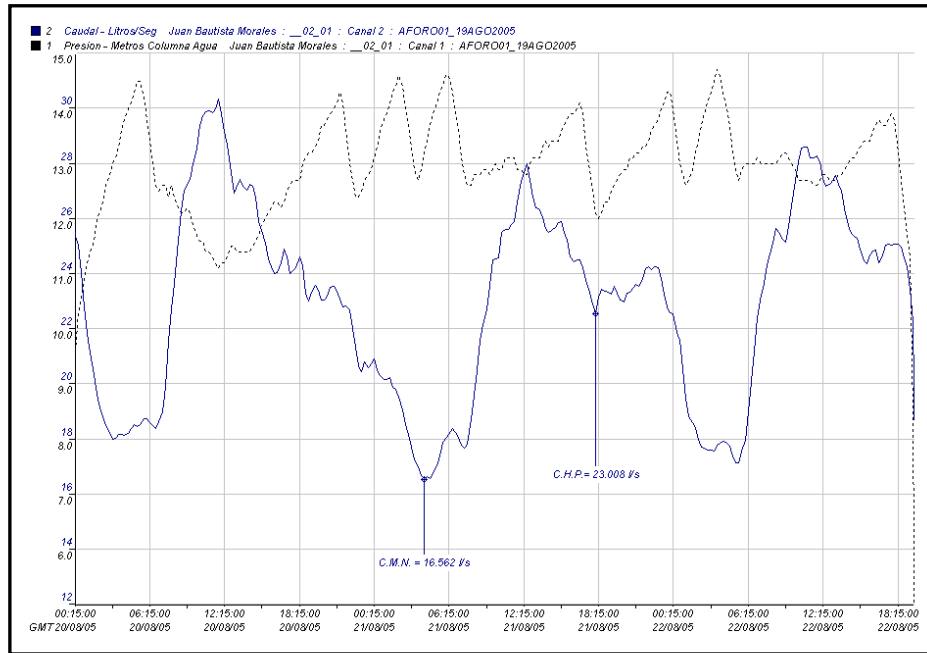


Figura 5.3 Registro de consumo diario

También se han realizado análisis de exactitud de los contadores, donde se realiza la medición en campo de una muestra representativa del universo de contadores y en donde se lleva un registro de las mediciones y lecturas respectivas, las cuales se registran en los formatos como el que se observa en la figura 5.4.


 Comisión Estatal del Agua de Guanajuato Dirección General de Desarrollo Hidráulico Dirección de Agua Potable Departamento de Recuperación de Agua												
PRUEBA DE MICROMEDICIÓN												
Hoja de campo												
Municipio: CELAYA						Sector Hidrométrico						
Organismo Operador: JUMAPA						CAPILLA						
Usuaria:				Ubicación: CAPILLA ORIENTE # 131								
Fecha: 12-Ene-05			No. Cuenta:			Diámetro de toma:						
Hora I:			Hora F:			1/2"						
Información del medidor												
Marca: CICASA			Tipo: Velocidad		Modelo: DELAUNET		Diámetro: 1/2"					
No. Medidor: 3008823			No. de Serie: -		Estado de Carcasa: no tiene							
Filtro: -			Yál. a la entrada: Si		Yál. a la salida: no tiene							
Desarrollo de Prueba												
Rango de Caudal	Tiempo de la Prueba	Micromedidor			Micromedidor patrón				% e RMP	% e RVR	VOL. Recip. (lts.)	Presión (Kg/cm2)
		Lec. Inicial	Lec. Final	Volumen	Lec. Inicial	Lec. Final	Volumen					
Baja	1:12 1 47	18.6832	18.6853	2.1	4.2927	4.2947	2.0	5.00	5.00	2.0	1.600	
Media												
Alta	10:34 0 58	18.6853	18.6954	10.1	4.2947	4.3048	10.1	0.00	1.00	10.0	1.600	
Observaciones Generales						Croquis de toma						
El micromedidor esta dentro del rango permisible del ± 2%												
Nombre y firma del responsable												

Figura 5.4 Formato para la evaluación de exactitud de los contadores

Dichas evaluaciones se han empleado para la calibración del modelo hidráulico. Respecto al modelo de la red se han realizado algunas simplificaciones del modelo pero siempre conservando la topología con el objetivo de la representación lo mas apegado a la realidad al momento de simular el funcionamiento de la red, contrastando los resultados obtenidos en el modelo con los datos obtenidos de las diversas mediciones de presión y caudal en campo, todo esto apoyado con las mediciones de caudales, comportamientos de consumos horarios, calibración de contadores de todos y cada uno de los factores que intervienen en la simulación; un ejemplo del modelo del sector centro se muestra en la figura 5.5.

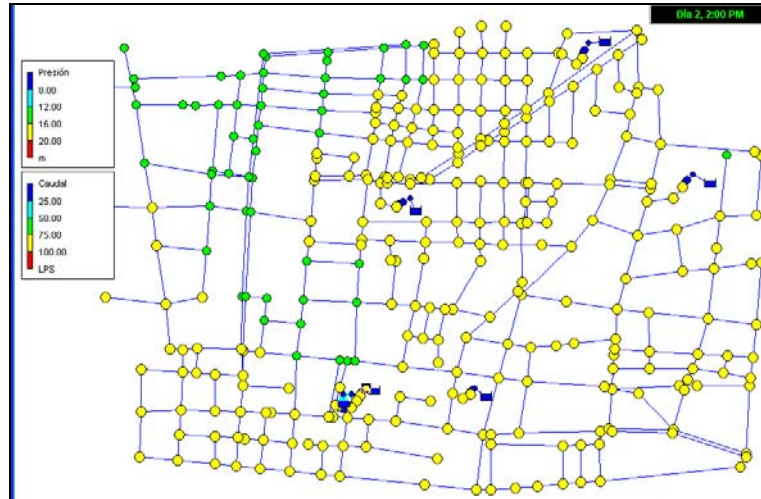


Figura 5. 5 Modelo de la red del sector centro.

Respecto a la composición de materiales de la red, en la tabla 5.6 se detalla la composición del material de cada uno de los sectores, cabe mencionar que en el sector centro un gran numero de acometidas son de acero galvanizado con el consecuente problema de oxidación tanto exterior debido a la humedad del terreno, como interior debido a la calidad del agua lo cual se encuentra documentado por la empresa de aguas.

Diámetro (mms)	Sector Centro	Jardines	Girasoles	San Juanico	Numero de tuberías	Porcentaje %
75	222	233	75	77	711	57.25
100	121	36	26	23	215	17.31
150	61	67	14	16	174	14.01
200	34	15	0	8	67	5.39
250	3	15	0	0	18	1.45
300	46	11	0	0	57	4.59

Tabla 5. 4 Numero de tuberías de los sectores de la red

La distribución de diámetros muestra que los referidos a la mayoría de las tuberías que constituyen la red oscilan entre 75 mm y 150 mm como se puede observar en las tablas 5.4 y 5.5. Se omitieron las tuberías de 50 y 60 mm.

Diámetro (mms)	Sector Centro	Jardines	Girasoles	San Juanico	Longitud total	Porcentaje %
75	21211	16472	6266	8256	52205	52,82
100	12108	2344	3255	2283	19990	20,22
150	6689	4199	2027	2339	15254	15,43
200	3065	622		987	4674	4,73
250	155	858			1013	1,02
300	5001	706			5707	5,77

Tabla 5. 5 Longitud de las tuberías de los sectores de la red

Respecto a las edades de las tuberías, las del sector centro son las de mayor edad con 50 años así como diferentes materiales en los cinco sectores como: Fierro fundido (Fo-Fo), Fierro galvanizado (Fo-Ga), PVC, y Polietileno. Como se muestra en la tabla siguiente.

Sector	Centro	Jardines	Girasoles	San Juanico
Edad (años)	50-40	30	20	10
Material	Fo-Fo, Fo-Ga, A-C	PVC	PVC	Polietileno
Eficiencia	56.25	66.91	61.06	82.45

Tabla 5. 6 Material y eficiencia de las tuberías de los sectores de la red

La red recibe diariamente un volumen inyectado de 85.437 m³, mientras que presenta un volumen registrado por sus contadores de 71.852 m³. Se ha realizado un balance hídrico de cada sector por parte de JUMAPA que indica que el volumen incontrolado está principalmente constituido por las aportaciones del volumen fugado. La JUMAPA cuenta con un departamento de recuperación de agua donde se le da puntual seguimiento a las fugas no visibles.

El conocimiento de los volúmenes discriminados permite, además afirmar que el sistema tiene un rendimiento global del 74.52 %, que se genera al multiplicar el 78.54% del rendimiento de la red por el 94.88 % del rendimiento de la gestión técnica-administrativa. La dotación promedio de la red es de 198 l./hab/día, mientras; valores medios considerados con los estándares nacionales señalados por la Comisión Nacional del Agua son de 321 l./hab. y día,

Para la asignación de consumos se ha seleccionado el método de asignación de volúmenes por contribución de líneas concurrentes a un nodo para cargar el modelo con los volúmenes registrados. En él, a cada abonado tiene un punto de consumo que está asignado a una línea. Se suman los caudales derivados de cada línea y se reparten por mitades a cada uno de los dos nodos extremos. Así, en cada nodo se suman los medios

caudales que llegan de aquellas líneas que convergen a ese nodo obteniendo la demanda total para ese elemento. En el caso de algunos consumos de particular importancia, ellos se han asignado en la totalidad de su magnitud a un nodo específico.

Como se muestra el caudal de fuga es considerable por lo que es necesario representar dicho volumen en el modelo, para tal propósito se empleara el método de *asignación de las fugas como consumos dependientes de la presión*, método que se describe mas adelante. Cabe mencionar que existen diversos métodos, pero este método es el que representa de mejor y de manera más exacta el caudal fugado.

2.1 Asignación de las pérdidas volumétricas debidas a las fugas en la red.

En los métodos descritos con anterioridad se ha realizado la asignación de cargas correspondiente al volumen facturado en la red de abastecimiento, esto es, a las lecturas o estimaciones realizadas en los contadores de cada abonado. Sin embargo, como se ha comentado existen diferencias entre el caudal inyectado en la red, el caudal facturado y el caudal realmente consumido. Las diferencias existentes entre el volumen facturado y el volumen inyectado también han de ser incluidas de uno u otro modo en el proceso de asignación de cargas. Sin embargo, de todas estas pérdidas volumétricas, quizás las más importantes son las fugas a través de fisuras en las tuberías o uniones y elementos accesorios.

En el caso de estas fugas, su asignación es difícil, pues no se conoce ni su valor ni su localización. Cuando una fuga se localiza generalmente es porque tiene cierta importancia y se procede a su reparación, con lo cual a la larga, desaparece. No obstante, la principal dificultad en la consideración de las fugas en un modelo matemático sigue estando en la imposibilidad de determinar su ubicación exacta, aun cuando se disponga de una estimación de su cantidad. Por ello, en la metodología propuesta hasta ahora se ha excluido el tratamiento de las fugas de la red durante el proceso de asignación de cargas. Sin embargo, a pesar de no estudiar con detenimiento las fugas que se producen en la red, éstas han de ser tomadas en cuenta si se desea un nivel de precisión adecuado en el modelo. A continuación se presentan algunas alternativas para su asignación.

2.1.1 Corrección de la demanda mediante el rendimiento.

En general, el planteamiento utilizado para tener en cuenta las fugas y por extensión todos los consumos no registrados, ha consistido en corregir la demanda media en el nodo con un coeficiente igual al rendimiento de la red. Con esta forma de contabilizar las fugas se obtienen curvas de modulación más rizadas, esto es, con mayores diferencias entre los caudales en horas punta y caudales en horas valle.

2.1.2 Representación de las fugas como consumos dependientes de la presión.

Sin embargo, las fugas tienen un comportamiento muy distinto al de cualquier caudal consumido. Estrictamente hablando, una fuga en la red es un consumo dependiente de la presión que puede modelarse como una válvula parcialmente abierta que conecta la red con el exterior (Iglesias et al, 1999). El caudal que deja pasar la válvula depende de la

diferencia de presiones entre sus extremos. Al estar abierta hacia el exterior, la presión aguas abajo es constante e igual a la presión atmosférica, por lo que la magnitud de la fuga depende del nivel de presiones en la red. Cuando las presiones son mayores (horas valle de consumo) las fugas los son también, mientras que cuando las presiones en la red son mínimas (horas punta de consumo) el nivel de fugas en la red es también el mínimo. De hecho, una buena forma de diferenciar lo que son fugas de los que son otras pérdidas volumétricas consiste en medir el consumo mínimo nocturno en un sector.

El principal inconveniente de esta forma de tratar las fugas se deriva de la necesidad de calcular un coeficiente que represente la caída de presión en cada una de las fugas. Esto se traduce en un coeficiente que debe calibrarse para cada una de las tuberías de la red, lo cuál complica notablemente el ajuste del modelo.

2.1.3 Asignación del caudal de fugas mediante un caudal medio constante.

Por último, una alternativa al uso del rendimiento de la red como coeficiente corrector consiste en hacer balance de volúmenes, y no de caudales. Así, las fugas se añadirán con posterioridad al proceso de asignación de cargas como volúmenes diarios constantes calculados a partir del rendimiento volumétrico de la red y repartidos en los nodos en función de la importancia relativa de estos. Este reparto se puede hacer bien proporcionalmente al volumen diario demandado por los mismos, bien en función de la longitud de tubería conectada con cada nodo o el número de elementos accesorios de la misma. Este método implica asumir que el caudal de fugas se mantiene constante a lo largo del día, lo cual será tanto más cierto cuanto menor sea la fluctuación de presiones en la red. En cualquier caso, la variación diaria de los caudales de fugas es, con diferencia, mucho menos acusada que la variación del consumo facturado.

2.1.4 Comparación de los distintos métodos propuestos.

Para realizar una comparación de las tres estrategias de asignación del caudal debido a las fugas se tomo un ejemplo presentado por Meneghin (1999) correspondiente a un ensayo realizado en laboratorio. En él se estudia una red con alimentación desde un depósito a nivel constante. En el modelo de la misma las fugas se han incluido como elementos dependientes de la presión y los caudales asignados corresponden al día de mayor consumo. Se observa que en horas nocturnas el caudal de fugas llega a representar el caudal total consumido mientras que en las horas de mayor consumo éstas apenas representan el 10% del caudal total. Al tratarse de un ensayo de laboratorio, se parte de datos conocidos de caudal consumido, fugas y caudal total inyectado.

2.1.5 Ejemplo de la aplicación del modelo en el sector centro.

A continuación se desarrolla la aplicación del modelo para la representación de las fugas como consumos dependientes de la presión. Modelo explicado en el apartado 2.1.2. A manera de ilustración se ejemplifica el modelo en el sector centro, donde se muestra el desarrollo del mismo partiendo de los siguientes datos que se encuentran en la tabla 5.7.

Volumen	Caudal
Volumen inyectado	14.273,51 m ³ /día
Volumen consumido	8.340,01 m ³ /día
Volumen fugado	5.933,50 m ³ /día

Tabla 5. 7 Datos de los volúmenes del sector

El sector cuenta con 5 fuentes de abastecimiento con diferentes caudales y un depósito de regulación de 1000 m³ de capacidad, los caudales se detallan en la tabla 5.8 así como el horario de operación, los caudales asignados originalmente en el modelo son sin considerar el caudal fugado son los siguientes:

Tiempo	Nudo E1 Q_{inyectado}	Nudo E2 Q_{inyectado}	Nudo E3 Q_{inyectado}	Nudo E4 Q_{inyectado}	Nudo E5 Q_{inyectado}
Horas	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS
0:00	-49,06	-11,9	-11,16	-13,92	-15,22
1:00	-49,06	-11,77	-11,16	-13,92	-15,22
2:00	-49,04	-11,65	-11,03	-13,77	-15,06
3:00	-48,78	-11,53	-10,9	-13,62	-14,89
4:00	-48,54	-11,41	-10,77	-13,48	-14,74
5:00	-48,3	-11,35	-10,64	-13,34	-14,58
6:00	-48,17	-11,33	-10,53	-13,23	-14,46
7:00	-48,09	-11,44	-10,48	-13,17	-14,4
8:00	-48,16	-11,55	-10,5	-13,21	-14,44
9:00	-48,28	-11,66	-10,57	-13,3	-14,54
10:00	-48,44	-11,71	-10,65	-13,4	-14,65
11:00	-48,57	-11,77	-10,72	-13,47	-14,73
12:00	-48,7	-11,8	-10,78	-13,54	-14,8
13:00	-48,8	-11,83	-10,83	-13,59	-14,86
14:00	-48,89	-11,84	-10,88	-13,64	-14,91
15:00	-48,95	-11,86	-10,91	-13,67	-14,94
16:00	-49	-11,88	-10,93	-13,7	-14,97
17:00	-49,05	-11,87	-10,96	-13,72	-15,00
18:00	-49,06	-11,86	-10,97	-13,73	-15,01
19:00	-49,06	-11,83	-10,97	-13,74	-15,01

20:00	-49,05	0,00	-10,96	-13,72	-15,00
21:00	-49,06	0,00	0,00	-13,8	0,00
22:00	-49,06	-11,75	0,00	-13,82	0,00
23:00	-48,99	-11,63	-10,99	-13,73	-15,01
24:00:00	-48,75	-11,5	-10,87	-13,6	-14,87
	1169,85	256,82	238	325,91	326,09
lps	48,743	10,700	9,916	13,579	13,587
m³/día	4211,46	924,55	856,8	1173,27	1173,92

Tabla 5. 8 Demanda horaria en nodos

VOLUMEN INYECTADO SEGÚN MODELO M3/DIA $\Sigma = 8340,01$

Los datos en las celdas con valores en cero es debido a que los pozos dejan de bombear en horario punta que es desde las 20:00 hrs., hasta las 22:00.

El procedimiento es el siguiente: En este caso el objetivo es hacer que el caudal no registrado o fugado (que no necesariamente es igual) dependa de la presión, posteriormente el prorrateo se realiza proporcional a la demanda base.

Volumen fugado 5.933,50 m³/día 68,67 lps.

Por lo tanto en la tabla 5.9 contamos con el caudal de la demanda base. y del caudal de las fugas en cada nodo dicho caudal de fugas se determina a través de la ecuación 5.1.

$$Q_{fugas} = \frac{Volumen\ fuga\ total}{Q_{medio\ total} * Q_{medio_i}} \quad (5.1)$$

Donde el volumen total de fuga se refiere al volumen total fugado que en este caso es de 68,67 lps., el Q medio total se refiere al caudal total de la demanda base que en este caso es de 96.53 lps., y el Qmedio_i se refiere a la demanda base en el nodo *i*.

Nodo	Q medio (lps) Demanda base	Q fugas
Conexión N10	0,291	0,207
Conexión N100	0,231	0,164
Conexión N101	1,641	1,167
Conexión N103	0,311	0,221
Conexión N104	0,901	0,641

Conexión N105	0,201	0,143
Conexión N106	0,101	0,072
Conexión N107	0,151	0,107
Conexión N108	0,111	0,079
Conexión N109	0,111	0,079
Conexión N11	0,311	0,221
Conexión N110	0,271	0,193
Conexión N111	0,341	0,243
Conexión N112	0,861	0,613
Conexión N113	0,231	0,164
Conexión N115	0,281	0,200
Conexión N117	0,271	0,193
Conexión N118	0,121	0,086
Conexión N119	0,411	0,292
Conexión N12	0,231	0,164
Conexión N122	0,371	0,264
Conexión N123	0,111	0,079
Conexión N124	0,441	0,314
Conexión N125	0,221	0,157
Conexión N126	0,161	0,115
Conexión N127	0,101	0,072
Conexión N129	0,241	0,171
Conexión N13	0,291	0,207
Conexión N130	0,331	0,235
Conexión N131	0,321	0,228
Conexión N132	0,231	0,164
Conexión N133	0,241	0,171
Conexión N134	0,161	0,115
Conexión N135	0,161	0,115
Conexión N136	0,121	0,086
Conexión N137	0,141	0,100
Conexión N138	0,301	0,214
Conexión N139	0,291	0,207

Conexión N14	0,441	0,314
Conexión N162	0,101	0,072
Conexión N174	0,571	0,406

Tabla 5. 9 Calculo del caudal de fugas

Nota: El sector analizado cuenta con 274 nodos, por lo tanto la tabla aquí mostrada es simplemente esquemática.

El caudal de fugas se reparte mediante emisores en los nodos que se calculan en el instante de menor caudal que es desde las 0:00 hasta las 4:00 horas, es decir cuando las presiones son mayores (horas valle de consumo) y las fugas lo son también, esto sucede en cada nodo como se muestra en la figura 5.6.

Tabla de Evolución - Nudo N162				Tabla de Evolución - Nudo N174			
Tiempo Horas	Demanda LPS	Altura m	Presión m	Tiempo Horas	Demanda LPS	Altura m	Presión m
0:00	0.05	171.54	17.84	0:00	0.33	171.50	17.30
1:00	0.05	172.06	18.36	1:00	0.34	172.02	17.82
2:00	0.05	172.56	18.86	2:00	0.35	172.53	18.33
3:00	0.05	173.05	19.35	3:00	0.35	173.01	18.81
4:00	0.05	173.51	19.81	4:00	0.36	173.48	19.28
5:00	0.07	173.88	20.18	5:00	0.46	173.85	19.65
6:00	0.08	174.06	20.36	6:00	0.52	174.03	19.83
7:00	0.10	173.91	20.21	7:00	0.66	173.87	19.67
8:00	0.10	173.61	19.91	8:00	0.72	173.58	19.38
9:00	0.11	173.27	19.57	9:00	0.75	173.24	19.04
10:00	0.11	173.03	19.33	10:00	0.74	173.00	18.80
11:00	0.11	172.80	19.10	11:00	0.73	172.77	18.57
12:00	0.10	172.62	18.92	12:00	0.71	172.59	18.39
13:00	0.10	172.47	18.77	13:00	0.70	172.43	18.23
14:00	0.10	172.37	18.67	14:00	0.67	172.34	18.14
15:00	0.10	172.28	18.58	15:00	0.66	172.24	18.04
16:00	0.10	172.19	18.49	16:00	0.66	172.15	17.95
17:00	0.09	172.15	18.45	17:00	0.63	172.12	17.92
18:00	0.09	172.15	18.45	18:00	0.62	172.11	17.91
19:00	0.08	172.20	18.50	19:00	0.58	172.17	17.97
20:00	0.07	171.87	18.17	20:00	0.50	171.79	17.59

Figura 5. 6Evolución de la demanda en los nodos

Los resultados son recopilados en la tabla 5.10, así como también se muestran los cálculos de los coeficientes de los emisores.

SECTOR	Q medio(lps) Demanda base	Q fugas	Q _{dmin} lps	Presión	P ^{0,5}	C _{emisor}
Conexión N10	0,291	0,207	0,16	16,55	4,068	0,039
Conexión N100	0,231	0,164	0,13	14,99	3,872	0,034
Conexión N101	1,641	1,167	0,98	16,13	4,016	0,244
Conexión N103	0,311	0,221	0,18	17,67	4,204	0,043

Conexión N104	0,901	0,641	0,53	15,26	3,906	0,136
Conexión N105	0,201	0,143	0,11	15,61	3,951	0,028
Conexión N106	0,101	0,072	0,05	16,6	4,074	0,012
Conexión N107	0,151	0,107	0,08	16,16	4,020	0,020
Conexión N108	0,111	0,079	0,05	18,13	4,258	0,012
Conexión N109	0,111	0,079	0,05	17,84	4,224	0,012
Conexión N11	0,311	0,221	0,18	15,5	3,937	0,046
Conexión N110	0,271	0,193	0,15	15,67	3,959	0,038
Conexión N111	0,341	0,243	0,19	18,43	4,293	0,044
Conexión N112	0,861	0,613	0,51	15,53	3,941	0,129
Conexión N113	0,231	0,164	0,13	16,92	4,113	0,032
Conexión N115	0,281	0,200	0,16	14,5	3,808	0,042
Conexión N117	0,271	0,193	0,15	15,66	3,957	0,038
Conexión N118	0,121	0,086	0,06	15,64	3,955	0,015
Conexión N119	0,411	0,292	0,24	16,38	4,047	0,059
Conexión N12	0,231	0,164	0,13	15,5	3,937	0,033
Conexión N122	0,371	0,264	0,21	16,98	4,121	0,051
Conexión N123	0,111	0,079	0,05	15,67	3,959	0,013
Conexión N124	0,441	0,314	0,25	16,11	4,014	0,062
Conexión N125	0,221	0,157	0,12	15,48	3,934	0,030
Conexión N126	0,161	0,115	0,08	16,41	4,051	0,020
Conexión N127	0,101	0,072	0,05	16,54	4,067	0,012
Conexión N129	0,241	0,171	0,13	16,92	4,113	0,032
Conexión N13	0,291	0,207	0,16	16,04	4,005	0,040
Conexión N130	0,331	0,235	0,19	16,09	4,011	0,047
Conexión N131	0,321	0,228	0,18	14,18	3,766	0,048
Conexión N132	0,231	0,164	0,13	16,6	4,074	0,032
Conexión N133	0,241	0,171	0,13	17,77	4,215	0,031
Conexión N134	0,161	0,115	0,08	15,76	3,970	0,020
Conexión N135	0,161	0,115	0,08	16,49	4,061	0,020
Conexión N136	0,121	0,086	0,06	17,08	4,133	0,015
Conexión N137	0,141	0,100	0,07	18,13	4,258	0,016
Conexión N138	0,301	0,214	0,17	17,51	4,184	0,041

Conexión N139	0,291	0,207	0,16	15,06	3,881	0,041
Conexión N14	0,441	0,314	0,25	17,08	4,133	0,060
Conexión N162	0,101	0,072	0,05	15,86	3,986	0,013
Conexión N174	0,571	0,406	0,33	17,30	4,159	0,079

Tabla 5. 10 Cálculo de los coeficientes de los emisores

Donde Q_{dmin} se refiere a las horas de mínima demanda que en este caso son en el lapso de entre las 0:00 hrs. y las 4:00 hrs. Respecto a la columna de la presión se refiere a la presión disponible precisamente en el rango de las 0:00 hrs. y las 4:00 hrs. Los coeficientes se determinan dividiendo la columna Q_{dmin} entre la columna correspondiente a $P^{0,5}$.

Una vez que se determinan los coeficientes de los emisores, se asignan al modelo obteniéndose los resultados apegados a la realidad como se muestra en la tabla siguiente.

Tiempo	Nudo E1 $Q_{\text{inyectado}}$	Nudo E2 $Q_{\text{inyectado}}$	Nudo E3 $Q_{\text{inyectado}}$	Nudo E4 $Q_{\text{inyectado}}$	Nudo E5 $Q_{\text{inyectado}}$
Horas	LPS	LPS	LPS	LPS	LPS
0:00	-69,31	-23,17	-29,3	-26,47	-25,54
1:00	-69,27	-23,97	-29,09	-26,22	-25,28
2:00	-68,8	-23,78	-28,88	-25,97	-25,02
3:00	-68,46	-23,23	-24,21	-20,29	-24,96
4:00	-68,35	-23,51	-24,49	-20,64	-24,89
5:00	-68,42	-23,04	-28,07	-24,99	-24,92
6:00	-68,51	-23,68	-28,7	-25,76	-24,8
7:00	-68,38	-23,8	-28,73	-25,82	-24,85
8:00	-68,47	-23,88	-28,78	-25,89	-24,92
9:00	-68,37	-23,87	-28,75	-25,85	-24,88
10:00	-68,52	-23,93	-28,81	-25,93	-24,96
11:00	-68,39	-23,86	-28,75	-25,85	-24,89
12:00	-68,47	-23,88	-28,78	-25,89	-24,92
13:00	-68,37	-23,82	-28,73	-25,83	-24,86
14:00	-68,49	-23,85	-28,78	-25,88	-24,92
15:00	-68,37	-23,8	-28,73	-25,82	-24,85
16:00	-68,47	-23,84	-28,77	-25,87	-24,9
17:00	-68,39	-23,78	-28,73	-25,82	-24,85

18:00	-68,44	-23,79	-28,75	-25,84	-24,88
19:00	-68,41	-23,75	-28,73	-25,81	-24,85
20:00	-68,41	0,00	-8,00	-25,95	0,00
21:00	-68,41	0,00	-8,00	-25,91	0,00
22:00	-68,36	-23,62	-28,69	-25,74	-24,78
23:00	-68,4	-23,26	-28,73	-20,64	-24,85
lps	68,47	21,72	26,64	24,95	22,82
m³/día	5915,88	1876,72	2302,02	2155,86	1972,47

Tabla 5. 11 Resultado del modelo aplicando los coeficientes de los emisores

**VOLUMEN INYECTADO SEGÚN MODELO
CON COEFICIENTES DE FUGAS**

m³/día

Σ =14.222,95

Comparando los resultados con el volumen inyectado real y el volumen del modelo :
 $14.273,51 - 14.222,95 = 50,56 \text{ m}^3/\text{día}$, esta diferencia es debido a los decimales que maneja Epanet® que son dos, pero podemos considerar que los coeficientes asignados son idóneos porque representan el comportamiento real de la red.

Por tal motivo y en base a los resultados obtenidos este método será el que se empleara en los demás sectores para representar en el modelo el caudal fugado.

3 Determinación de los factores de influencia

En la revisión de la literatura han sido identificados y enumerados por varios autores un sin numero de factores de influencia en el fallo de las tuberías, por mencionar algunos autores podemos citar a (Morris, 1967; Shamir y Howard, 1979; Kelly y O'Day, 1982; Goulter y Kazemi, 1988), del tal manera que existe un gran espectro para determinar los factores de influencia que se consideraran para evaluar la red de distribución de la ciudad de Celaya. He tenido la oportunidad en dos ocasiones de estar al frente de la gestión de sistemas de agua, y es realmente complicado y ambiguo al momento de tomar la decisión de cómo aplicar los recursos financieros disponibles en la rehabilitación de tuberías del sistema de distribución, de tal forma que en base a los datos obtenidos en la revisión de la literatura, la experiencia personal y la consideración con los gestores de la red de la ciudad de Celaya se determinan los factores.

En los factores seleccionados consideramos los factores estructurales de las condiciones físicas de las tuberías, factores que involucran a la edad, el periodo de instalación de las tuberías y el número de roturas previas, estos factores se agrupan en el cluster del grupo “Básicos o estructurales”. Otro grupo de factores que se consideran en este trabajo son los relacionados con la operación y mantenimiento de los sistemas de distribución, los cuales también influyen de manera considerable en la priorización para la rehabilitación de las tuberías, estos factores son los que involucran a la variación de la capacidad hidráulica de la tubería con el tiempo, otro factor es el índice de deficiencia en los

odos, el cual se relaciona con el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada al suministro de agua hacia los Abonados. Agregamos otro factor en este grupo como es el impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia óptimo. Como su nombre lo indica este factor se relaciona con el comportamiento de la red frente al caudal fugado.

Por ultimo se ha considerado un grupo que relacione el aspecto de criticidad del funcionamiento de la red, es decir considerar el tipo de usuario que se encuentra conectado a la red, el impacto que se pueda tener en un punto de la red que se encuentre indispueta o no se encuentre en un nivel optimo de abastecimiento, es muy variable, por ejemplo no se puede considerar en la misma importancia el efecto que pueda tener un suministro deficiente o nulo a un hospital, escuela o usuarios de consumos considerables que ha un abonado domestico. En este grupo se encuentran los factores del tiempo de renovación de Shamir-Howard, el factor de la influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua, otro factor es el impacto de una rotura en el medio

3.1 Criterios Básicos

Dentro de este grupo, consideramos aquellos criterios que se consideran como básicos en cualquier análisis de renovación de tuberías, y que han sido contrastados y consensuados en la literatura y en gran número de estudios previos. Probablemente se trata de una información con la que contarán las empresas del agua, con el propósito de analizar y evaluar el sistema. Dichos factores son la edad de la tubería y el número de roturas nuevas que aparecen cada año a partir de un determinado año de referencia.

3.1.1 La edad y el periodo instalación de la tubería

El paso del tiempo deteriora las condiciones físicas y operativas de las tuberías. En el caso de las tuberías de material plástico, el paso del tiempo y la pérdida de las sustancias plastificantes rigidiza el material, incrementando la posibilidad de rotura. En el caso de materiales más durables, como los metales, aparece la corrosión y como consecuencia, la fragilización de la tubería. El paso del tiempo contribuye también a empeorar el estado superficial de las tuberías, al incrementar su rugosidad. El envejecimiento de la tubería empeora también otras condiciones tales como la calidad del agua que la atraviesa. Además de todo lo expuesto, se presenta en la práctica una fuerte correlación entre la edad de la tubería y la posibilidad de roturas y fallos. Por tal motivo es necesario considerar en la valoración como un factor de influencia la edad de la tubería y también el periodo de instalación de la misma, que, como ya se ha comentado, aparece en diversos estudios como un factor determinante que establece diferencias entre tuberías de la misma edad.

3.1.2 Numero de roturas acaecidas

El número de fallos y roturas que ha sufrido una tubería es un indicador de gran valor para poder establecer correlaciones con todos los posibles factores de influencia (diámetro, material, edad, etcétera). El registro de estos eventos o incidencias constituye un material de gran valor para poder modelizar estadísticamente los fenómenos de fallo o rotura, y también planificar adecuadamente las acciones de mantenimiento preventivo

y no deberían escatimarse los esfuerzos por parte de la compañía de aguas en conseguir unos informes completos y fiables de cada incidencia acaecida, puesto que pueden constituir una de las herramientas más importantes en la gestión técnica del sistema y en la planificación futura del mismo.

3.2 Criterios Funcionales

3.2.1 Disminución de la capacidad hidráulica de la tubería

Con este factor se busca evaluar la evolución decreciente de la capacidad hidráulica de la tubería, debido a la disminución del diámetro y el aumento del coeficiente de rugosidad. Además de la posibilidad de fallos o roturas, la pérdida de funcionalidad de una tubería constituye un criterio de valor para determinar si debe ser sustituida o rehabilitada, puesto que si una tubería deteriorada ya no alcanza la capacidad funcional que de ella se espera, será necesario intervenir para recuperar dicha capacidad. Para evaluar la pérdida de capacidad de las tuberías se puede utilizar cualquier software de simulación de redes, planteando los escenarios apropiados para la evaluación.

3.2.2 Índice de deficiencia en los nodos

Este índice traduce el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada al suministro de agua hacia los Abonados. Permite censar el conjunto de los nodos de consumo donde el suministro no está asegurado. (Wagner y al, 1988) suponemos que debajo de una cierta presión P_{inf} el suministro del agua no es asegurado más. Para cada tubería “cortada”, se efectúa un cálculo de la presión con la ayuda de Epanet®, luego se realiza una comparación con la presión P_{inf} . El umbral inferior permitido para la ciudad de Celaya es de **10 mca.**, según el manual de lineamientos y normas técnicas vigente. Si la presión medida en el nodo de consumo es inferior a la presión mínima, entonces el nudo considerado será perjudicado mientras la tubería se encuentra indisponible. Este procedimiento permite identificar el conjunto de los nudos perjudicados. Una vez que estos nodos son identificados, se calcula para cada tubería cortada y se elabora el informe entre el número de nodos no comunicados y el número total de nodos que constituyen la red.

3.2.3 Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia óptimo.

Es un hecho que en cualquier sistema de distribución se desconoce que ocurre con una porción, mayor o menor del agua que se inyecta en el mismo. Esta agua “incontrolada” no se pierde a través de las fugas en su totalidad (aunque si probablemente en su mayoría), si no que se debe también a otras causas tales como errores de medición, consumos no medidos y/o no autorizados.

Una de las primeras acciones que se debe emprender el responsable de la gestión del sistema de abastecimiento es la realización de una auditoria con el fin de evaluar el balance hídrico del sistema. Ahora bien, una vez identificados y cuantificados los distintos componentes del balance, las preguntas inmediatas resultan ser tales como: ¿ la cantidad de agua incontrolada que se ha calculado, es mucha o poca? ¿excesiva o no? ¿Qué cuantía de recursos debe destinarse a recuperarla y en que proporción? en general ¿cuan buena o mala es la situación en que se encuentra el sistema y que es lo que mejor

que debe hacerse?

El análisis de las diferentes opciones existentes para mejorar la gestión de una red de distribución de agua, requiere previamente como se ha mencionado, la realización de una revisión y valoración del estado del sistema, es decir una auditoría mínima pero.

Suficiente que nos indique claramente cuales son las insuficiencias encontradas en todo el proceso de cálculo de los indicadores objetivo programados, una vez conocido el diagnóstico, corresponde a la empresa del sistema tomar la decisión de sumergirse o no en la política de la mejora continua de la red.

La auditoría y más concretamente la metodología de discriminación de los volúmenes incontrolados de fuga y los volúmenes incontrolados consumidos, proporciona el valor de las pérdidas reales anuales, es decir el cuanto de la gestión, pero no nos dice en principio nada sobre el “que hacer”, “hasta cuando seguir así”, “como hacer” y por tanto si merece la pena o no, por ejemplo la ejecución de un plan inmediato o futuro, de una planificación de actuación cíclica mensual o quizás anual de detección de fugas. Conocer el volumen de fugas existentes no es suficiente para su reparación porque entre otras cosas no se sabe su localización y para su eliminación esto es algo obviamente imprescindible.

3.3 Criterios Misceláneos

3.3.1 Tiempo de renovación óptimo de la tubería según Shamir-Howard

Pese a que el modelo propuesto por Shamir y Howard (1979) es considerado como uno de los primeros modelos para la renovación de tuberías, no ha perdido aplicabilidad y sigue siendo interesante su aplicación en como un factor más de influencia. Lo más relevante del modelo de Shamir y Howard es que se está basado en una regresión exponencial que describe el crecimiento del índice de fallos por km y año. Este factor permite, además, iniciar una primera aproximación para la valoración económica en la decisión de la renovación de tuberías. En resumen, este modelo sopesa los costes de las reparaciones contra los costes de la sustitución de las tuberías, dando como punto óptimo de sustitución aquel en el que los costes de mantenimiento de la tubería superan el coste de sustitución o rehabilitación. En nuestro caso, las tuberías cuyo tiempo de renovación óptimo sea más corto (esté más cercano) serán penalizadas con un puntaje mayor en la jerarquía.

3.3.2 Influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua:

Dentro de las redes de distribución existen abonados con una gran variedad de volumen de consumo, que pueden ser más importantes para la compañía atendiendo a ese volumen, y en consecuencia, no se puede valorar igual una afectación en el servicio, de modo que sea deficiente o que no se llegue a prestar por completo momentáneamente en un sector que otro de la red. Es de suma importancia para la empresa de aguas valorar para cada tubería el grado de afectación de los usuarios, dependiendo del tipo de usuario, así como la influencia respecto al comportamiento de la presión y del servicio prestado. Por ejemplo, la empresa de agua JUMAPA de la ciudad de Celaya tiene localizados geográficamente los consumidores importantes desde el punto de vista de

los volúmenes consumidos los cuales son considerados como consumidores “mayores”, y estos grandes usuarios reaccionaran de forma diferente que los abonados domésticos ante un servicio deficiente o inexistente. Este factor pretende poner en valor la diferencia cuantitativa de los usuarios.

3.3.3 Impacto de una rotura en el medio ambiente

En la bibliografía se menciona el esfuerzo que se ha hecho para considerar la cuantificación de una rotura en el entorno de las redes de agua potable, lo cual resulta por demás complejo: dado que no son magnitudes numéricas que se puedan traducir a una misma escala, resultan ser valoraciones que en ciertas ocasiones sobrepasan el limite de la objetividad al generarse como interpretaciones de la situación por parte de la persona que evalúa, es entonces imprescindible, si lo que se desea es evaluar este aspecto, utilizar escalas semánticas que traduzcan al lenguaje matemático conceptos que como ya se ha dicho son de naturaleza cualitativa.

Las valoraciones que se realizan en general en la bibliografía son valoraciones semánticas y se valora el impacto que pueda tener una rotura en el entorno, como se ha mencionado una rotura podrá tener diferentes impacto según donde se localice geográficamente tanto en los daños que pueda ocasionar en el aspecto económico, administrativo como social, por ejemplo si las roturas que se sufren continuamente en un sector muy transitado tendrán repercusiones fuertes para la empresa de aguas si la rotura sucede en una zona de trafico moderado o escaso, de tal manera que es indispensable realizar dicha consideración

4 Identificación de alternativas: tuberías objeto de estudio

La determinación respecto a las tuberías que deberán ser objeto de este estudio se consideraron sectores hidráulicamente aislados y grupos de tuberías homogéneas respecto al diámetro, edad, sector etc., como se ha venido mencionando en párrafos anteriores, cabe resaltar que los sectores se seleccionaron contemplando que fueran representativos de la red de la ciudad de Celaya, un factor importante es la consideración las tuberías mas antiguas que es el sector centro, el cual cuenta con diferentes tipos de material de la tubería. Se harán estudios y modelación de los sectores mencionados.

Dicha aplicación requeriría la disposición de una base de datos completa y enlazada con un sistema de información geográfica, además de los recursos informáticos que permitan procesarla con agilidad. Otra consideración importante es que los factores seleccionados y la priorización que se obtenga se tomaran en consideración por la empresa de aguas de la ciudad para aplicar los recursos financieros disponibles. En la Figura 5.7 quedan reflejadas las tuberías planteadas y la topología de las diferentes redes en cada uno de los sectores, obtenidas del modelo en funcionamiento normal de la red.

Los esquemas mostrados, de los modelos hidráulicos de los cuatro sectores analizados se realizaron con Epanet® , y son parte esencial en el proceso del presente análisis.

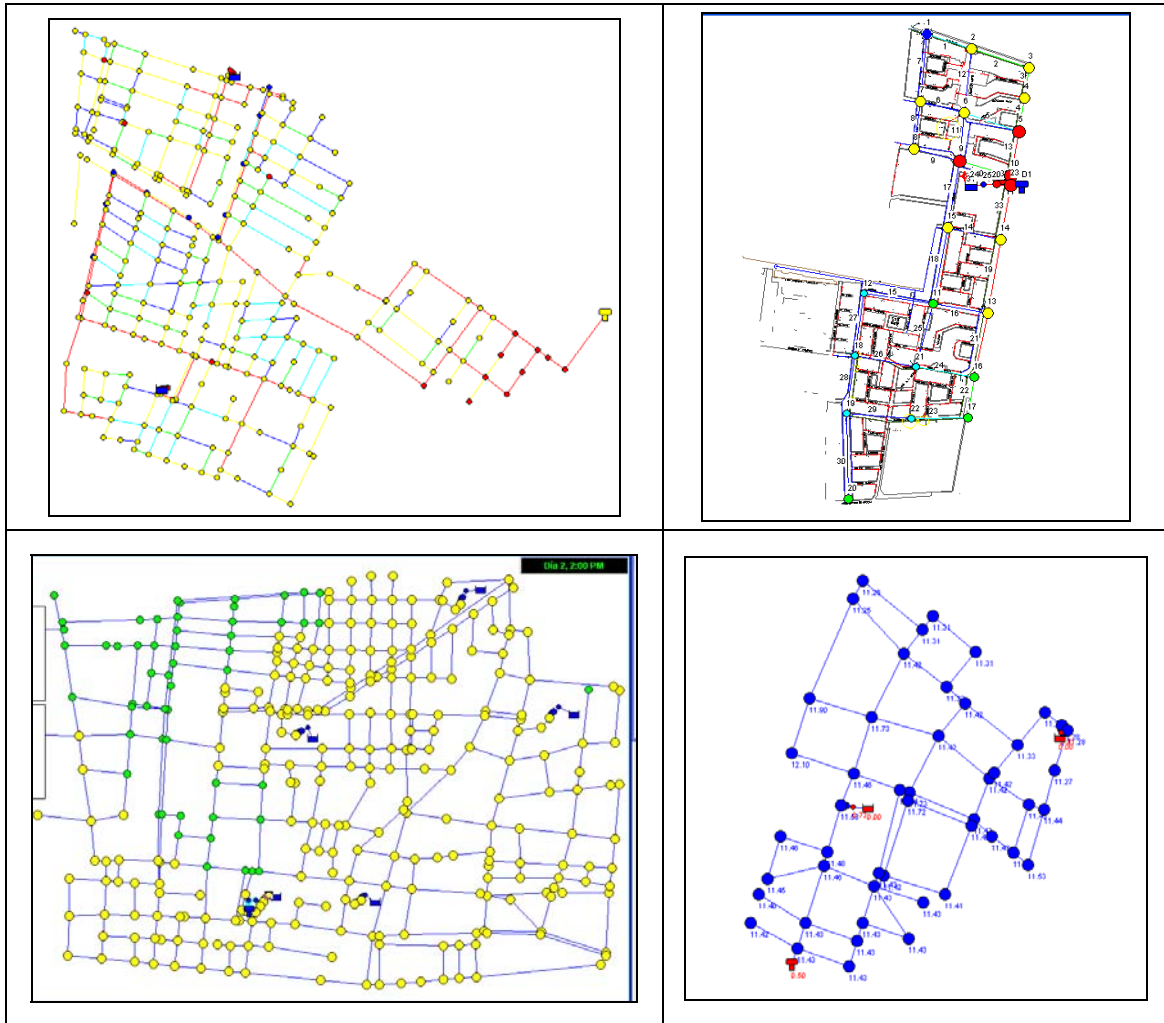


Figura 5. 7 Modelos hidráulicos de los cuatro sectores analizados

5 Evaluación de las tuberías seleccionadas según los criterios definidos

Seguidamente a la definición de los factores que se van a tomar en consideración para la evaluación de las tuberías, se procederá a la evaluación y valoración de dichos factores, lo que nos indicará la importancia de cada uno de ellos en las diferentes tuberías.

5.1 Criterios Básicos

5.1.1 La edad y el periodo de instalación de la tubería

Las tuberías más antiguas de la red de distribución de la ciudad de Celaya son de fierro fundido (Fo-Fo) y fierro galvanizado (Fo-Ga), le siguen las de asbesto cemento (A-C) las cuales se instalaron en la década de los 70's, siendo el estado de Guanajuato uno de los pioneros en la instalación de este material en México, posteriormente se continua con materiales constituidos por polímeros como el PVC y el polietileno de diferentes densidades, en el caso del distrito analizado en este trabajo denominado San Juanico, las circunstancias identificadas por la empresa de agua es que el proceso de "junteo" de este tipo de material no se realizo como marca la normativa vigente, esto se ha detectado al

momento de reparar el numero significativo de fugas que se reparan en el sector, a pesar de ser la tubería con menor antigüedad. De tal manera como se ha comentado los diferentes periodos de instalación, muestran diferentes características en los fallos de las tuberías, estas características son más dependientes de la práctica de construcción o proceso de instalación esto para cada periodo.

Por tal motivo para la valoración de este factor se contempla la conjugación de ambos elementos tanto la edad de la tubería como el periodo de instalación, la ecuación que valora este factor es la siguiente:

$$Puntuación (edad) = \frac{Edad}{T_{ev}} * Valor P_{inst}. \quad (5.2)$$

Donde T_{ev} se refiere al tiempo de vida esperado, Valor P_{inst} . Es el valor del periodo de instalación y el cual dependerá de la calidad de instalación en cada era, para cada uno de los distintos materiales de la tubería. Cabe mencionar que el valor del periodo de instalación se basa en los antecedentes y en la recopilación de datos por parte de JUMAPA y el rango es de 1 a 5 donde el mayor valor se refiere a la peor calidad de instalación del periodo de instalación para tipo de material. En la tabla 5.12 se muestran los resultados para este factor.

ID Linea	Valor periodo instalación	Tiempo vida esperado	Edad	Edad/Tvr	Edad/Tvr * Vpinst.	Interpolación
AC A1	2	50	40	0.80	1.60	10.00
AC A2	1.5	50	30	0.60	0.90	5.63
Fo Fo C1	2	90	50	0.56	1.11	6.94
Fo Ga C1	2.5	80	50	0.63	1.56	9.77
Fo Ga C2	3	80	40	0.50	1.50	9.38
PVC 30	2	60	30	0.50	1.00	6.25
PVC 20	2	60	20	0.33	0.67	4.17
Polietileno	5	60	10	0.17	0.83	5.21

Tabla 5. 12 Resultado de la valoración de la edad y periodo de instalación

Una vez que se han determinado los cálculos, se realiza la interpolación donde el valor mas alto del resultado de la ecuación 5.2 se asigna igual a 10 y el resto de manera proporcionar como se muestra en la grafica de la figura 5.8.

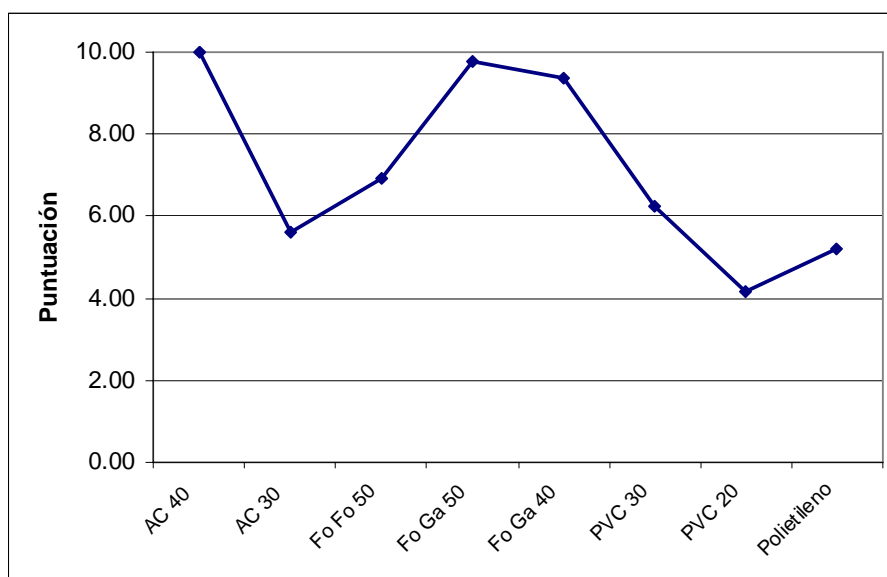


Figura 5. 8 Valoración de la edad de la tubería

5.1.2 Historial de fugas de cada tubería

La red de la ciudad de Celaya dispone de un historial de roturas y fugas producidas durante los últimos 10 años. Y de años anteriores de manera intermitente, el número de fugas de cada uno del grupo de tuberías de estudio está representado en la Tabla 5.13, podemos observar que la mayor cantidad de fugas es en el sector de Jardines donde la tubería es de PVC y cuenta con una edad de 30 años, pero también es el sector con una mayor longitud, el material que ha tenido menor fugas es el de asbesto-cemento con una edad de 30 años, hay que mencionar que es el grupo de tuberías de menor longitud total.

ID Línea	Longitud m	Edad	Número de roturas (año)
AC (A1)	12605	40	310
AC (A2)	7243	30	164
Fo Fo (C1)	11613	50	240
Fo Ga (C1)	8600	50	196
Fo Ga (C2)	7540	40	184
PVC30	25201	30	425
PVC20	11548	20	208
Polietileno	13865	10	311

Tabla 5. 13 Número de roturas por tipo de tubería

Para poder establecer una base uniforme de comparación, no podemos hacerlo directamente computando las tasas de fallo o rotura en una tubería, es necesario calcular el número de roturas por unidad de longitud (km) y unidad de tiempo (año), para poder realizar la valoración de cada una de las tuberías (Tabla 5.14). La valoración se realizará mediante una interpolación lineal, asignado un valor de 10 al máximo número de roturas y asignando un valor 0 a la tubería que obtenga de 0.5 roturas por km y año.

ID Línea	Longitud m	Edad	Número de roturas (roturas/Km. año)	Interpolación
AC (A1)	12605	40	4,09	10,00
AC (A2)	7243	30	3,77	9,18
Fo Fo (C1)	11613	50	3,44	8,36
Fo Ga (C1)	8600	50	3,79	9,25
Fo Ga (C2)	7540	40	4,06	9,92
PVC30	25201	30	2,81	6,78
PVC20	11548	20	3,00	7,26
Polietileno	13865	10	3,73	9,10

Tabla 5. 14 Puntuación de cada tubería en función del número de roturas / km. año

5.2 Criterios Funcionales

5.2.1 Capacidad de transporte de cada tubería

Como ya se menciona, en este apartado se valora la capacidad de transporte de cada tubería por lo que, conocido su diámetro y la rugosidad absoluta real de ambas características, Si se considera que la rugosidad de la tubería se incrementa con el paso del tiempo y de otras características como el tipo de material, la calidad del agua trasegada, etc. Determinando la rugosidad absoluta para un momento de tiempo dado a través de la siguiente ecuación.

$$k_{si}(t) = k_{soi} + a_i(t + g_i) \quad (5.3)$$

Donde k_{soi} es la rugosidad de la tubería nueva (mm), a_i es el crecimiento de la rugosidad (mm/año), t es el número de años entre el actual y el momento para el cual se quiere determinar la rugosidad, g_i es la edad inicial del tubo (años), D_i es el diámetro del tubo i (mm).

Por otro lado, el diámetro real del tubo para un instante de tiempo dado es calculado mediante la ecuación:

$$D_i(t) = D_{oi}(1 - red_i(t + g_i)) \quad (5.4)$$

Donde D_{0i} es el diámetro real en mm para el tubo nuevo según catálogos, y red_i es la reducción anual del diámetro del tubo (años^{-1}).

Con la formulación anterior tomada del modelo planteado por Sharp y Walski (1998) se puede determinar el funcionamiento de una red de distribución de agua potable para un instante de tiempo dado considerando el incremento de la rugosidad de las tuberías y el taponamiento de las mismas por incrustación de materiales, ambos lineales respecto al tiempo. Derivado de lo anterior se puede calcular las pérdidas de carga por km de tubería reales, esto se realiza a través del modelo de simulación empleando Epanet®.

ID Línea	Longitud m	Edad	Reducción del diámetro %
AC (A1)	12605	40	6,00
AC (A2)	7243	30	5,26
Fo Fo (C1)	11613	50	8,12
Fo Ga (C1)	8600	50	7,08
Fo Ga (C2)	7540	40	7,46
PVC30	25201	30	3,14
PVC20	11548	20	2,45
Polietileno	13865	10	1,80

Tabla 5. 15 Porcentaje de reducción del diámetro

La forma de valorar este criterio es mediante el cálculo de la pérdida de la capacidad hidráulica, mediante una simulación hidráulica de los dos escenarios –antes y después de la pérdida de capacidad-, para una tubería con características nuevas y para la tubería en condiciones actuales, para lo que se emplearan las siguientes expresiones:

$$\text{Pérdida de Capacidad hidráulica} = h'f - hf \quad (5.5)$$

$$\text{puntuación} = \frac{h'f - hf}{h'f} * 10 \quad (5.6)$$

ID Línea	Longitud m	Edad	Perdida de la capacidad (mca)	Puntuación
AC (A1)	12605	40	2,73	3,98
AC (A2)	7243	30	2,44	4,64
Fo Fo (C1)	11613	50	3,51	5,02
Fo Ga (C1)	8600	50	3,26	4,73
Fo Ga (C2)	7540	40	3,11	4,10
PVC30	25201	30	1,12	4,92
PVC20	11548	20	2,31	4,27
Polietileno	13865	10	0,98	2,86

Tabla 5. 16 Puntuación de la capacidad hidráulica

5.2.2 Índice de deficiencia en los nodos

Con este índice se pretende evaluar el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada al suministro de agua hacia los abonados en cada uno de los sectores, en lo que se refiere a la presión inferior disponible en horas punta. Y en donde se evaluará con la ayuda de Epanet® el comportamiento de la presión de la red al simular el cierre de cada una de las tuberías, con lo cual se conocerá la importancia de las mismas y su impacto en el comportamiento de la presión en la proximidad y en general de la tuberías que se cerraran en la simulación, esto comparando la presión inferior permitida que es de 10 mca. Este procedimiento permite identificar el conjunto de los nodos perjudicados o que no cumplen con los requerimientos mínimos demandados por los abonados como ya se menciono. Una vez que estos nodos son identificados, se calcula para cada tubería “cortada” y se elabora el informe entre el número de nodos no comunicados y el número total de nodos que constituyen la red. La implementación es realizada con la macro IDN en VBA con la ayuda de la herramienta Toolkit de Epanet® desarrollada por la EPA (ver figura 5.9). Donde La evaluación del índice en específico se llevara a cabo a través de la expresión:

$$IDN_j = \frac{\text{Numero de nodos}_{inf}}{\text{Numero de nodos total}} \quad (5.7)$$

Se realizara una penalización por el número de tuberías que afecten a los nodos por debajo de la presión inferior permitida. Siendo esta mayor entre mayor sea el numero de tuberías que afecten a los nodos que se encuentran por debajo de la presión mínima permitida, es decir el sector que cuente con menor numero de tuberías “importantes” mayor será la penalización, esto debido al factor de redundancia en cada uno de los sistemas de distribución. La puntuación será con un valor de 10 para el IDN mayor y 0 para el índice menor, esto directamente proporcional al valor del IDN.

Cabe mencionar que este mismo criterio será utilizado posteriormente en otro apartado pero se agregaran otras variantes.

Una vez realizada la aplicación de la expresión 5.6 en cada uno de los grupos de las tuberías se obtienen los resultados mostrados en la tabla 5.17.

ID Línea	IDN %	Numero de tuberías "importantes"	Puntuación
AC (A1)	21	6	4,1
AC (A2)	38	5	5,8
FoFo (C1)	32	4	5,2
Fo Ga (C1)	26	4	4,6
Fo Ga (C2)	35	4	5,5
PVC30	16	7	3,6
PVC20	35	4	5,5
Polietileno	80	3	10,0

Tabla 5. 17 Valores de los índices de deficiencia en los nodos

El mayor valor resulta para la tubería de polietileno, localizada en el sector San Juanico, esto es gran parte por su configuración topológica de la red.

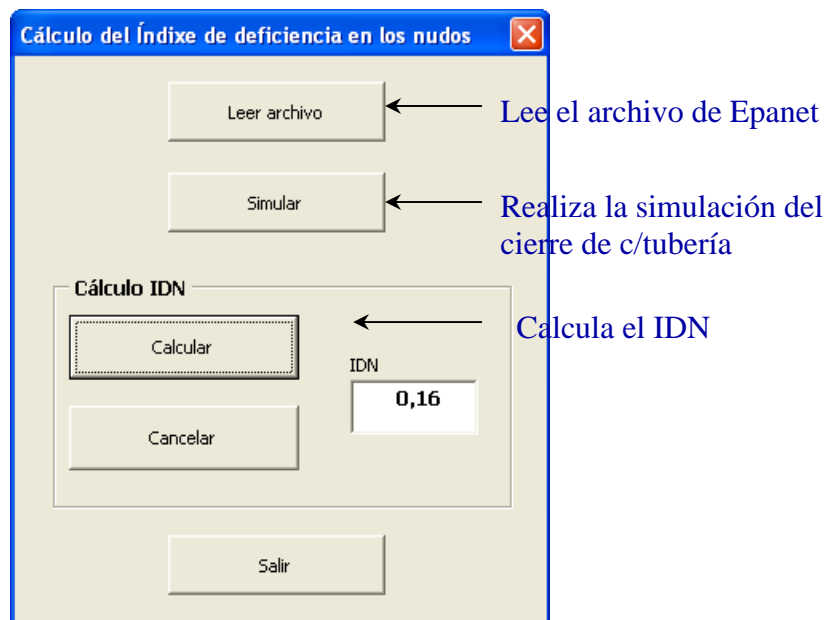


Figura 5. 9 Macro IDN que calcula el índice de deficiencia en los nodos

Respecto a la elaboración de la macro el funcionamiento es el siguiente; se llama el archivo de salida de EPANET con extensión *.inp, lee los datos de EPANET a través de

la herramienta de la librería Toolkit el cual permite a los desarrolladores personalizar la ingeniería computacional de EPANET para necesidades específicas personales, a través de interfaces de diversos lenguajes computacionales entre ellos Visual Basic que es el que se utiliza en esta aplicación, esto se puede hacer directamente en Excel desde un botón de comando en Visual Basic, una vez que es llamado el archivo el cual es representado en la macro a través del botón de comando de leer archivo, se realiza la simulación del cierre de cada una de las tuberías a través del botón de comando de simular como aparece en la figura 5.9.

Posteriormente se obtiene el conjunto de resultados y se vuelcan sobre la hoja de Excel dichos resultados, Obteniendo los resultados de la simulación se realiza el algoritmo de cálculo de índice respectivo en donde se aplica la solución de las ecuaciones respectivas, esto con la utilización de subrutinas y para lo cual su ejecución en la macro es realizada a través del botón del comando de calcular y en donde los resultados se muestran en el cuadro de texto que contiene la macro. Es así de una manera general como se elaboró la macro que nos facilitará el cálculo del índice.

5.2.3 Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia óptimo.

En la red de la ciudad de Celaya, el caudal de fugas es muy significativo. Como se ha podido constatar por el departamento de recuperación de agua, el mayor problema al que se han encontrado es la localización espacial de dichos volúmenes, los cuales según su dimensión afectan al comportamiento de la red disminuyendo la presión y demeritando el servicio prestado a los usuarios.

De esta manera y dado que el caudal fugado en la red es de una importante proporción respecto al total inyectado, resulta necesario evaluar la manera en que la red se resiente ante la existencia de las fugas en cada una de las tuberías que se han incluido en el presente estudio. En consideración que los efectos de la ocurrencia de una fuga son diferentes dependiendo de la tubería donde sucede, se antoja acertado asumir que aquella que genere una mayor afectación (traducida en una disminución de la presión) en más nodos ante dicho fallo sea penalizada con mayor intensidad que otra que no tenga tanta influencia. Se analiza el descenso de presión en los nodos de alrededor y se efectúa la penalización en función del número de nodos afectados y del descenso de presión en horas punta de la demanda. Este criterio de alguna manera sanciona, la influencia en el consumo de los nodos afectados, además de las variaciones sufridas en el nudo de la tubería analizada donde se presenta la fuga.

Se compara la simulación realizada con Epanet® con la red con una eficiencia física del 85%, ratio considerado como satisfactorio (AWWA Leak Detection and Water Accountability Committee, 2004), contra los resultados de la simulación realizada con los datos actuales reales. Todo esto se realizara con el método descrito en el apartado 2.1.5 respecto al asignación de las fugas dependientes de la presión. Lo mismo sucede con el porcentaje del 85% de eficiencia donde el caudal fugado en cada nodo se realiza en base a la presión, la evaluación se realizara con la siguiente expresión.

$$IIQ_{fuga} = \frac{Num.nodos_{inf\ 85\%} - Num.nodos_{inf\ real}}{Numero\ de\ nodos\ total} \quad (5.8)$$

La puntuación se realiza del siguiente modo: el valor mayor obtenido de la expresión 5.8 para cada grupo de tubería se le asignara el valor de 10 y para el menor el valor de cero, realizando una interpolación para los valores intermedios.

ID Línea	IIQ _{fuga}	Puntuación
AC (A1)	21	0,00
AC (A2)	38	2,45
FoFo (C1)	17	0,55
Fo Ga (C2)	62	4,62
Fo Ga (C2)	52	3,72
PVC30	48	3,24
PVC20	92	10,00
Polietileno	36	2,23

Tabla 5. 18 Valores de los índices de impacto del caudal fugado

La implementación es realizada con la macro IIQ en VBA con la ayuda de la herramienta Toolkit de Epanet® desarrollada por la EPA en la figura 5.10 se muestra el esquema de la macro.

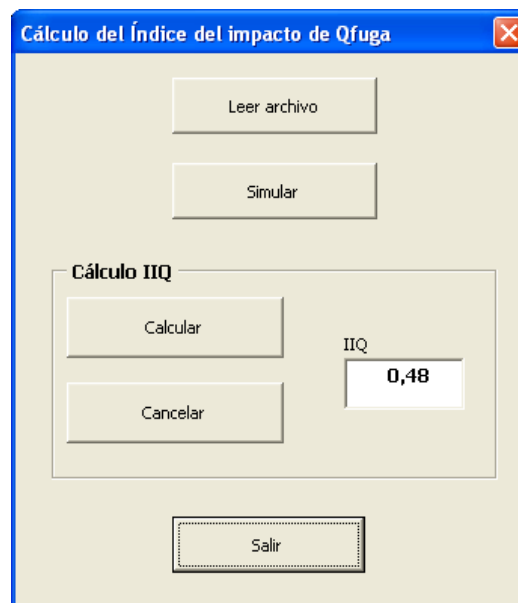


Figura 5. 10 Macro IIQ que calcula el índice del impacto del Q_{fuga} en la red

5.3 Criterios Misceláneos

5.3.1 Tiempo de renovación óptimo de la tubería según Shamir-Howard

En la gran mayoría de las empresas de agua se cuenta con una base de datos de registro de fugas, en unos con una mejor estructura que otras, también con una variación muy amplia en cuanto a la calidad y cantidad de los datos. Pero es la primera aproximación en el intento de obtener una estructura y una metodología para la toma de decisiones en la rehabilitación de tuberías, es claro que se deben de considerar una serie de factores como ya se han mencionado a lo largo de este trabajo.

Se han publicado una serie de enfoques analíticos y de optimización para la ayuda en la toma de decisiones de tubería de reemplazo basado en el historial de fugas. Un clásico que la inmensa mayoría de los trabajos publicados toman como referencia es el trabajo presentado por Shamir y Howard (1979), los cuales propusieron un modelo analítico para la sustitución de tuberías de toma decisiones basadas en la historia de las rotura de tuberías y el coste de reparación y sustitución de las mismas. Shamir y Howard fueron los primeros en sugerir que el índice de roturas en las tuberías se incrementa de manera exponencial con la edad de la tubería y se pueden obtener predicciones de roturas futuras. Así mismo afirman que el momento óptimo para la sustitución de tuberías existentes se puede obtener utilizando esta metodología.

En este factor se consideran la edad, el material, la distribución hidráulica de una manera homogénea para todas las tuberías de cada sector analizado de la red de Celaya.

$$N(t)_j = N(t_o)_j * e^{A_j(t+g_j)} \quad (5.9)$$

Donde $N(t)_j$ es el número de roturas por unidad de longitud por año en el tubo j en el momento t ($\text{Km}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$); $N(t_o)_j$ es el $N(t)_j$ en el año de instalación del tubo j (tubo nuevo); t es el tiempo transcurrido en años; g_j es la edad del tubo j en la actualidad (años); y A_j es el coeficiente de crecimiento de la tasa de roturas del tubo j (años^{-1}).

ID Línea	Longitud m	Edad	Número de roturas (roturas/km año)	A (año ⁻¹)	N(t _o) (No/km/año)
AC (A1)	12605	40	4,099	0,063	0,910
AC (A2)	7243	30	3,774	0,075	0,654
Fo Fo (C1)	11613	50	3,444	0,068	0,638
Fo Ga (C1)	8600	40	3,798	0,067	0,854
Fo Ga (C2)	7540	50	4,067	0,072	0,721
PVC30	25201	30	2,811	0,070	0,487
PVC20	11548	20	3,002	0,058	0,731
Polietileno	13865	10	3,738	0,061	0,876

Tabla 5. 19 Índices y coeficientes de roturas

Observamos que los coeficientes en las tuberías de Fo Fo y Fo Ga, son muy similares y espacialmente se encuentra en zonas contiguas. Estas ecuaciones nos permiten predecir las futuras roturas por kilómetro y año de cada grupo de tuberías que se representan en la figura 5.11.

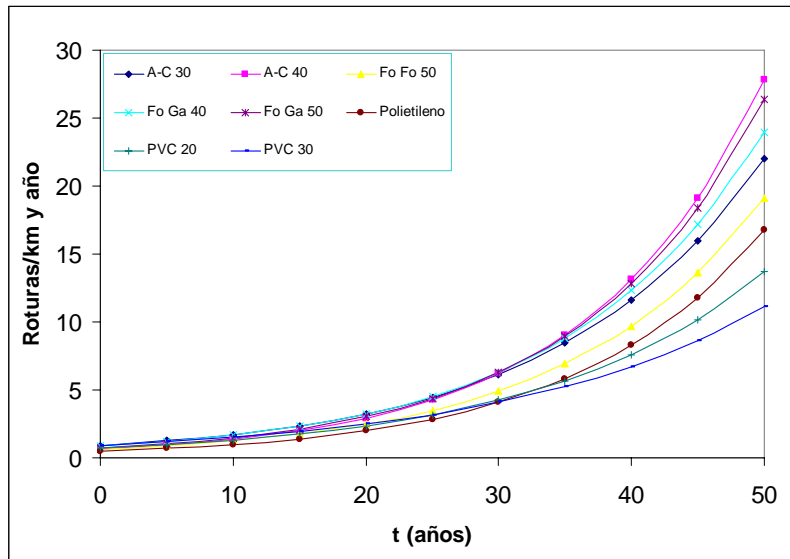


Figura 5. 11 Predicción de roturas en el tiempo

Shamir y Howard (1979) obtienen una expresión (5.10) para calcular el momento óptimo de sustitución de una tubería (t_s), sumando el coste de sustitución de la tubería (C_s) y los costes de reparación (C_r) que hay en el periodo t_s-t_0 y derivando respecto a t_s para obtener el año de sustitución para coste mínimo. En la siguiente ecuación la variable i representa el índice anual de inflación y t_0 el año de referencia.

$$t_s = -g_j + \frac{1}{A_j} \ln \left[\frac{C_s + \ln(1+i)}{C_r N(t_0)} \right] \quad (5.10)$$

El coste de sustitución de una tubería incluye todos los conceptos de la integración de los precios unitarios desde la demolición la demolición de pavimento en calzada o acera, el proceso de excavación, suministro e instalación de la tubería incluidas las piezas especiales, el montaje y las pruebas necesarias, plantillas y rellenos con material de banco y la correspondiente reposición del pavimento existente en acera o calzada. También se incluye la retirada de los escombros a vertedero y el canon de vertido en la tabla 5.20 se resumen los costes de sustitución para los diversos diámetros.

COSTE DE SUSTITUCION					
Diámetro	Fofo	FoGa	A-C	POLIET.	PVC
75	439,55	439,55	439,55	439,55	439,55
100	484,44	484,44	484,44	484,44	484,44
150	546,31	546,31	546,31	546,31	546,31

Fo Ga (C2)	7540	50	50,36	0,36	10,00
PVC30	25201	30	61,44	31,44	0,00
PVC20	11548	20	62,21	42,21	0,00
Polietileno	13865	10	51,24	41,24	0,00

Tabla 5. 22 Puntuación para los tiempos de renovación

5.3.2 Influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua.

En los diferentes sectores que se han seleccionado existen abonados con consumos mensuales considerables por encima de 100 m^3 , usuarios de diversos usos y giros y en donde la falta de suministro o un servicio deficiente causa estragos para los usuarios y problemas administrativos y sociales a la JUMAPA, en el sistema geográfico de la empresa de aguas (JUMAPA) existe una base de datos con los consumos “mayores” mensuales de cada abonado en cada sector, localizados geográficamente, en la figura 5.12 se muestra la localización geográfica de los consumidores mayores de uno de los sectores, así como en la tabla 5.23 se presenta el número de consumidores “mayores” en cada sector.

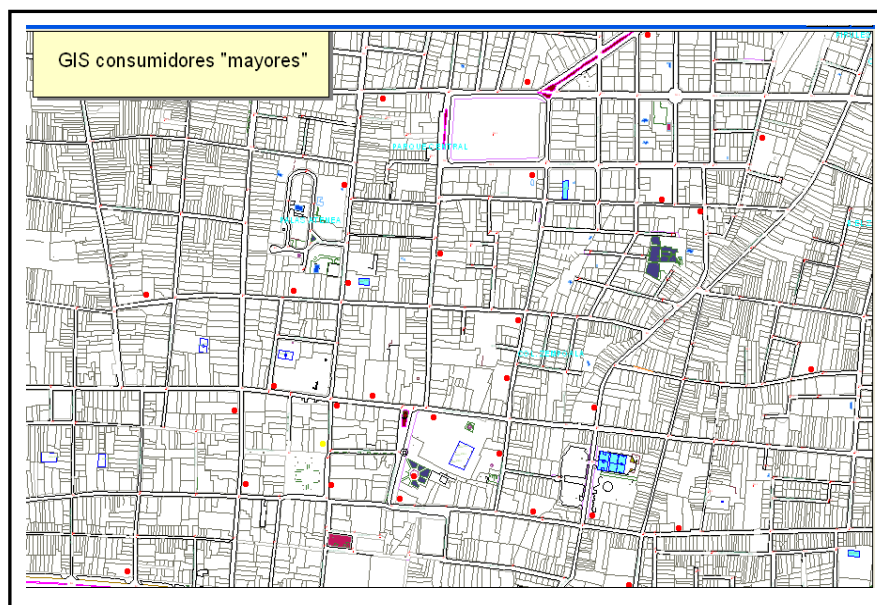


Figura 5. 12 Esquema de un sector de la localización geográfica de los consumidores “mayores”

Se han considerado para el tipo de usuario la clasificación de la JUMAPA para los consumidores denominados “mayores” los cuales son aquellos usuarios que consumen al menos 100 m^3 mensuales por acometida, para lo cual en la Tabla 5.23 se presentan el número total de usuarios mayores en cada sector.

TIPO USUARIO	Centro	Jardines	San Juanico	Girasoles
--------------	--------	----------	-------------	-----------

Asistencia social	4	1	0	0
Comercial alto	31	3	1	1
Comercial medio	12	2	2	1
Domestico C	10	21	0	1
Industrial A	3	0	0	0
Instituciones educativas	5	3	3	2
Mercados distritales	3	0	0	0
Servicios públicos	4	0	0	1
Hospitales	2	0	1	0
total	74	30	7	6

Tabla 5. 23 Tipo y número de usuarios mayores por sector de análisis

A continuación, se simula en el programa Epanet® (EPA, 2000), el corte de cada tubería iniciando por las tuberías de la red principal y se analizan el número de nodos afectados en hora punta (09:00 h) y el grado de influencia de este corte en cada nodo, midiendo el descenso de presión originado, así como el número de nodos donde se localizan los consumidores importantes.

El comportamiento de la red al hacer la simulación del cierre de las tuberías es diferente en cada sector, por ejemplo en los sectores de Girasoles y San Juanico, los cuales se alimentan de una sola fuente, el comportamiento al cerrar cada una de las tuberías en lo que respecta a la línea común que sale de cada uno de los pozos y posteriormente se divide en dos ramales principales, el número de nodos en los que disminuyen la presión por debajo de la presión mínima permitida se relaciona con cada sector que es afectado por el cierre de la tubería principal que lo alimenta.

Por lo tanto afectan en esa misma proporción a los consumidores “mayores” que se encuentran en cada área del sector. Lo que respecta a los sectores del Centro y Jardines que cuentan con dos o más fuentes de alimentación, por tal motivo el comportamiento es diferente, consideramos que es por el factor de la redundancia, lo cual al momento de la valoración de la puntuación influye.

En la siguiente figura se ilustran los cálculos realizados para un sector, donde para hacer considerado un nodo como crítico en cuanto al criterio de afectación debe estar por debajo del umbral permitido que para la ciudad de Celaya es de **10 mca**. Y suministrar o dejar de hacerlo según sea el caso a un usuario considerado como “mayor”, es decir debe de cumplir con ambos requisitos.



ID Nudo	Consu mo	Tuberías cerradas					Tuberías cerradas				
		13	23	33	19	21	13 Presión m	23 Presión m	33 Presión m	19 Presión m	21 Presión m
Conexión 1	0	no	no	no	no	no	6,75	0,00	12,32	14,72	14,79
Conexión 2	0	no	no	no	no	no	6,74	0,00	12,49	14,76	14,82
Conexión 3	0	no	no	no	no	no	6,64	0,00	12,97	14,84	14,89
Conexión 4	0	no	no	no	no	no	6,84	0,00	13,42	15,13	15,17
Conexión 5	0	no	no	no	no	no	6,85	0,00	13,63	15,21	15,25
Conexión 6	0	no	no	no	no	no	7,47	0,00	11,82	15,09	15,17
Conexión 7	0	no	no	no	no	no	7,08	0,00	11,11	14,57	14,66
Conexión 8	1	1	1	no	no	no	8,32	0,00	11,04	15,07	15,16
Conexión 9	1	1	1	no	no	no	8,47	0,00	11,13	15,17	15,26
Conexión 10	0	no	no	no	no	no	16,38	0,00	15,78	16,28	16,3
Conexión 11	2	no	2	2	2	2	12,87	7,52	0,00	0,00	0,00
Conexión 12	0	no	no	no	no	no	12,46	7,14	0,00	0,00	0,00
Conexión 13	2	no	2	2	2	no	13,83	8,69	0,00	0,00	15,29
Conexión 14	0	no	no	no	no	no	14,04	9,06	0,00	0,00	14,9
Conexión 15	0	no	no	no	no	no	13,77	7	0,00	0,00	14,68
Conexión 16	0	no	no	no	no	no	12,80	7,56	0,00	0,00	0,00
Conexión 17	0	no	no	no	no	no	12,76	7,52	0,00	0,00	0,00
Conexión 18	0	no	no	no	no	no	12,27	7,02	0,00	0,00	0,00
Conexión 19	0	no	no	no	no	no	12,67	7,42	0,00	0,00	0,00
Conexión 20	0	no	no	no	no	no	12,80	7,55	0,00	0,00	0,00
Max	6	2	6	4	4	2	9	22	12	12	9
		0,33	1	0,66	0,66	0,33	0,41	1,00	0,55	0,55	0,41
		0,74	2,00	1,21	1,21	0,74					
Promedio N=30	1.18	3,70	10,0	6,03	6,03	3,70					

Tabla 5. 24 Concentrado y puntuación del resultado del cierre de las tuberías

Para realizar los cálculos de una manera más ágil y sistematizada se creó la Macro_Influencia de un corte en los usuarios. Al igual que en los otros factores se empleó la herramienta de Epanet® Toolkit para la elaboración de dicha macro, en la figura 5.13 se muestra el esquema de la macro en mención.

La valoración de la puntuación es bastante subjetiva pero en este caso optamos por darle un peso a la fiabilidad de cada una de las tuberías en cada sector, así como un peso en el mismo sentido a la fiabilidad del suministro con una presión mínima a los consumidores “mayores”.



Figura 5. 13 Macro IDN que calcula el índice de deficiencia en los nodos

Como mencionamos la puntuación es demasiado subjetiva por tal motivo nosotros consideramos darle la misma importancia a la valoración del numero mayor de nodos afectados que al numero de los nodos de afectación donde se alimentan los consumidores “mayores”. Resultando las siguientes puntuaciones que se muestran en la tabla 5.25.

ID Línea	Puntuación
AC (A1)	3,26
AC (A2)	3,04
FoFo (C1)	4,46
Fo Ga (C1)	4,57
Fo Ga (C2)	4,10
PVC30	0,12
PVC20	1,76
Polietileno	1,12

Tabla 5. 25 Puntuación final

Cabe mencionar que la puntuación en ninguno de los sectores alcanza el valor de 10 porque se realizo en promedio del numero de tuberías que afectaban a cada criterio seleccionado, es decir a la disminución de la presión de los nodos que se encuentran por debajo del umbral de la presión mínima permitida y por la afectación de la presión de los nodos de los cuales se alimentan los usuarios “mayores”. Algunas tuberías dentro de cada sector si alcanzaron el valor de 10 pero existían otras en el mismo sector con

valores bajos por tal motivo al realizar la media aritmética ningún sector alcanza el valor de 10.

5.3.3 Impacto de una rotura en el medio ambiente

Existe el antecedente en la ciudad de Celaya de roturas con efectos e impactos económicos catastróficos para la empresa de aguas “JUMAPA”, por citar alguno, fue el sucedido en pleno centro de la ciudad al reventarse una línea de 150 mm, que afectó a varias edificaciones y ocasiono daños estructurales a las mismas, donde su coste de reparación giro alrededor de los 62.000 euros; otro caso fué el más reciente en el año 2005 en el boulevard Adolfo López Mateos donde la línea de 200 mm., que se aloja sobre las aceras, al reventarse ocasiono daños a cuatro vehículos y algunos comercios y donde al igual que el caso mencionado anteriormente, fue de un coste considerable para la “JUMAPA”.

Otro caso particular de la red de abastecimiento de la ciudad de Celaya es que una gran cantidad de las tuberías se encuentran sobre las aceras, donde cabe mencionar son de dimensiones estrechas, por lo cual en algunas zonas se encuentra demasiado próximas a las cimentaciones de las edificaciones complicando su reparación y aumentando el riesgo de ocasionar daños a las mismas. Sin mencionar que en centro de la ciudad se encuentran una gran cantidad y variedad de monumentos históricos con un valor patrimonial e histórico incalculable y en donde algunas tuberías se encuentra próximas a ellos, factor que se tiene identificado por la empresa de agua “JUMAPA”.

ID Línea	Densidad del trafico	Densidad edificios y/o monumentos históricos
AC (A1)	fuerte	medio
AC (A2)	moderado	bajo
FoFo (C1)	moderado	bajo
Fo Ga (C1)	fuerte	alto
Fo Ga (C2)	moderado	medio
PVC30	extremo	nulo
PVC20	débil	nulo
Polietileno	débil	nulo

Tabla 5. 26 Puntuación final de las densidades del trafico/edificios

La puntuación será con una valoración de 10 para una densidad de trafico extremo, 6 para una densidad fuerte, 3 para el caso de una densidad de trafico moderado y 0 para una densidad débil y se considera un peso relativo del 60 % para cada uno de los 4 factores analizados, así mismo se aplica la misma escala de valores de la densidad de los edificios y/o monumentos históricos, obteniéndose la puntuación de cada tubería como se muestra en la tabla 5.27.

ID Línea	Puntuación
AC (A1)	6,00
AC (A2)	4,80
FoFo (C1)	4,80
Fo Ga (C1)	10,00
Fo Ga (C2)	4,20
PVC30	6,00
PVC20	0,00
Polietileno	0,00

Tabla 5. 27 Puntuación final

Las tuberías menos penalizadas son las de los sectores de Girasoles y San Juanico donde el tráfico es relativamente bajo, al igual que la nula presencia de edificaciones importante o monumentos, caso contrario de la tubería de Fierro Galvanizado (Fo-Ga) que se localiza en el centro de la ciudad donde se encuentran edificios de gran tamaño y varios monumentos históricos con una densidad alta.

Finalmente obtenemos el concentrado de la puntuación final de todos y cada uno de los factores de influencia (ver tabla 5.28), y en donde se observa la suma total realizada de manera aritmética.

ID línea	Edad t inst.	Historial fugas	Capacidad transporte	IDN	IIQ _{fuga}	Tiempo renovación	Influencia rotura Q	Impacto medio amb	Σ aritmética
AC (A1)	10,0	10,00	3,98	4,1	0	7,19	3,26	6	44,53
AC (A2)	5,63	9,19	4,64	5,8	2,45	0	3,04	4,8	35,54
FoFo (C1)	6,94	8,36	5,02	5,2	0,55	6,33	4,46	4,8	41,67
FoGa (C1)	9,77	9,25	4,73	4,6	4,62	3,85	4,57	10	51,39
FoGa (C2)	9,38	9,92	4,1	5,5	3,72	10	4,1	4,2	50,92
PVC30	6,25	6,78	4,92	3,6	3,24	0	0,12	6	30,91
PVC20	4,17	7,26	4,27	5,5	10	0	1,76	0	32,96
Polietileno	5,21	9,10	2,86	10	2,23	0	1,12	0	30,52

Tabla 5. 28 Concentrado final de valores y la suma aritmética

Como se puede observar la puntuación mas alta es para el grupo de tuberías de fierro galvanizado (FoGa C1) seguido de las tuberías también de fierro galvanizado de 40 años de edad y de ahí sigue el grupo de tuberías de asbesto cemento (A1). Esto es sin tener en cuenta ningún peso en cada uno de los factores de influencia, y considerando que todos tienen la misma prioridad en la jerarquización.

CAPITULO **6**

**Modelo de Priorización para la
Renovación de Tuberías**





1 Metodología propuesta

Para los gerentes de las empresas de agua que operan y toman decisiones, identificar los factores que influyen en la determinación para la priorización en la renovación de las tuberías no es tarea sencilla, dado que la selección debe soportarse en primera instancia, en la identificación de aquellos criterios fundamentales a la hora de seleccionar la tubería que debe ser considerada prioritariamente para su renovación. La edad es sin lugar a dudas, el primer criterio a incluir en la lista pero no el único. Aunado a la disponibilidad de los recursos financieros requeridos y los recursos financieros con los que disponen las empresas de agua que operan las redes de agua potable. El objetivo es mejorar la fiabilidad y el funcionamiento de la red. La priorización en la renovación de las tuberías se efectúa según un proceso de toma de decisión que tiene en cuenta un conjunto de variables vinculadas a las tuberías y a su medio ambiente, las condiciones de operación de la red, restricciones técnicas y por supuesto financieras.

Los gestores encargados de estructurar los planes de renovación de redes de agua potable acuden tradicionalmente a la experiencia, bien sea adquirida con el paso de los años, o por conocimiento de casos similares en otras compañías, y en muchos casos al seguimiento de políticas reactivas (manejo de emergencias) cuando el problema que atañe es el relativo a las tuberías que con mayor prontitud deben ser objeto de intervención. Resulta claro, que dadas las habituales circunstancias de limitación en el presupuesto, la problemática de fondo hoy en día no avala una solución que se base en la renovación de redes sin soportes ingenieriles. Esta opción, lejos de mejorar los indicadores técnicos relativos a las pérdidas reales o físicas en la red, actuará en clara contradicción con la intención de mantener una sana política de inversión en infraestructura física.

Un plan de renovación de la red con carácter selectivo, acoplado en el engranaje general de una política de gestión de fugas se convierte en bastión esencial de cualquier estrategia global de gestión del sistema si en él se evalúan todos los factores relevantes que pueden influir en el desgaste de la misma. Ello implica la consideración de múltiples criterios: además de otros criterios, la edad se presenta como imprescindible así mismo la consideración de otros como el historial de roturas sufridas por las tuberías de estudio, la predicción de los fallos que a futuro y basados en herramientas de tipo estadístico pueden ocurrir, la capacidad de transporte, la calidad del agua, los posibles efectos medioambientales que una rotura puede causar, etc.; y en resumen, todos aquellos criterios que aseguren el logro ya no sólo de los objetivos técnicos tradicionales, sino además de objetivos ambientales y sociales cada día más requeridos por la legislaciones vigentes en los diversos países.

Esto requiere de tal manera el planteamiento de metodologías que consideren variados criterios de diferente naturaleza, valorando la influencia de estos en diferente grado de importancia, sobre el gran objetivo global del plan de renovación. Se pretende entonces, mediante la realización de este estudio, plantear los fundamentos y el uso de métodos y herramientas ya aplicados en otros campos de la ciencia, pero esta vez con el objetivo de organizar prioritariamente los grupos de tuberías en función de la premura con que urge una intervención técnica.

Para algunos gerentes, aquellas tuberías que han tenido un comportamiento de un número “alto” de incidencia de fugas tal vez sea un indicativo para considerarla como más urgente renovarla, pero si se localiza en una zona aislada que abastece a pocos abonados y de tráfico menor, tal vez esta pierda la urgencia como tal. Como para otros gerentes aquellas tuberías que llegan a fallar en zonas con un tráfico de las vías importante se conviertan potencialmente en prioridad para la renovación, o aquellas tuberías de las cuales se abastecen a consumidores importantes o grandes consumidores, es más importante renovar para minimizar el riesgo de fallo y evitar quejas de los consumidores.

Hoy en día en México se empiezan a aplicar recursos para la renovación de las infraestructuras hidráulicas pero el gran problema es por cuales tuberías se debe comenzar, dado que en la gran mayoría de las ciudades se cuenta con un porcentaje alto de fugas en las tuberías de edad avanzada, índice de tuberías falladas altos, etc. Y como se menciona en párrafos anteriores es a través de la experiencia o en ocasiones con escasos datos estadísticos como se toman las decisiones.

Por tal motivo se diseñó un método híbrido de ayuda a la decisión para la priorización de la renovación del grupo de tuberías con características homogéneas, en base a la consideración de la disponibilidad de datos con los que cuentan o pueden contar las empresas de agua, cabe mencionar que respecto a la disponibilidad de datos en las empresas de agua es muy variada, como es del conocimiento, existen empresas en las cuales se cuenta con una cantidad considerable de datos tanto en cantidad como en calidad y en otras se cuenta con escasos datos. En lo que se refiere a la ciudad de Celaya consideramos que los datos son buenos en cuanto a calidad y cantidad.

Para todo ello en base a los criterios establecidos a los cuales se les aplica una valoración que previamente se determina en un rango del 0 al 10

Como mencionamos la edad de la tubería en un factor importante pero no el único al momento de tomar la decisión de priorizar las tuberías para la renovación, existen otros factores de influencia que son considerados en la metodología propuesta tales como:

- ➔ La edad y el periodo de instalación de la tubería
- ➔ Historial de fugas de cada tubería
- ➔ Capacidad de transporte de cada tubería
- ➔ Índice de deficiencia en los nudos
- ➔ Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red, comparado con un nivel de eficiencia óptimo.
- ➔ Tiempo de renovación óptimo de la tubería según Shamir-Howard
- ➔ Influencia de un corte de agua en los diferentes tipos de usuarios de la red de distribución de agua

➤ Impacto de una rotura en el medio ambiente

1.1 Herramientas a utilizar

Para realizar un modelo de aproximación para la priorización en la renovación de tuberías, es necesario el uso de programas de cómputo tales como el programa el Epanet®, que no se utiliza propiamente para la priorización pero se aplica para las diferentes simulaciones hidráulicas; así como el programa Evolver con el cual se realizara el programa de priorización.

Para la realización del modelo se contemplo utilizar una herramienta accesible para las empresas de agua y que una vez que esta elaborado sea de fácil manejo para manipular los datos, y que cuente con una sencilla y clara interpretación. El programa Evolver (para mas detalles consultar el anexo 2) sirve a estos objetivos y es un potente programa que se instala sobre la hoja Excel y que se trata de superar y resolver todos los problemas que en aquella no pueden ser resueltos tanto por su complejidad como por tratarse de problemas no lineales. Es un programa que optimiza empleando la técnica de los algoritmos genéticos. Con este programa se realizara la programación para la priorización para la renovación de las tuberías de la red de agua potable analizada.

Cabe mencionar que para la aplicación de la herramienta Evolver se realizo un intenso trabajo previo de tratamiento, selección y procesamiento de la información como se detalla párrafos posteriores.

1.2 Información necesaria

Como en todo modelo la calidad y la cantidad de la información es fundamental para obtener buenos resultados del modelo, por tal motivo el proceso de selección, tratamiento y procesamiento de la información existente es fundamental. Debemos mencionar que la información proporcionada por la empresa de aguas de la ciudad de Celaya, Guanajuato se encuentra a través de la base de datos en el Sistema de Información Geográfica.

Primeramente se requiere de la información de la topología de la red donde se detallen las siguientes características:

- ⇒ Longitud
- ⇒ Diámetro
- ⇒ Material
- ⇒ Fuente de alimentación
- ⇒ Edad de la tubería
- ⇒ Dispositivos y accesorios

Es conveniente, si se han realizado mediciones de los coeficientes de rugosidad de las tuberías, contar con dicha información para realizar las calibraciones de los modelos

hidráulicos, así como las mediciones de las presiones y caudales. Seguidamente se debe contar la información de los abonados tanto en el aspecto espacial como estadísticamente, estadísticamente en cuanto al consumo y el tipo de uso, esto para determinar el comportamiento de los consumos en el tiempo si no se cuenta con las curvas de modulación, así como la clasificación del consumo de los abonados, la localización espacial de todos y cada uno de los abonados en referencia a la red.

Uno de los datos relevantes es el historial de fugas de la red de los sectores analizados, aquí es conveniente contar con un historial lo mas amplio posible en el tiempo, esto con el registro del numero de roturas por año y es conveniente que este acompañada de las características del medio ambiente de la tubería, la presión de operación, y el tipo de material de la misma. Otro dato es la localización de las fugas porque varias veces suceden en la acometida y no sobre la tubería que para el análisis es la misma situación, pero este dato es útil si se quiere discriminar el tipo de rotura.

Para el análisis es necesario obtener los costes de reparación y sustitución de todos los diámetros analizados, si se cuenta con el análisis detallado de los conceptos que intervienen en el análisis de los costes unitarios de las rehabilitaciones y sustituciones con diferentes alternativas también es conveniente.

Otro dato necesario es el tipo de tráfico que circula por donde se localizan las tuberías, para determinar la importancia de la avenida y el impacto que tendrá la rotura en dicha avenida.

2 Metodología para la priorización del grupo de tuberías

Primeramente una vez que se han definido y establecido los factores de influencia y se ha realizado la evaluación de los mismos según los criterios establecidos el siguiente paso es alimentar la hoja de Excel con el grupo de tuberías y los factores de influencia como se muestra en la tabla 6.1

ID linea	Edad t inst.	Historial fugas	Capacidad transporte	IDN	IIQ _{fuga}	Tiempo renovación	Influencia rotura Q	Impacto medio amb
AC (A1)	6.33	10,00	3,98	4,1	0	7,19	3,26	6
AC (A2)	5.28	9,19	4,64	5,8	2,45	0	3,04	4,8
FoFo (C1)	5.54	8,36	5,02	5,2	0,55	6,33	4,46	4,8
Fo Ga (C1)	7.07	9,25	4,73	4,6	4,62	3,85	4,57	10
Fo Ga (C2)	6.97	9,92	4,1	5,5	3,72	10	4,1	4,2
PVC30	4.81	6,78	4,92	3,6	3,24	0	0,12	6
PVC20	5.30	7,26	4,27	5,5	10	0	2,27	0
Polietileno	4.94	9,10	2,86	10	2,23	0	1,12	0

Tabla 6. 1 Grupo de tuberías y valores de los factores de influencia

2.1 Metodología para la asignación de prioridades de renovación de tuberías mediante el uso del sistema soporte a la toma de decisión de las sumas ponderadas

Los problemas que requieren la optimización simultánea de más de un objetivo (optimización multiobjetivo). Habrá que optimizar por tanto una función de la forma $f : S \rightarrow T$, donde $S \subset \mathbb{R}^n$ y $T \subset \mathbb{R}^k$. Pero el problema está en que normalmente no existe un elemento de S que produzca un óptimo de forma simultánea para cada uno de los k objetivos que componen f . Esto se deberá a la existencia de conflictos entre objetivos, que harán que la mejora de uno de ellos dé lugar a un empeoramiento de algún otro. Pensemos por ejemplo en el caso de un avión con dos objetivos que fueran su velocidad y el ahorro de combustible: un aumento de la velocidad traería consigo una disminución del ahorro. Habrá que llegar por tanto a una situación de compromiso en la que todos los objetivos sean satisfechos en un grado aceptable, desde el punto de vista de diseño.

A diferencia de los problemas de optimización con un único objetivo, el concepto de óptimo es ahora relativo y será necesario decidir de alguna forma cuál es la mejor solución (o cuáles son las mejores soluciones) al problema.

En términos matemáticos, el problema de optimización multiobjetivo puede establecerse de la siguiente forma:

Encontrar un vector $x^* = [x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*]^T$, que satisfaga las m restricciones:

$$g_i(x) \geq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (6.1)$$

Y las p restricciones:

$$h_i(x) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, p \quad (6.2)$$

Y optimice la función vectorial

$$f(x) = [f_1(x), f_2(x), \dots, f_k(x)]^T \quad (6.3)$$

Donde $x = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ es el vector de variables de decisión.

En otras palabras, se desea determinar la solución particular $x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*$, del conjunto S formado por todos los valores que satisfacen (6.1) y (6.2), que dé lugar a los valores óptimos para todas las funciones objetivo. Pero como ya se ha comentado, no existe normalmente una solución que optimice de forma simultánea todas las funciones objetivo.

2.2 Métodos de solución

Para tratar el problema comentado del conflicto entre objetivos se han utilizado diversos métodos, que pasamos a revisar a continuación.

2.2.1 Métodos basados en el concepto de eficiencia de Pareto.

Métodos basados en la combinación de objetivos. Dentro de estos métodos se puede mencionar el **método de la suma ponderada**, en el que se optimizará el valor obtenido mediante la suma de los valores correspondientes a los distintos objetivos, multiplicados cada uno por un coeficiente de peso. Estos coeficientes de peso establecerán la importancia relativa de cada objetivo. El problema de optimización multiobjetivo se transforma así en otro de optimización escalar, que para el caso de la minimización será de la forma.

$$\min \sum_{i=1}^k w_i f_i(x) \quad (6.4)$$

Donde $w_i \geq 0$ es el coeficiente de peso correspondiente al objetivo i .

Existen variantes del método anterior, como el método de la programación por metas, en el que se establece una meta para cada objetivo y lo que se suma ahora (multiplicado por el correspondiente coeficiente) es la distancia de cada objetivo a su meta. Para un caso de minimización sería

$$\min \sum_{i=1}^k w_i |f_i(x) - M_i| \quad (6.5)$$

Donde M_i representa la meta del i -ésimo objetivo.

2.2.2 Métodos basados en la asignación de prioridades

Se trata de métodos basados en la asignación de prioridades. Estos métodos tienen en común que establecen unas prioridades entre los distintos objetivos, teniéndose en cuenta su importancia relativa durante el proceso de optimización. Entre ellos cabe destacar el método de la matriz de ponderación de alternativas.

Según Maino (1993) “...de los distintos enfoques utilizados para generar el conjunto de soluciones eficientes, éste fue el primero en desarrollarse. Zadeh en 1963 fue quien propuso este método. Su idea básica consiste en combinar (agregar) todos los criterios en una función única. Con este propósito, se asocia un peso o coeficiente de ponderación a cada uno de los (objetivos) criterios, procediéndose después a agregar todos los criterios para luego, parametrizando los valores de los coeficientes de ponderación, conseguir generar el conjunto eficiente..”.

De esta manera, cada alternativa será evaluada en función del criterio de evaluación obteniendo un valor V_{AJ} ; dicho valor es multiplicado por el peso asignado a dicho criterio W_{CH} . Concentrando un conjunto de m criterios y n alternativas, se agregarán m productos con la alternativa J para obtener el producto $V_{AJ} * W_{CH}$, representados por un sumatorio. Finalmente, en la figura 6.1 aparece la matriz de decisión que incluye los n sumatorios correspondientes a las n alternativas.

	Criterio 1	Criterio.....	Criterio m	Suma final de cada alternativa
	↓	↓	↓	↓
	(Peso 1)	(Peso)	(Peso m)	
Alternativa 1 ↓ (Valoración 1)	$V_{A1} * W_{Cr1}$	$V_{A1} * W_{Cr.....}$	$V_{A1} * W_{Crm}$	$\rightarrow \Sigma (V_{A1} * C_i)$
Alternativa..... ↓ (Valoración.....)	$V_{A.....} * W_{Cr1}$	$V_{A.....} * W_{Cr.....}$	$V_{A.....} * W_{Crm}$	$\rightarrow \Sigma (V_{A...} * C_i)$
Alternativa n ↓ (Valoración n)	$V_{An} * W_{Cr1}$	$V_{An} * W_{Cr.....}$	$V_{An} * W_{Crm}$	$\rightarrow \Sigma (V_{A1} * C_i)$

Figura 6. 1 Estructura típica de la matriz de ponderación de alternativas

3 Valoración final de los resultados

En el caso específico de la confección de una lista priorizada de tuberías prestas a renovar con mayor urgencia, y dado que la evaluación de cada criterio implica una mayor necesidad de renovar cuando mayor es la puntuación obtenida en cada caso, resulta inmediato concluir que una mayor sumatoria de estos productos implica una mayor necesidad, ya en el ámbito global de renovar la tubería a la cual se asocia el producto. Como consecuencia de lo anterior, el último paso del proceso consiste en organizar de mayor a menor cada uno de los resultados finales alcanzado por las alternativas (ver Figura 6.2), con el objeto de conocer el orden final de renovación.

Prioridad 1	$A_j :$	$\Sigma_{final} A_j >$	$\Sigma_{final} A_n >$	$\Sigma_{final} A.... >$	$\Sigma_{final} A_i$
Prioridad 2	$A_n :$	$\Sigma_{final} A_n >$	$\Sigma_{final} A.... >$	$\Sigma_{final} A_i$	
Prioridad....	$A...., :$	$\Sigma_{final} A.... >$	$\Sigma_{final} A_i$		
Prioridad n	$A_i :$				

Figura 6. 2. Orden de prioridad de alternativas en función del valor de la agregación final de cada una de ellas

3.1 Aplicación del sistema soporte a la decisión de las sumas ponderadas para la asignación de prioridades de renovación en ocho grupos tuberías de la red de Celaya, Gto. México

Debemos hacer algunas precisiones respecto a la composición de la red de distribución, respecto a los diámetros referidos a la mayoría de las tuberías que constituyen la red que oscilan entre 75 mm y 150 mm. Se omitieron las tuberías de 50 y 60 mm. Respecto a las edades de las tuberías las del sector centro son las de mayor edad con 50 años así como diferentes materiales en los cinco sectores tales como: Fo-Fo, Fo-Ga, A-C, PVC, y Polietileno. Donde se seleccionaron ocho grupos de tuberías homogéneas en cuanto al tipo de material y edad.

3.1.1 Agrupación de puntuaciones parciales de cada tubería respecto a cada uno de los criterios considerados

Para realizar la agrupación de cada tubería respecto a cada uno de los criterios, se realiza sumando los valores de las ponderaciones por el peso asignado a cada criterio, para lo cual se obtendrá un sumatorio final para cada una de las alternativas. Seguidamente, esto permitirá ordenar en base a la valoración obtenida, un orden de priorización de las tuberías que deberán ser renovadas más prontamente.

En lo referente al criterio de la edad y el periodo de instalación existe una diferencia de edad de 40 años, es decir la tubería mas antigua es de 50 años y la de menor edad es de 10 años, la diferencia señalada debe ser reflejada y penalizada esta diferencia de edad. Respecto al periodo de instalación la referencia existente a la calidad del periodo de instalación es muy variada para los diversos tipos de materiales y en base a ello son valoradas.

Respecto al número de roturas de cada tubería, en general son valores altos resaltando la más penalizada que es la tubería de Asbesto Cemento con la clave AC (A1) con un valor realmente alto (4,09 roturas / km y año), si consideramos los valores manejados en Alemania (Hirner, 1997) donde se propone un valor de 0,1 para un buen comportamiento y el valor de 0,5 ya es considerado alto. Para una longitud promedio de 12605m por lo cual el número de fallos registrados es relativamente importante. La clasificación de la OFWAT (Parsons, 1997) es menos exigente: 0,25 (bueno) y 2 (inaceptable) roturas/km y año. En general los valores de los ocho grupos de tuberías es alto dado que le menor es de 2,81 siendo esta la tubería de mayor longitud de material de PVC y de una edad de 30 años.

Respecto a los criterios hidráulicos, el criterio de la capacidad de transporte refleja la pérdida porcentual de carga de cada tubería debido a su envejecimiento, manifestada a través de una reducción de diámetro y de un aumento de la rugosidad. Las tuberías analizadas tienen una pérdida de carga porcentual que va desde un 39,7% hasta un 18,1%. Las tuberías mejor colocadas son las más grandes y las peor colocadas las más pequeñas, debido fundamentalmente a que las pérdidas de carga son inversamente

proporcionales a la quinta potencia del diámetro. Como sucede con las tuberías del sector centro donde se localizan los mayores diámetros, pero en ese mismo sector se encuentran las tuberías de Fo-Fo, Fo-Ga. y A-C, las cuales poseen las mayores incrustaciones y por consiguiente una mayor reducción en el diámetro.

Con el criterio del índice de deficiencia de los nodos como su nombre lo indica con este criterio se pretende evaluar el impacto de la indisponibilidad de una tubería dada al suministro de agua hacia los abonados, en cada uno de los sectores en cuanto a la presión inferior disponible en horas punta.

Resultando las tuberías con menor redundancia en el servicio con una puntuación mayor, que este caso es el grupo de tuberías de polietileno del sector San Juanico, donde la topología de la red hace que al “cortar” en la simulación las tuberías importantes, prácticamente afecta a todos los nodos del sistema, en el caso del valor menor son las tuberías de PVC30 correspondientes al sector de Jardines.

En la red de la ciudad de Celaya, el caudal de fugas es muy significativo. Como se ha podido constatar por el departamento de recuperación de agua, el mayor problema al que se han encontrado es la localización espacial de dichos volúmenes, los cuales según su dimensión afectan al comportamiento de la red disminuyendo la presión y demeritando el servicio prestado a los usuarios; por tal motivo en el criterio del Impacto del caudal fugado en el comportamiento de la red lo que corresponde a las tuberías AC(A1) del sector centro son en ellas donde menor influencia tiene el caudal fugado en el comportamiento de la red, en la evaluación de este criterio existen una gran dispersión de los valores, por ejemplo el menor valor del IIQ_{fuga} es de 1.16 correspondiente a la puntuación de 0 y el mayor de 12.12 que equivale al valor de la puntuación de 10.

Como observamos existe una gran variación en los valores, por ultimo debemos mencionar que el sector donde influye mas este criterio es el sector de Girasoles PVC20

En este segundo grupo de criterios hidráulicos los resultados son más homogéneos por la influencia del diámetro de la tubería en cada apartado. Pero también existen diferencias. Mientras en el análisis de la capacidad hidráulica interviene, además del diámetro, la rugosidad de la tubería, el índice de deficiencia de los nudos está condicionado de alguna manera por la topología de la red.

El último grupo de criterios está fuertemente ligado a consideraciones de tipo económico y por tanto más difícil de evaluar a nivel general. El historial de roturas o fugas permite conocer el año óptimo de renovación de cada tubería. Son varias las tuberías con un tiempo de sustitución considerable como las tuberías de PVC de 20 y 30 años, así como la tubería de polietileno al igual la tubería de A-C (A2), y por lo contrario existe la tubería de Fo Ga (C1) donde el tiempo de sustitución es imperante

En lo que se refiere a la influencia de un corte los diferentes sectores que se han seleccionado existen abonados de consumos mensuales considerables por encima de 100 m^3 mensuales. En este factor existen sectores donde existen un mayor numero de consumidores mayores en especifico en el sector centro donde el corte de una tubería afecta considerablemente, mientras que en otros sectores no es tanto la afectación por ejemplo en los sectores de Girasoles y San Juanico, los cuales se alimentan de una sola fuente, el comportamiento al cerrar cada una de las tuberías en lo que respecta a la línea

común que sale de cada uno de los pozos, y posteriormente se divide en dos ramales principales, el número de nodos en los que disminuyen la presión por debajo de la presión mínima permitida, se relaciona con cada sector que es afectado por el cierre de la tubería principal que lo alimenta.

Por lo tanto, afectan en esa misma proporción a los consumidores “mayores” que se encuentran en cada área del sector. Lo que respecta a los sectores del Centro y Jardines que cuentan con dos o más fuentes de alimentación por tal motivo el comportamiento es diferente, consideramos que es por el factor de la redundancia, lo cual al momento de la valoración de la puntuación influye.

Respecto a los efectos originados por un reventón ocurrido en una tubería, en este criterio las tuberías localizadas en el sector centro son las de mayor impacto en este criterio, dado que es donde se localizan la mayor densidad de edificios de gran envergadura y una gran cantidad de monumentos históricos, debemos de mencionar que en lo que respecta al sector de Jardines PVC30 se localiza la avenida más importante de la ciudad de Celaya y es justo donde se aloja paralelamente una línea de 200 mm de diámetro y de una longitud considerable.

Por tal motivo obtiene una puntuación de 6.0. Al momento de realizar las ponderaciones relativas de cada criterio, cabe recordar que el valor numérico del peso relativo de cada criterio responde más a la visión global de la red que tengan los responsables de cada abastecimiento que a un valor que quiera ser definitivo.

De tal forma, se concede en primera instancia a las consideraciones básicas (45%) por su importancia y porque responden a datos que en una buena gestión técnica de la red deben ser totalmente asequibles. Se ha valorado un 5% más la edad de la tubería y el periodo de instalación que el historial de roturas. Seguidamente se han ponderado las consideraciones hidráulicas que tienen un peso del 40%, debido a la relevancia que consideramos que juegan en la red los criterios, con un 10% al criterio del índice de la capacidad nodal un 5% menos respecto los otros dos criterios a los cuales se les asigna un valor de 15%, las consideraciones misceláneas, fundamentalmente económicas, tienen un valor del 15%, debido a su influencia subjetiva de evaluación, repartidas de una manera equitativa entre los tres criterios.

Finalmente, se presenta en la tabla 6.4 la puntuación parcial y ponderada de cada tubería en cada uno de los criterios. La suma de las puntuaciones de cada tubería respecto a un valor máximo de 100 se presentan en la Tabla 6.2, así como la posición de cada tubería de cara a su renovación.

Orden de priorización	Puntuación definitiva (sobre 100)	Posición de cada tubería
1	7.07	Fo Ga (C1)
2	6.97	Fo Ga (C2)
3	6.33	AC (A1)
4	5.54	FoFo (C1)
5	5.30	PVC20
6	5.28	AC (A2)
7	4.94	Polietileno
8	4.81	PVC30

Tabla 6. 2 Resultado de la puntuación sobre 100

Una vez que se obtiene la priorización del grupo de tuberías, tenemos en primer lugar a las tuberías de hierro galvanizado, donde en primer lugar se encuentran las tuberías de hierro galvanizado de 50 años de edad, seguido de las tuberías de hierro galvanizado de 40 años de edad, las cuales están por encima de las tuberías de hierro fundido de mayor edad FoFo(C1). Lo mismo sucede con las tuberías de PVC las cuales son más prioritarias en esta lista las tuberías con menor edad, es decir las de PVC de 20 años donde en los criterios funcionales y básicos obtiene puntuaciones más altas que las de PVC30.

Un dato que salta a la vista son los valores muy cercanos de las tuberías del sector centro donde las tuberías FoGa(C1), FoGa(C2), AC(A1) así como las tuberías de Asbesto Cemento AC(A2) y las de Fo Fo(C1), esto nos dice lo homogéneo en cuanto a las características de la edad y de los materiales, pero además de su comportamiento hasta la fecha. Así lo demuestra el comportamiento hidráulico. Otro dato que debemos resaltar es la cuarta posición que ocupa las tuberías de PVC de 20 años de edad, lo cual indica que en los factores de valoración cuentan con calificaciones altas, lo cual provoca que obtengan en suma valores altos muy por encima que las de asbesto cemento.

3.1.2 Análisis de sensibilidad de los resultados ante variaciones en la consideración de los valores en los pesos de los criterios

Si en el peso relativo en las consideraciones básicas se hubiesen intercalado los valores, es decir se hubiese valorado un 20 % la edad y el periodo de instalación y un 20 % el historial de roturas, y en las consideraciones funcionales, se hubiese valorado un 10 % la capacidad de transporte y un 20% el índice del caudal fugado, así como en las consideraciones misceláneas se aumentaría el índice de la influencia de una rotura de un 5% a un 10% , el ordenamiento variaría tal y como refleja la Tabla 6.3.

Orden de priorización	Puntuación definitiva (sobre 100)	Posición de cada tubería
1	6.68	Fo Ga (C2)
2	6.42	Fo Ga (C1)
3	5.79	AC (A1)
4	5.49	PVC20
5	5.20	FoFo (C1)
6	5.04	AC (A2)
7	4.71	Polietileno
8	4.42	PVC30

Tabla 6. 3 Valores del análisis de sensibilidad

La tubería de fierro galvanizado de menor edad (40 años) ahora obtienen el primer lugar, y posicionando en segundo lugar las tuberías de Fo Ga de 50 años de edad. Otro intercambio de posiciones se da en el cuarto y quinto sitio entre las tuberías de FoFo(C1) y las tuberías de PVC20 correspondientes al sector de San Juanico.

El resto no sufren variación alguna, cabe destacar que el ultimo grupo de tuberías en la priorización, son el grupo de tuberías de PVC de 30 años de edad “mejor” posicionada que las tuberías de polietileno, otro grupo que obtiene una buena posición debido a sus condiciones son las tuberías de asbesto cemento de 40 años mejor que las de PVC de 20 años.

Como se puede observar al modificar el valor de los pesos el orden de priorización cambia de manera significativa, sobre todo en las primeras cinco posiciones, por tal motivo es importante realizar un análisis mas profundo del siguiente grupo de tuberías que deben ser consideradas para su renovación y en base a los factores establecidos definir cual tubería tiene mas impacto en cada factor individualmente, en base a lo anterior proponemos el método para jerarquizar a cada uno de los grupos de tuberías para cada factor de influencia considerado, aplicando algoritmos genéticos a través del programa Evolver que utiliza precisamente algoritmos genéticos como método de solución (ver anexo 3 para mas detalle).

ID	Edad		Historial fugas		Capacidad transporte		IDN		IIQ _{fuga}		Tiempo renovación		Influencia rotura		Impacto medio amb.		Σ
	Periodo Inst.																
	W = 25.0%	W = 20.0%	W = 15.0%	W = 10.0%	W = 15.0%	W = 5.0%	W = 5.0%	W = 5.0%	V	Wi*Vi	V	Wi*Vi	V	Wi*Vi			
AC (A1)	10.0	2.50	10	2.00	3.98	0.60	4.10	0.41	0.00	0.00	7.19	0.36	3.26	0.16	6.00	0.30	6.33
AC (A2)	5.63	1.41	9.19	1.84	4.64	0.70	5.80	0.58	2.45	0.37	0	0.00	3.04	0.15	4.80	0.24	5.28
FoFo (C1)	6.94	1.74	8.36	1.67	5.02	0.75	5.20	0.52	0.55	0.08	6.33	0.32	4.46	0.22	4.80	0.24	5.54
Fo Ga (C1)	9.77	2.44	9.25	1.85	4.73	0.71	4.60	0.46	4.62	0.69	3.85	0.19	4.57	0.23	10.00	0.50	7.07
Fo Ga (C2)	9.38	2.34	9.92	1.98	4.1	0.62	5.50	0.55	3.72	0.56	10	0.50	4.1	0.21	4.20	0.21	6.97
PVC30	6.25	1.56	6.78	1.36	4.92	0.74	3.60	0.36	3.24	0.49	0	0.00	0.12	0.01	6.00	0.30	4.81
PVC20	4.17	1.04	7.26	1.45	4.27	0.64	5.50	0.55	10.00	1.50	0	0.00	2.27	0.11	0.00	0.00	5.30
Polietileno	5.21	1.30	9.1	1.82	2.86	0.43	10.00	1.00	2.23	0.33	0	0.00	1.12	0.06	0.00	0.00	4.94

Tabla 6. 4 Matriz de valores de las sumas ponderadas.

3.1.3 Función Objetivo

Nuestra función objetivo es maximizar el valor de la sumatoria los índices correspondientes a cada grupo de tuberías, en base a la puntuación de los factores de influencia planteados. Esto se plantea en el Evolver de la siguiente manera como se muestra en la figura 6.3.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	FACTORES DE INFLUENCIA										
2	VALORACION	45		40			15				
3		25	20								
4		Edad	Historial	Cap							
5	ID Línea	t inst.	fugas	tran					Impacto		
6	AC (A1)	10.0	10.00						6	1	10.00
7	AC (A2)	5.63	9.19						4.8	2	9.19
8	FoFo (C1)	6.94	8.36						4.8	7	4.46
9	Fo Ga (C1)	9.77	9.25						10	8	10.00
10	Fo Ga (C2)	9.38	9.92						4.2	6	10.00
11	PVC30	6.25	6.78						6	3	4.92
12	PVC20	4.17	7.26						0	5	10.00
13	Polietileno	5.21	9.10						0	4	10.00
14											
15											68.57
16											
17											

Figura 6. 3. Planteamiento de la función objetivo

3.1.4 Método de Ordenar

El método de solución del Evolver es el método de solución “order” (ordenar), el cual es una permutación de un número de valores dados previamente, por lo que ordena las tareas o actividades planteadas, que en este caso son el grupo de tuberías. Para nuestro caso un grupo de tuberías que se les asigno un valor en cada evaluación de los factores de influencia del 1 al 10 donde el numero 10 correspondía al peor valor del factor por ejemplo en el factor de la edad la tubería mas antigua se le otorgaba un valor de 10, otro ejemplo es el historial de fugas el cual la tubería con mayor numero de fugas por kilómetro por año se le asignaba el valor mas alto o sea el 10, y así sucesivamente con cada uno de los factores como se detallo en el capítulo anterior.

Por tal motivo lo que origino el seleccionar el programa Evolver y el método mencionado, es que en la gran mayoría de las empresas de aguas se tienen ciertos parámetros pero no se tiene un método determinado, para una vez que se tiene la conjunción de los valores de todos los factores no se tiene establecido como realizar la priorización, es por eso que se selecciono el programa y el método empleado, por que ya que existen tuberías que en algunos factores cuentan con un valor alto, pero en otros factores con valores muy bajos, es en este caso que Evolver encuentra para cada grupo de tuberías los factores con valores mas altos y ordena a cada una de ellas en base a los valores mas altos de cada factor. En la figura 6.4 las columnas con bordes azules son las que Evolver cambia y pone la jerarquización de la indexación. Y la celda con bordes de color rojo es donde se localiza la función objetivo a maximizar en este caso.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	FACTORES DE INFLUENCIA										
2	VALORACION	45			40			15			
3		25	20	15	10	15	5	5	5		
4		Edad	Historial fugas	Capacidad transporte	IDN	IIC_{fuga}	Tiempo renovación	Influencia rotura Q	Impacto medio amb		
5	ID Linea										
6	AC (A1)	10.0	10.00	3.98	4.1	0	7.19	3.26	6	1	10.00
7	AC (A2)	5.63	9.19	4.64	5.8	2.45	0	3.04	4.8	2	9.19
8	FoFo (C1)	6.94	8.36	5.02	5.2	0.55	6.33	4.46	4.8	7	4.46
9	Fo Ga (C1)	9.77	9.25	4.73	4.6	4.62	3.85	4.57	10	8	10.00
10	Fo Ga (C2)	9.38	9.92	4.1	5.5	3.72	10	4.1	4.2	6	10.00
11	PVC30	6.25	6.78	4.92	3.6	3.24	0	0.12	6	3	4.92
12	PVC20	4.17	7.26	4.27	5.5	10	0	1.76	0	5	10.00
13	Polietileno	5.21	9.10	2.86	10	2.23	0	1.12	0	4	10.00
14											
15											68.57
16											

Figura 6. 4. Celdas de priorización

En el supuesto que una o varias tuberías obtengan valores iguales en diversos factores, el programa Evolver ordena a cada grupo de tuberías para los valores mas altos de cada factor; es decir para cual serian mas “óptimas” que en este caso seria a la inversa para el cual obtienen el valor mas alto que corresponde a la “peor” según corresponda el factor, seguidamente se asigna un índice del 1 al 8 para cada factor en cada tubería. Asigna a cada grupo de tuberías para la cual el factor de la mas apta a cada una de ellas, y de una manera análoga si tuviéramos un numero de trabajadores de igual numero de tareas, y se les quiere asignar la tarea para la cual cada trabajador se puede desarrollar de manera optima en base a una puntuación definida para cada una de las tareas, a través de algoritmos genéticos se realiza la indexación maximizando la suma de los valores correspondiente al índice asignado a cada grupo de tuberías.

Cabe mencionar que el modelo consta de una matriz simétrica de ocho grupos de tuberías y ocho factores.

4 Priorización considerando el aspecto económico

El aspecto económico es de suma importancia al momento de tomar una decisión en la priorización de la rehabilitación de tuberías, un factor que se considera, es el beneficio que se obtiene en el ahorro de energía eléctrica y el volumen recuperado del caudal fugado al rehabilitar las tuberías, otro aspecto es el posible ahorro que se obtendría al evitar con la rehabilitación las consecuencias de un posible fallo. Para determinar la priorización en base al aspecto económico se utiliza nuevamente la herramienta de algoritmos genéticos a través de Evolver, a continuación se detalla el procedimiento en el cual se basa el calculo de los beneficios y costes al rehabilitar las tuberías. Donde el resultado que vamos a obtener es la longitud optima de cada grupo de tuberías que máxime los beneficios.

4.1 Determinación de la relación del coste de energía y las fugas en las tuberías

Primeramente es necesario comentar la escasa investigación en la literatura sobre el tema en relación a las fugas en los sistemas de abastecimiento, con el aumento del coste de la energía eléctrica derivado por las mismas, de tal forma que es necesario mencionar el trabajo desarrollado por Colombo A, y Karney B. (2002), del cual se han tomado algunas consideraciones para el desarrollo del análisis del caso de aplicación para la ciudad de Celaya.

Para los programas de detección y control de fugas, una cuestión evidente es la pérdida de agua, que suele ser costosa y requiere ser tratada con detenimiento y la aplicación de recursos de toda índole tanto financieros como humanos. Sin embargo, las tuberías con fugas provocan un incremento de la energía de bombeo y los costes del sistema de rehabilitación, y pueden aumentar el riesgo de afectar la calidad del agua al permitir la intrusión de agua subterránea contaminada.

Las fugas pueden llegar causar daños como la socavación de autovías, avenidas, de erosionar el suelo subyacente e incluso puede llegar a dañar las estructuras de las edificaciones de las zonas urbanas a una proporción suficiente para plantear un riesgo para la construcción de las mismas (Price y Reed 1989.).

Las fugas son costosas en términos de dinero y recursos; esta es una idea bien establecida. Una de las primeras encuestas reveló que en Chicago se llegó a bombear más del doble del agua necesaria (Cole 1912), dicho nivel aun hoy en día no es raro encontrar. Un rango típico para UFW en Europa es de 9-30% (Lai 1991), mientras que las tasas en Malasia es del 43% (Lai 1991) o para Bangladesh del 56% (Chowdhury *et al.* 1999) han sido reportados. En América del Norte, Brothers (2001), sugiere que alguna experiencia de empresas de servicios públicos ha cuantificado las pérdidas de agua entre 20-50%. Las fugas son el componente dominante del UFW (Unaccounted - For Water).

Aunque ha sido durante mucho tiempo reconocido que las fugas en los sistemas distribución requieren más energía para mantener los niveles de servicio en un nivel deseable requerido, hay una marcada ausencia en la literatura sobre el coste energético en las fugas. Tradicionalmente, los esfuerzos de reducción de fugas se han centrado en reducir el coste de la pérdida de agua, sin embargo, los actuales precios de la energía son tales que los costes de la energía se convierten en cuestiones importantes para la mayoría de los sistemas de agua. En muchas comunidades, el consumo de energía en las bombas es a menudo el mayor componente de gastos de operación para el suministro de agua, en México representa entre el 30% y el 40% de los egresos totales.

Además, la energía aplicada en la “alimentación” (o implicación) de las fugas considera una carga medioambiental relacionada con los muchos impactos asociados con la producción y consumo de energía, incluyendo emisiones de gases de invernadero, la lluvia ácida y el agotamiento de los recursos.

El reconocimiento implícito de que importantes ahorros pueden ser logrados a través de una mejor caracterización y gestión de las fugas, está subrayado por la aparición de numerosos artículos sobre la detección y control de fugas en los últimos años (Hunaidi

et al. 2000; Vítkovský *et al.* 2000; Vairavamoorthy y Lumbers 1998). Brothers (2001) recomienda que la gestión de las empresas de agua en las prácticas de la reducción de la presión debe ser realizada fuera de las horas punta para minimizar la pérdida de agua. El control en la medición de las fugas así como la reducción de la presión excesiva, deben de ser útil para reducir en el desperdicio innecesario, para abordar los síntomas del problema es necesario comprender mejor las externalidades asociadas con las fugas,

4.1.1 Pérdida de agua y las relaciones energéticas en una tubería con fuga

La consideración de cómo las fugas aumentan el gasto energético del suministro del agua a través de un segmento de la tubería, ofrece un útil punto de partida para un análisis de las fugas en las redes de distribución. Cuando una sola fuga se concentra en una distancia x a lo largo de una longitud uniforme L de la tubería, ecuaciones relativamente simples pueden ser derivadas para relacionar la eficiencia energética y la localización y magnitud de las fugas. Aunque elementales, tales ecuaciones ofrecen una descripción concisa de cómo la localización y el tamaño de la fuga influye en la tasa de fugas y los requerimientos energéticos.

Pueden ser considerados los supuestos que son; si el sistema fuga o no fuga, donde las demandas aguas abajo de la fuga y los requisitos de presión deben cumplirse. Por lo tanto, la prioridad es evaluar las pérdidas en los sistemas de suministro de agua de un nivel equivalente en el servicio. Si bien este enfoque puede no reflejar exactamente la práctica en determinadas comunidades, este enfoque simplificado facilita las comparaciones numéricas entre diferentes sistemas y escenarios, mediante la eliminación de una importante zona de variabilidad.

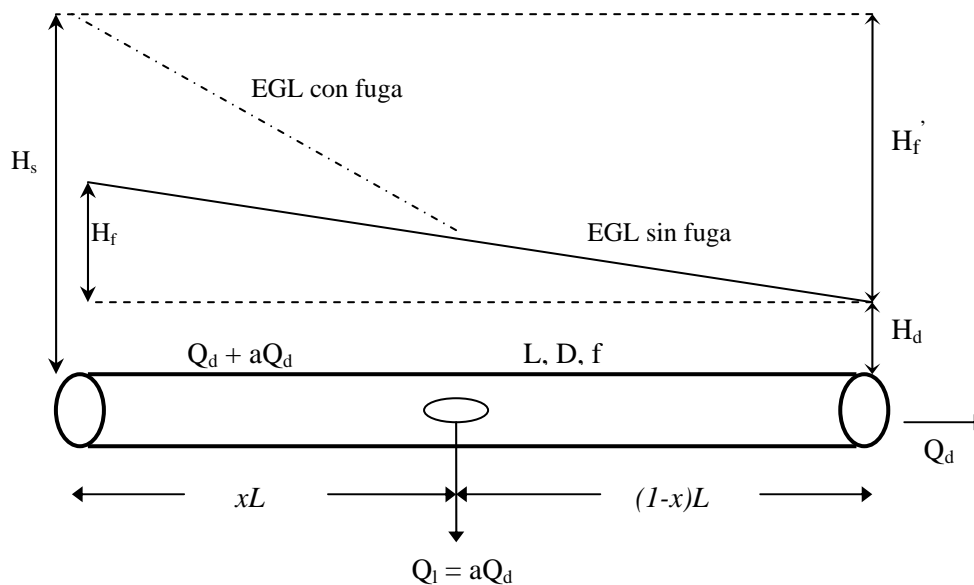


Figura 6. 5 Línea del grado de energía (EGL) del segmento de una tubería con una fuga.

El impacto de una fuga sobre el uso de la energía fácilmente se puede determinar por la observación en la línea del grado de energía (EGL) en la figura 6.5 (Colombo y Karney 2001). El segmento de la tubería tiene un diámetro D , el factor de fricción f para la

ecuación de Darcy- Weisbach, y una fuga situada a una distancia xL . Se asume, que las restricciones de suministro son satisfechas si el agua suministrada es suficiente para que el flujo por la fuga Q_l sea compensado, y el caudal requerido o demandado Q_d , es suministrado en la carga prescrita aguas abajo H_d . Así, el flujo de aguas arriba de la fuga excede Q_d por Q_l ; Además, la pendiente de la EGL asume una discontinuidad en xL , con la porción aguas arriba siguiendo la línea de la rotura en la figura 6.5. La carga total suministrada aguas arriba H_s debe reflejar la modificación de la EGL si la presión en la demanda final del tubo debe ser mantenida. El flujo de la fuga Q_l puede ser expresado como una proporción de la demanda aQ_d donde a es la fracción fugada, o esto puede ser modelado utilización una función de orificio de la forma.

$$Q_l = C_d A [2g(H_l - H_{gw})]^a = C_E \Delta H^a \quad (6.6)$$

Donde:

A = Área de la fuga

$\Delta H = H_l =$ diferencia de carga (m) a través de la fuga

H_{gw} = Las cargas (m) en la tubería

C_d = Cargas en el medio ambiente del nivel freático

C_E = Coeficiente de descarga

A = Coeficiente del emisor utilizado en EPANET el cual refleja el flujo a través de un orificio de tamaño fijo.

Claramente, esta relación implica que la presión interna puede hacer variar el área de la fuga dependiendo del material de la tubería en la construcción del tubo, Q_l aumenta y crea un bucle de realimentación que puede poner a prueba la capacidad del sistema. Una función de orificio es por lo general una representación más realista que la aproximación tradicional de asignar fugas como demandas fijas.

De la expresión de orificio, es evidente que a y C_E están relacionados linealmente; sin embargo, la pendiente que los relaciona a ellos es una función no lineal de x y las cargas del sistema.

$$a = \frac{C_E (H_l - H_{gw})^a}{Q_d} \quad (6.7)$$

H_l es determinado desde $H_l = H_d + (1-x)H_f$ en donde H_f es la pérdida de carga en una tubería sin fugas (fig. 6.5). Si H_{gw} es asumida que es cero (para condiciones de suelo no saturado), el resultado de la expresión para la tasa de fugas a/a_0 puede ser escrita como.

$$\frac{a}{a_0} = [1 + (1-x)h_d]^a \quad (6.8)$$

Donde:

$a_0 = \frac{C_E H_d^\alpha}{Q_d}$ = fracción de mínima fuga (la cual ocurre cuando $H_l = H_d$); y

$h_f = \frac{H_f}{H_d} h_f$ = pérdida de carga relativa. La Fig. 6.6 muestra como el índice de fuga a/a_0

varía con x y h_f . Claramente como la presión en la tubería decrece, el índice se aproxima a la unidad. Así, en lo que respecta a la pérdida de agua, si una fuga existe, entonces al final de una tubería horizontal aguas abajo ($x=1$) (o el punto de más baja presión) es "el mejor" lugar para que ocurra. Para $x < 1$, a/a_0 decrece con la disminución de h_f , porque las presiones en las fugas son más pequeñas, Así confirmando una estrategia común para el control de las fugas.

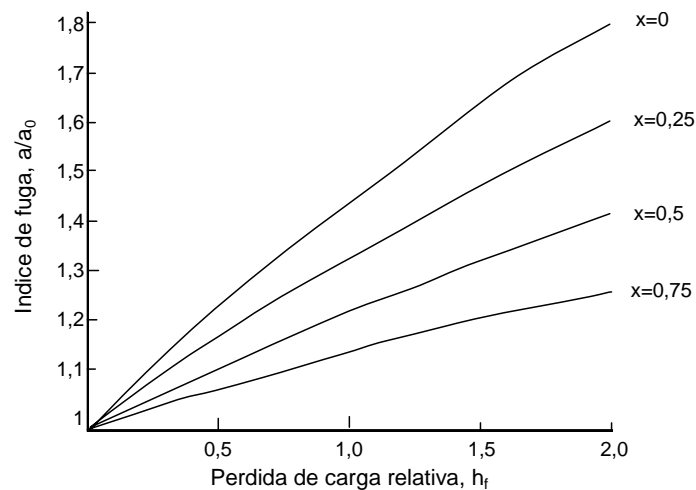


Figura 6. 6 Fugas relativas como una función de la pérdida de carga relativa y la localización de las fugas

La ecuación de Darcy- Weisbach $H_f = \frac{f l Q_d^2}{2gDA^2}$ relaciona la pérdida de carga en la

tubería libre de fugas al flujo que conduce, para una tubería con una sola fuga descargando aQ_d en un punto xL , resulta una expresión para la fracción del índice de carga h_f , la cual llega a ser una función lineal de x y una función cuadrática de a .

$$h_f = H'_f / H_f = x(1+a)^2 + (1-x) = 1 + ax(a+2) \quad (6.9)$$

Por lo tanto, como x disminuye, la pérdida de carga adicional impuesta por la fuga también disminuye debido a que una mayor porción del segmento del tubo lleva sólo el caudal de diseño. Sin embargo, si la relación del orificio de la Eq.6.8 es sustituido en la Eq. (6.9), el índice de fricción de carga llega a ser una función mas compleja en función de la distancia, de las propiedades del orificio, y la relativa pérdida de carga h_f .

La diferencia entre la energía mecánica entregada al final de la tubería aguas abajo (E_d) y que suministra la fuente (E_s) indica la energía que se consume en la alimentación de la fuga. Expresando en estos términos de la energía como una cantidad adimensional, permitiendo una rápida evaluación de la eficiencia energética de las fugas de tuberías. Debido a que la eficiencia energética global depende de la eficiencia del sistema por

ejemplo, la eficiencia de la bomba, un factor de eficiencia empírica η también puede ser incorporado en la expresión final de energía.

$$\frac{E_d}{E_s} = \frac{\eta \gamma Q_d H_d}{\gamma Q_d (1+a)(H_d + H_f')} = \frac{\eta}{(1+a)\{1 + [xa(a+2) + 1]h_f\}} \quad (6.10)$$

La extensión de las ecuaciones (6.9) y (6.10) en un caso multifuga se puede representar como fugas equivalentes. En la fig. 6.7 Se muestra la respuesta de E_d/E_s a los cambios en la fracción de fuga para los tres diferentes valores de la distancia del fraccional x . para fracciones de fuga muy pequeños el índice de energía cambia ligeramente con respecto a x , sin embargo como a llega a ser grande la dependencia de x es mas notable, el descenso de los índices son relativamente pronunciadas, lo que refleja la importancia del tamaño de la fuga en la eficiencia energética.

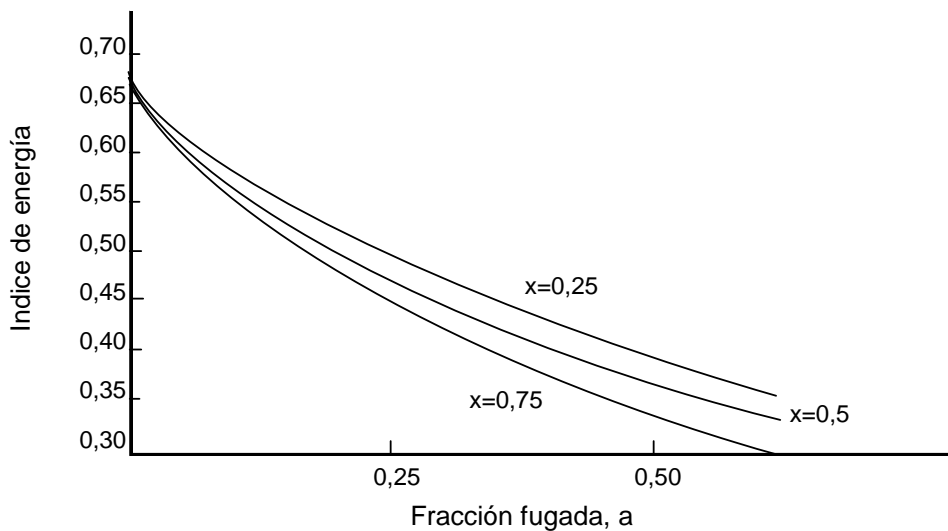


Figura 6. 7 Índice de energía como una función de la localización de la fuga y la magnitud ($\eta = 1$, $h_f = 0.5$)

4.1.2 Formulaciones para una tubería con múltiples fugas

Cuando N fugas se presentan, la EGL se resuelve en $N+1$ segmentos distintos que reflejan el mismo número de diferentes caudales que pasan a través de la tubería aguas abajo de cada fuga, el caudal disminuye hasta después de la última fuga, ello llega a ser igual al caudal de diseño Q_d . Consistente con la disminución de flujo existe una reducción en la pendiente de la EGL (por ejemplo, la pérdida de carga unitaria) después de cada fuga sucesiva hasta que la pendiente para el segmento de la tubería entre la última fuga y el final de aguas abajo es igual que para el segmento global (H_f/L) cuando no existen fugas. El índice de la carga de fricción h_F de un segmento de tubería con múltiples fugas es obtenido mediante la ampliación de la relación de una sola fuga.

La relativa pérdida de carga para una sola fuga está dada por Eq. (6.9); el primer término en la Eq. (6.9) puede ser expandido en una serie de N términos para tener en consideración las N fugas.

$$h_F = \frac{H'_f}{H_f} = \sum_{m=1}^N (x_m - x_{m-1}) \left(1 + \sum_{i=m}^N a_i \right)^2 + (1 - x_N) \quad (6.11)$$

Donde x_m =distancia fraccional desde el suministro final y la *menesima* fuga, a_i =fracción de fuga de la *iesima* fuga; y $x_0 = 0$. El índice de energía E_d/E_s para una sola tubería con múltiples fugas es fácil de determinar haciendo los ajustes apropiados para la correspondiente relación de una sola fuga.

$$\frac{E_d}{E_s} = \frac{\eta}{\left(1 + \sum_{m=1}^N a_m \right) (H_d + H'_f)} \quad (6.12)$$

4.1.2.1 Concepto de fuga equivalente

En la práctica, lo concerniente a la calidad de la información sobre el número y la gravedad de las fugas es difícil de adquirir. El hecho de que los sistemas de distribución de agua se encuentren enterrados es la razón más obvia. Además, existe la incertidumbre con respecto a la demanda real, a pesar de que han mejorado enormemente en las últimas décadas los procedimientos y las tecnologías para la cuantificación y el manejo del recurso agua. Aunque es más fácil de asumir un único concentrado de fugas para un segmento de tubería, puede haber más de una fuga, todas ellas con diferentes propiedades, a lo largo del conducto.

Un segmento de tubería con dos fugas y su asociación de fuga equivalente es presentado en la fig. 6.8. Las fugas 1 y 2 las cuales son localizadas a x_1L y x_2L , respectivamente, son responsables de una pérdida total de $(a_1+a_2) Q_d$. La fuga equivalente que los representa deben cumplir dos criterios: (1) la equivalencia de pérdida de agua y (2) la equivalencia de energía. El primer criterio exige que la fracción de fuga de la fuga equivalente a_e es igual a la suma de las fracciones de fugas de ambas fugas: $a_e=a_1+a_2$. La energía equivalente requiere que la pérdida de carga total H'_f sea la misma, independientemente de cual ruta de la EGL es elegida.

La presencia de las dos fugas implica que la EGL sigue el camino definido por ABDE. La H'_f sufrida es la suma de los términos individuales de pérdidas: $H'_f=H_{AB}+H_{BD}+H_{DE}$. Esto también es igual a la suma de la pérdida de carga en términos de los dos segmentos ($H_{AC}+H_{CE}$), que se asocia con la ruta de una sola fuga equivalente (ACE). H_{CE} se determina a partir de la ecuación de Darcy-Weisbach utilizando el caudal de diseño Q_d aplicándose sobre el alcance $(1-x_e)L$, donde x_e es la localización fraccional de la de la fuga equivalente. H_{AC} se evalúa de manera similar, excepto con los caudales mayores $(1+a_1+a_2)Q_d$ aplicada sobre el alcance x_eL . Si uno tiene el conocimiento de las fracciones de fuga y la proporción o relación de la carga de fricción. h_F , x_e puede determinarse como.

$$x_e = \frac{h_f - 1}{(1 + a_e)^2 - 1} \quad (6.13)$$

De este modo, las fugas equivalentes asociadas con las fugas 1 y 2 tienen una magnitud de a_e y se encuentra a x_e . El mismo planteamiento puede ser utilizado para obtener una expresión para el coeficiente de emisor y x_e una fuga equivalente dado el conocimiento de los coeficientes de los emisores para las fugas originales y la relación entre a y C_E . La expresión resultante es ligeramente más compleja, pero fundamentalmente es la misma.

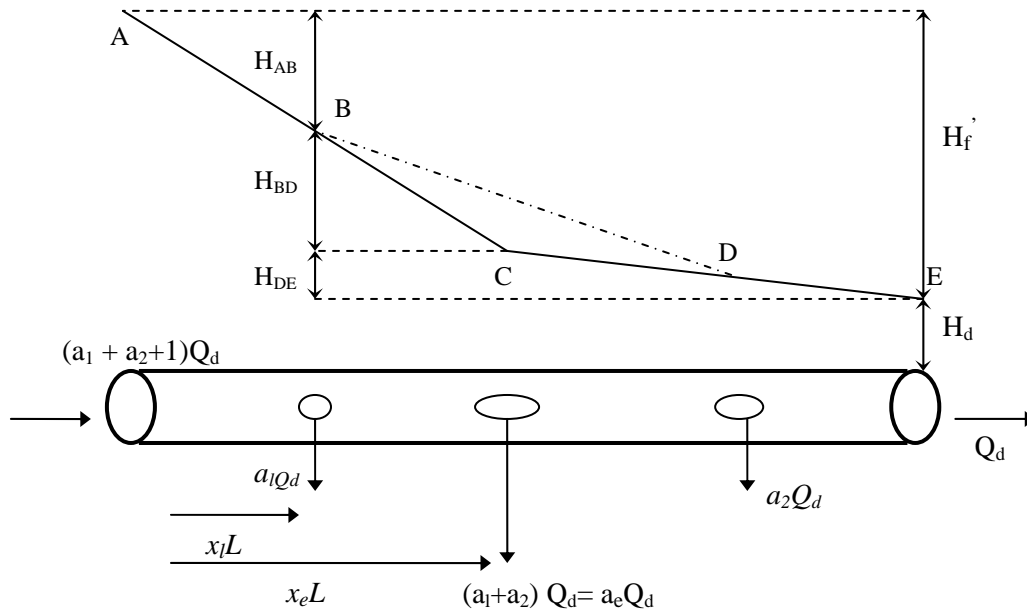


Figura 6. 8 EGL para una tubería con múltiples fugas y la correspondiente fuga equivalente

4.1.3 Coste de la energía de una red con fugas

Al igual que el análisis de sistemas con una sola tubería es posible realizar el análisis de las redes completas de distribución de agua. Para evaluar el impacto de fugas sobre los sistemas de distribución, fueron realizadas una variedad de simulaciones de estados permanentes con EPANET sobre cuatro redes malladas hipotéticas (Colombo & Karney, 2002). El objetivo es encontrar relaciones simples para poder caracterizar el comportamiento al menos de un grosor modo, sobre la interdependencia del índice de fugas, gastos de energía, y los sistemas complejos.

4.1.3.1 Sistema de distribución hipotético de 10 mallas

La topología del sistema hipotético de 10 mallas es como se muestra en la fig. 6.9. Algunos aspectos que distinguen este sistema de una red de distribución más realista son la ausencia del almacenaje (estos no contienen tanques de almacenamiento o depósitos solo el depósito de la fuente), un patrón de demanda fijo, y la existencia de una sola estación de bombeo. Ignorar tanto el patrón de la demanda como el almacenaje simplifica el análisis y más claramente destaca el papel específico de las fugas; además, porque las condiciones medias se dominan en la estimación del consumo de la energía a largo plazo, su omisión no es especialmente problemático. Naturalmente, una variedad

de consideraciones operacionales adicionales, las consideraciones también entrarán en el juego cuando se determine como se gestiona la fuga y como esto influye en el funcionamiento económico total de un sistema real.

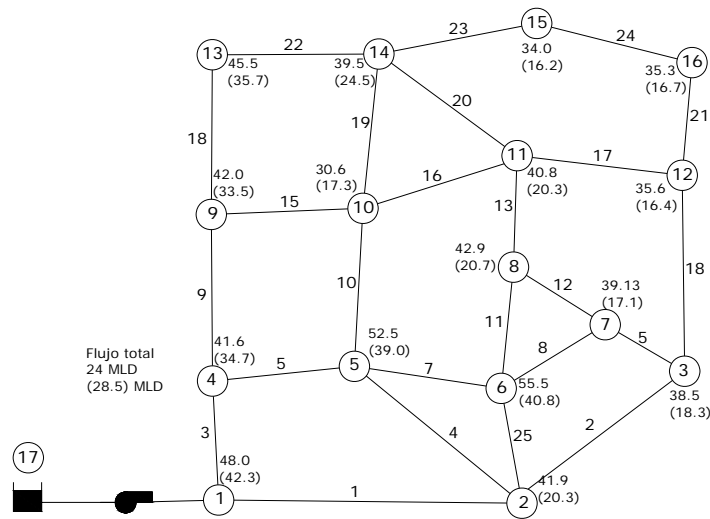


Figura 6. 9 Esquema del sistema de distribución con 10 mallas

Las fugas en los nodos específicos son representadas en EPANET usando los emisores que son gobernados por la relación de orificio de la Ec. 6.6. Una fuga en un nodo particular representa la existencia de fugas en unos o todos los tubos incidentes, extendiendo así el concepto de la fuga equivalente. Para este sistema, las fugas han sido definidas en los nodos N5-8, 10, 11, y en cada fuga es asignado el mismo valor de C_E . La fuga es entonces determinada por la asignación de una nueva curva de la bomba de manera que la distribución de la presión resultante se asemeja a la distribución de la presión del escenario de la no fuga.

Específicamente, la curva de la bomba es modificada hasta que la presión en la mayoría de los nodos aguas abajo del nodo N16, es casi igual a su valor original de “no-fuga”. (por ejemplo 35+/-0.1m). De esta manera, el sistema puede ser considerado como de "presión compensada". El coste de energía diario es calculado por EPANET.

La figura 6.9 compara la presión nodal en ambos casos, sin fugas y con un 25% de fugas. Sin ninguna fuga, el caudal total a través de la red es igual a la demanda total de 24 MLd (millones de litros diarios) y todas las presiones nodales son por lo menos 35 m. Cuando las fugas en los nodos especificados tienen asociado un coeficiente de emisor con un escenario del 25% de fugas, y la curva original de las estaciones de bombeo todavía se aplica, el caudal total a través del sistema se incrementa a 28,5 MLD. Todos los requisitos de flujo se siguen cumpliendo, pero la presión cae significativamente. A pesar de la satisfacción de las demandas nodales es un requisito típico del modelado, Germanopoulos (1985) correctamente indica que esta hipótesis puede no ser realista cuando las presiones del sistema caen demasiado bajo.

El efecto de retroalimentación de la relación del orificio de la ecuación 1 es evidente cuando la curva de la bomba se ajusta para restaurar las presiones y por tanto, las condiciones de servicio. En compensación para las fugas, la magnitud de las pérdidas

aumenta hasta que el flujo total del sistema se convierte en 30 MLD; el adicional 1,5 MLD representa la presión que depende de la demanda ejercida por las fugas.

4.1.3.2 El rol de la demanda en el sistema y orificios hidráulicos

La función orificio de la Ec. (6.6) se define por dos parámetros, el coeficiente del emisor C_E y el exponente del emisor α . C_E generalmente refleja el tamaño y la forma de una fuga y es frecuentemente ajustado en el modelado de fugas de diferentes magnitudes. Aunque el valor de α normalmente se fija en 0,5, se han sugerido otros valores. Por ejemplo, Goodwin (1980) informa de un valor del exponente de 1,18, con el mayor valor que apunta a un factor de “elasticidad” que describe cómo una fuga del área efectiva responde a la presión interna de las tuberías.

El exponente del emisor también puede reflejar el régimen de caudales a través de la fuga. Clarke *et al.* (1997) examinó varios tipos de tuberías con diferentes tamaños de roturas y se encontró que el régimen de flujo a través de la rotura era una función de la anchura del mismo. Para roturas de anchos comparable al tamaño del grano del material de la tubería, el caudal fugado a través de un sistema de pequeñas aberturas que comprende el conjunto de la fisura y el régimen de caudales fue turbulento. Las grandes grietas, cuyo comportamiento se asemeja a un canal continuo, presentan un flujo similar al flujo laminar a través de placas paralelas. La implicación es que puede haber una relación entre C_E y α .

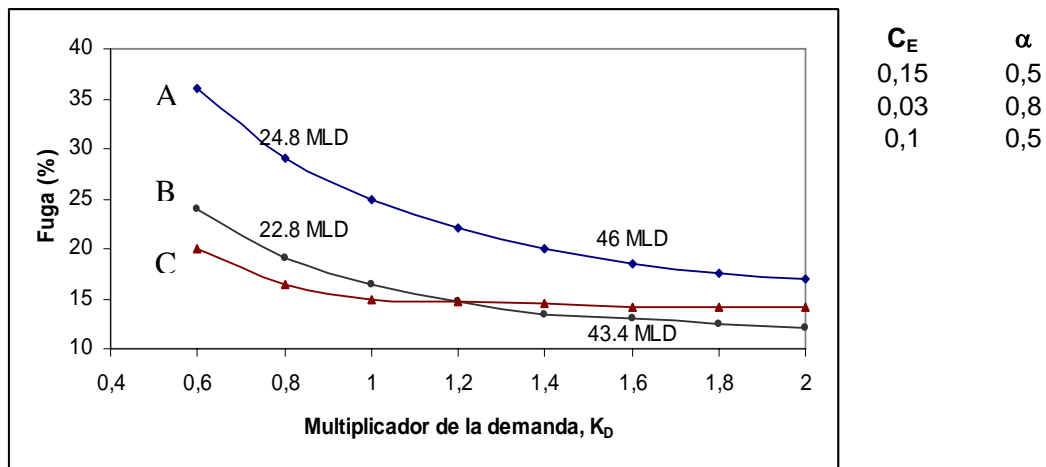


Figura 6. 10 Fugas como una función del multiplicador de la demanda K_D y las propiedades del orificio, caudales del sistema total con la presión compensada.

Para investigar la sensibilidad de la respuesta de las fugas a las diferentes configuraciones, se examinó de nuevo el hipotético sistema de 10 mallas. La Fig. 6.10 muestra la relación entre el multiplicador de la demanda K_D y las fugas L_k , para las fugas definido por las tres combinaciones de parámetros. K_D es el factor por el que cada demanda base nodal es multiplicada para reflejar los escenarios de los “no promedios” diarios, mientras que L_k es la fracción de la demanda total fugada ($24K_D$ MLD). Las curvas A y B representan las fugas definidas por $\alpha=0.5$ y C_E y los valores de 0,15 y 0,1 MLD/m^{1/2}, respectivamente. La curva C es definida con una relación diferente de fugas, es decir, por $C_E=0.03$ MLD/m^{1/2} y $\alpha=0.8$.

La intersección de las curvas B y C muestran la forma en que la función orificio con diferentes combinaciones de parámetros, puede dar las mismas fugas para un determinado K_D . A bajas K_D , la curva B da mayores fugas debido a que las presiones del sistema son pequeñas, y C_E es el parámetro dominante de la función orificio. Sin embargo, cuando la demanda total del sistema es mayor ($K_D > 1.2$), la importancia del factor h^α en la Ec. (6.6) se hace evidente en los niveles más altos de fugas asociados con la curva C. Una característica evidente de la Fig. 5 es que la curva C es más llana que B. Esto se explica teniendo en cuenta la derivada de Ec. (6.6).

$$\frac{dQ_l}{dh} = \alpha C_E h^{\alpha-1} \quad (6.14)$$

Para $\alpha < 1$, Q_l aumenta con la h en una disminución de la tasa o índice, sin embargo, como α se aproxima a la unidad, el índice de este decremento disminuye y un alto volumen de fugas está asociado con el mismo K_D . Cuando $\alpha = 1$, Q_l está relacionada linealmente con h y la curva asociada en la Fig. 6.10 será plana, es decir, L_k sería independiente de K_D . Las tres curvas descienden a una tasa decreciente para las grandes K_D . La relación inversa existe porque el aumento de la demanda total del sistema deja atrás el aumento de volumen fugado conforme K_D crece. Las presiones más altas asociados con un mayor K_D en el sistema de presión compensada conducen a un mayor volumen de fugas, y la tasa de descenso de cada una de las curva se reduce. Cabe señalar que el aumento del bombeo necesario para atender mayores flujos causa presiones excesivamente altas en la parte de aguas arriba del sistema. Por lo general, la capacidad del sistema podría ser mejorada para evitar esto, y el actual análisis es poco realista en este sentido.

El papel de la C_E puede evaluarse mediante la comparación de las curvas A y B, las cuales representan las fugas con el mismo valor del exponente $\alpha = 0.5$ pero diferentes valores de los coeficientes de emisores. La posición relativa de estas curvas expone la esencial relación lineal entre L_k y C_E cuando α , K_D y las presiones se mantienen constantes. Por ejemplo a $K_D = 0.8$, un avance desde A a B representa un aumento del 50% en C_E desde 0,1 a 0,15, lo que también corresponde a un incremento del 50% en L_k del 20% al 30%.

4.1.3.3 Relevancia de la localización de la fugas

Los análisis de fugas en tuberías simples indican que la localización de las fugas afecta el consumo de energía, de tal forma que cuando la fuga específica se mueve hacia aguas abajo, su impacto resulta mayor. Aunque la extrapolación directa de este resultado analítico no es factible para las redes de distribución, es lógico esperar que las fugas situadas en las porciones aguas abajo de una red a menudo implican un mayor coste de la energía, porque los grandes caudales deben ser transmitidos a través de una mayor porción del sistema. Se realizó un análisis elemental en una sola fuga con $C_E = 0.2$ MLd/m^{1/2} colocado en cuatro diferentes nodos (N4, 5, 11 y 16) de la red hipotética, y la consiguiente presión de las distribuciones fue comparado con el caso sin fugas para el régimen del día medio, obteniéndose diferentes porcentajes de la reducción de la

presión en cada nodo en relación con el caso sin fugas, por una sola fuga en cada uno de los nodos de prueba.

Los resultados, aunque importantes, no son sorprendentes, pues una fuga presente en cualquier nodo provoca una respuesta para cada uno de los demás nodos. Sin embargo, los nodos más gravemente afectados son los adyacentes o en las cercanías del nodo con fuga. Por otra parte, las fugas en los nodos aguas abajo como los nodos N11 y N16 también causa un mayor grado de reducción de la presión, tanto en términos de la magnitud de la reducción y el número de nodos con reducciones de más de una cantidad determinada.

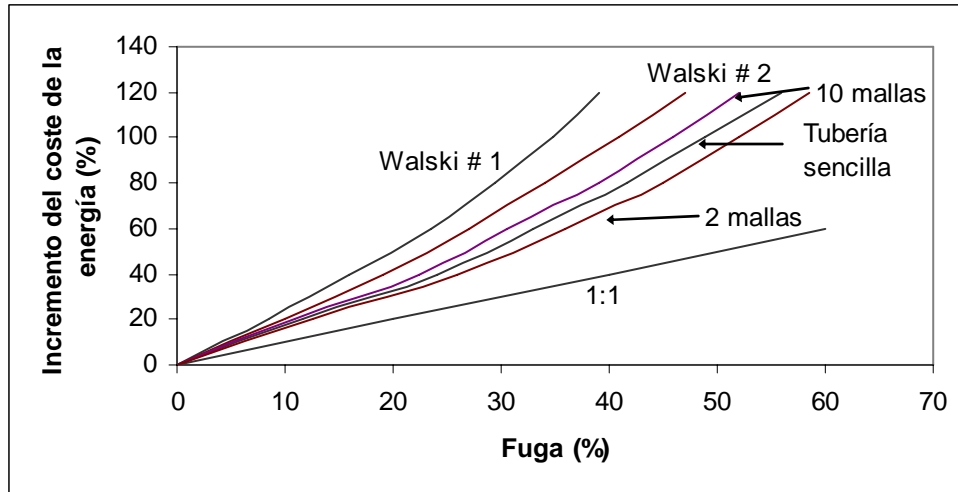


Figura 6. 11 Respuesta del coste de la energía debido a la complejidad del sistema.

4.1.3.4 Complejidad del sistema y respuesta al coste de la energía

Como la complejidad de un sistema influye en la relación entre las fugas y el coste, es una cuestión interesante para los que no tienen una respuesta concreta. Sin embargo, las simulaciones de los sistemas con diferentes grados de complejidad pueden dar una idea de la influencia de la estructura del sistema en los costes de la energía de los sistemas con fugas.

El número de mallas se utiliza aquí como un indicador de la complejidad del sistema. En la Fig. 6.11 se comparan cuatro sistemas diferentes. Estos incluyen el sistema de 10 mallas ya discutido, formas modificadas de la red de 20-mallas previsto en Walski *et al.* (1987) y del sistema de 2 mallas en el tutorial del manual del usuario de EPANET Rossman (2000), y un solo tubo o tubería sencilla (ninguna malla en el sistema). La principal modificación a los sistemas de Walski y el tutorial de EPANET es la eliminación de los tanques y un enfoque exclusivamente centrado en las condiciones medias. Las simulaciones de la única tubería ($L=4$ km, $D=300$ mm, y $C=100$) se basan en una demanda aguas abajo de 30 l/s a 40 m de presión y una sola fuga en el nodo de la demanda. La red de Walski (Fig.6.12) se simuló con dos diferentes distribuciones de fugas.

200	654,91	654,91	654,91	654,91	654,91
250	793,76	793,76	793,76	793,76	793,76
300	869,94	869,94	869,94	869,94	869,94
350	1217,74	1217,74	1217,74	1217,74	1217,74

Tabla 5. 20 Costes de sustitución para los diversos diámetros

En el análisis de precios unitarios de la empresa “JUMAPA” para el coste de reparación, los conceptos que consideran para la integración del precio unitario son los referentes a el coste de excavación, el material para reparar la fuga, mano de obra, el material de banco para el relleno de la excavación, la rotura y reposición del asfalto, retiro del material sobrante de la excavación y los costes indirectos correspondientes.

COSTE DE REPARACION					
Diámetro	FoFo	FoGa	A-C	POLIET.	PVC
75	1657,44	1657,44	1657,44	1657,44	1657,44
100	1746,23	1746,23	1746,23	1746,23	1746,23
150	1894,20	1894,20	1894,20	1894,20	1894,20
200	1921,74	1921,74	1921,74	1921,74	1921,74
250	2042,31	2042,31	2042,31	2042,31	2042,31
300	2286,00	2286,00	2286,00	2286,00	2286,00

Tabla 5. 21 Costes de reparación para los diversos diámetros

Para la valoración subjetiva de este criterio se propone no penalizar las tuberías cuyo año de renovación óptimo es mayor o igual de 25 años, y penalizar con 10 puntos a las tuberías con un valor de $t_s - t_c = 0$ años, considerando que las tuberías mas recientes y de mejor material cuentan con una edad entre 20 y 30 años, excepto las de polietileno, que como ya se ha mencionado cuenta con características muy particulares desde su instalación. Las puntuaciones intermedias se obtendrán realizando una interpolación lineal entre los valores de 0 y 10. Los resultados se presentan en la Tabla 5.22

ID Línea	Longitud (m)	Edad (años)	t_s	t_s-t	Interpolación
AC (A1)	12605	40	45,87	5,87	7,19
AC (A2)	7243	30	54,53	24,53	0,00
Fo Fo (C1)	11613	50	57,57	7,57	6,33
Fo Ga (C1)	8600	40	52,44	12,44	3,85

En el sistema denominado Walski # 1 fueron asignadas fugas a los nodos centrales N60, 80, 90, 100, 150 y 160. Para Walski # 2 varias de las fugas se trasladaron a la periferia de la red (N55, 90, 120, 140, 150 y 170). Todas las fugas tienen el mismo C_E y las simulaciones se realizaron de acuerdo a la metodología descrita anteriormente.

Una familia de polinomios de segundo orden de la forma ay^2+by encajan las curvas en la Fig. 6.11 con excelente precisión. Por ejemplo, el coste de la energía de la curva del sistema de 10-mallas es bien descrita por la función $z=0.012y^2+1.63$, y donde “z” e “y” es el porcentaje de incremento en el coste de la energía y las fugas, respectivamente. A pesar de que cada curva sigue la forma de una función cuadrática, no existe una “regla general” para relacionar el coste de energía con las fugas para sistemas de distribución de agua. Lo que está claro, sin embargo, es que las fugas son definitivamente costosa de todas las curvas muy por encima del dato 1:1 a pesar de sus obvias diferencias, el aumento relativo en los costes de la energía pueden ser esperados que excede significativamente a el índice de fugas asociados. El efecto de distribución de las fugas en una red es evidente desde la disparidad entre las dos curvas de Walski.

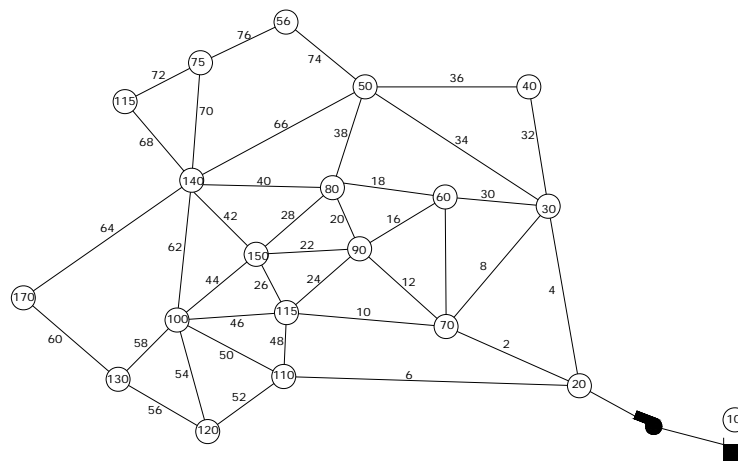


Figura 6. 12 Red de distribución para el sistema presentado por Walski et al (1987).

4.1.3.5 Coste de las fugas en una perspectiva más amplia

La Fig. 6.13 describe conceptualmente tres curvas de coste de mantenimiento de una tubería (o parte de un sistema de distribución) adaptado de Kleiner *et al.* (1998). Ellos suponen que la curva representa el incremento anual en el coste de mantenimiento de una tubería debido a la degradación general de su capacidad con la edad. Debido a que esta curva no considera las fugas, la vida de servicio de una tubería puede ser erróneamente sobreestimada cuando está basada en este razonamiento. La presencia de fugas implica que los costes anuales de mantenimiento son superiores a los previstos y se cruzan con el umbral del coste de reemplazo antes de lo previsto. El umbral del coste de reposición sirve como criterio para tomar la decisión de reemplazar una tubería.

La diferencia de tiempo entre la transgresión de este umbral y el diseño de la vida de servicio constituye “el periodo de demora” durante el cual los gastos van más allá del presupuesto disponible. Si se puede estimar el inicio de este período, la reparación de las fugas u otras medidas de rehabilitación podrían ser aplicadas para reducir al mínimo

los costes adicionales. Por el contrario, la tubería representada por la curva de “mejora” es inicialmente más cara debido a la selección de mejores materiales de fabricación, pero también más resistentes a las fugas.

Una tubería que se ajusta económicamente puede ofrecer a los planificadores unos períodos de amortización buenos para recuperar los costes del capital adicionales asociados con su fabricación y la aplicación. La oportunidad de ahorrar dinero durante la ampliación de la vida de servicio de las tuberías, implica que los recursos pueden ser asignados para reparar o sustituir tuberías y otras infraestructuras. La mejora de la caracterización de las fugas y la evaluación de los costes ayudará a determinar la naturaleza de la curva de mejora.

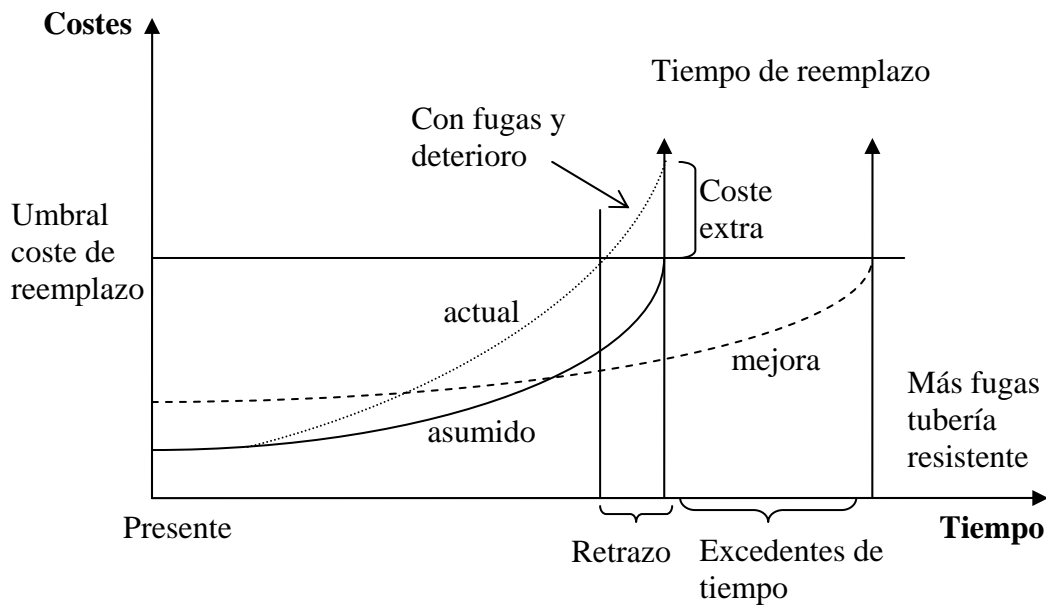


Figura 6. 13 Curvas de costes de mantenimiento conceptual para una tubería (o para una porción de una red de distribución)

La diferencia del coste entre las curvas “actual” y “asumida” de la Fig. 6.13 comprende tanto el agua pérdida, así como los costes de la energía. Aunque el coste del agua perdida ha dominado la atención a expensas de las fugas, el examen de la relación entre los costes del agua y la energía han tendido a ser ignoradas. El coste diario adicional del sistema de operación debido a la pérdida de agua a través de una tubería con fugas P_w puede ser calculado desde $P_w=3600K_wQ_fT$ como.

$$P_w = k_w C_E [H_d + (1-x)H_f]^a 3600T \quad (6.15)$$

Donde:

k_w = Precio unitario del agua en $\$/m^3$

T = Duración del análisis

El coste diario de la energía adicional P_E es el producto del precio unitario de la electricidad ($\$/kWh$), la diferencia en la energía suministrada ΔE_s entre los casos de fuga y no-fuga, y la duración del análisis T es dado como $P_E=k_E\Delta E_sT$ de la ecuación

(6.9) y (6.10). La expresión es resuelta en las cargas del sistema y los parámetros adimensionales a y x .

$$P_E = k_E \gamma Q_d [(1+a)(H_d + H'_f) - (H_d + H_f)] T \quad (6.16)$$

$$P_E = k_E \gamma Q_d ((1+a)\{H_d + H_f [1 + ax(a+2)]\} - (H_d + H_f)) T \quad (6.17)$$

Donde a es calculado de acuerdo a la ec. 6.7. Estas ecuaciones fueron probadas para una red principal ($L=2$ km, $D=254$ mm) con una demanda constante $Q_d=0.07$ m³/s y $H_d=25$ m y los parámetros de fuga $C_E=0.001$ m^{5/2}/s y $a=0.5$.

La Fig. 6.14 muestra la grafica del caudal diario adicional y los costes de la energía como una función de localización de fugas x cuando a la tubería es asignado un coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams $C=130$ (curvas de línea discontinua) y $C=80$ (curvas de línea continua). Estos valores de C reflejan la tendencia de las fuga en las tuberías cuando son nuevas (debido a la fabricación de la tubería y/o defectos de instalación) y cuando envejecen, y que se han incluido para ilustrar cómo los costes de las fugas se distribuyen entre los costes del agua y la energía desperdiciada de acuerdo con las características de la fricción de las tuberías.

Los precios unitarios para el agua y la electricidad en la ciudad de donde se aplico el análisis (Toronto) en el verano de 2001, son: un precio de \$ 0.10/kWh para la electricidad; los clientes residenciales suelen pagar alrededor de \$ 0.50/m³ de agua, y por tanto, la Ciudad paga una fracción de esta cantidad como su coste marginal de un metro cúbico de agua. Se escoge un valor de \$ 0.05/m³ con el fin de que el coste diario adicional de la tubería, debido a la pérdida de agua y la energía sea proporcional. La Fig. 6.14 muestra que a estos precios, el coste adicional diario dominan sobre los costes de la energía en todos los lugares posibles de fugas.

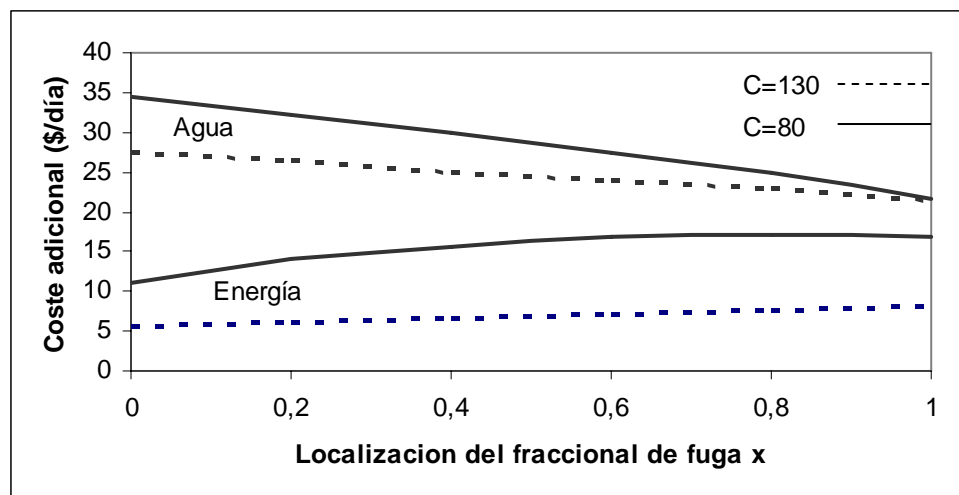


Figura 6. 14 Curvas del coste de la energía y del agua para una tubería fugando con demanda específica y características de fuga

El rol de la localización de las fugas es evidente en la fig. 6.14 y exhibe las relaciones representadas en las figuras. 6.7 y 6.8. Como x aumenta, los costes de la energía siguen, mientras que el coste del agua disminuye. Cuando C se cambia de 130 a 80, ambos, el

coste del agua y de la energía se incrementan en todos los valores de x , (excepto en $x=1$ donde los costes del agua son equivalentes, porque $H_i=H_d$), sin embargo, sus curvas correspondientes se aproximan entre sí más rápidamente. Estos cambios reflejan el hecho de que las tuberías rugosas disipan la energía, y por tanto, la presión más eficazmente conforme el agua viaja aguas abajo. Como resultado, las fugas decrecen con mayor rapidez con respecto a x , mientras que el suministro de la energía debe ser aumentado para superar el aumento de la fricción. La relativa forma llana del valor de $C=130$ de la curva de costes de energía refleja el carácter compensatorio de los costes de fuga cuando en un modelo de una fuga es usado un orificio. Cerca del final de la tubería aguas arriba las presiones son mayores o altas y, por tanto, se pierde más agua. Y el consumo de la energía es menor aquí, porque la mayor parte de la tubería lleva sólo el caudal de diseño.

Cerca del final de la red (aguas abajo), las presiones son más bajas y se pierde menos agua, sin embargo, la mayor parte de la tubería tiene un mayor flujo, y por lo tanto, las pérdidas por fricción son mayores. En total, la mayor parte del coste total de operación adicional es debido a la fugas y que se componen del desperdicio de energía por la rugosidad de la tubería. De hecho para este ejemplo básico, cuando la tubería se le asigna $C=80$ y la fuga se localiza en medio de la tubería (es decir, $x=0.5$), el coste anual de pérdida de agua es de aproximadamente \$ 10400, mientras que el coste del desperdicio de energía es de aproximadamente \$ 5.900. En consecuencia, aun cuando el coste marginal del agua es superior, la fuga sigue siendo costosa a partir de una perspectiva de la energía solo. Es evidente que, desde una perspectiva financiera, la importancia relativa de agua o los costes de la energía **depende de sus precios relativos**.

Aunque los resultados del documento deben ser colocados en un contexto económico más amplio antes de que los cambios en el procedimiento operativo puedan ser prescritos, la discusión anterior demuestra que la motivación para la reparación de fugas sin duda existe. La localización y la reparación de las fugas requieren la aplicación de recursos tanto económicos, humanos, tecnológicos, etc. En consecuencia, los planificadores deben tomar las decisiones con respecto a la reparación de las fugas sobre la base de una variedad de otras consideraciones. Walski (1993) indica que los sistemas de distribución de agua deberán cumplir muchos objetivos, algunos de los cuales compiten contra el objetivo de la minimización de la energía, y que hay varias formas distintas, además de la reparación de fugas, en las cuales se ahorran los costes en la bomba.

A pesar de tácticas, como la mejora de la eficiencia de bombeo y considerar el horario de operación en base a los precios horarios del coste de la energía, no se debe de eliminar por completo el aspecto del medio ambiente o el coste de oportunidad de no corregirlos. Los enfoques operacionales tales como el mantenimiento de los niveles más bajos de los tanques o la reducción de los excesos de presión (sobre todo fuera de las horas punta desde el punto de vista energético) también se puede reducir la cantidad de agua y el desperdicio de energía, aunque su aplicación algunas veces puede ser impracticable.

A pesar de las evidentes ventajas de la reparación de fugas, no es menos interesante examinar brevemente algunos de los costes ocultos en la reparación de fugas. Uno de estos “beneficios” es la disminución del tiempo de residencia del agua durante los

períodos de reducción de los flujos. Otra es la posible atenuación de transitorios hidráulicos, debido a las fugas pueden proporcionar un medio de disipación del exceso de presiones de la misma manera como las válvulas de alivio de presión. En consecuencia, los sistemas con fugas pueden experimentar el rompimiento de las tuberías y otros daños de forma menos violenta cuando experimentan fenómenos transitorios. Aquí se da por tanto una relación entre las fugas y las roturas de tuberías.

4.2 Riesgo y sus consecuencias

El concepto de probabilidad de fallo, es fundamental y se especifica habitualmente sólo en función de estudios comparativos y de la experiencia acumulada. Además, los métodos de cálculo probabilístico tienen varias deficiencias, como la ausencia de consideración de accidentes y otras situaciones de riesgo y las consecuencias que se derivarían de éstos. Estas condiciones extremas están llegando a ser cada vez con más frecuencia causas de fallos graves y de otros sucesos adversos. La experiencia disponible indica claramente que los procedimientos de cálculo probabilístico pueden ser complementados eficazmente mediante un análisis y una evaluación del riesgo, que tendrán en cuenta las diferentes consecuencias de los sucesos desfavorables. Por lo tanto se anticipa que los métodos de cálculo de ingeniería avanzados añadidos a conceptos probabilístico tradicionales también incluirán habitualmente criterios para riesgos aceptables.

La fiabilidad de las estructuras y de otros sistemas de ingeniería está asociada a una serie de incertidumbres difíciles de evaluar pero que pueden describirse bien mediante métodos probabilístico.

El análisis del riesgo es una parte importante de la evaluación y la gestión íntegra del riesgo en un determinado sistema tal como se muestra en la figura 6.15 (adaptada de CAN/CSA). El análisis del riesgo de un sistema consiste en la utilización de la información disponible para estimar el riesgo de personas o poblaciones, de propiedades o de sus alrededores, de peligros identificados. La evaluación del riesgo incluye además una decisión (el riesgo puede aceptarse o disminuirse) según se indica en la figura 6.15. El procedimiento completo de evaluación del riesgo es típicamente un proceso iterativo.

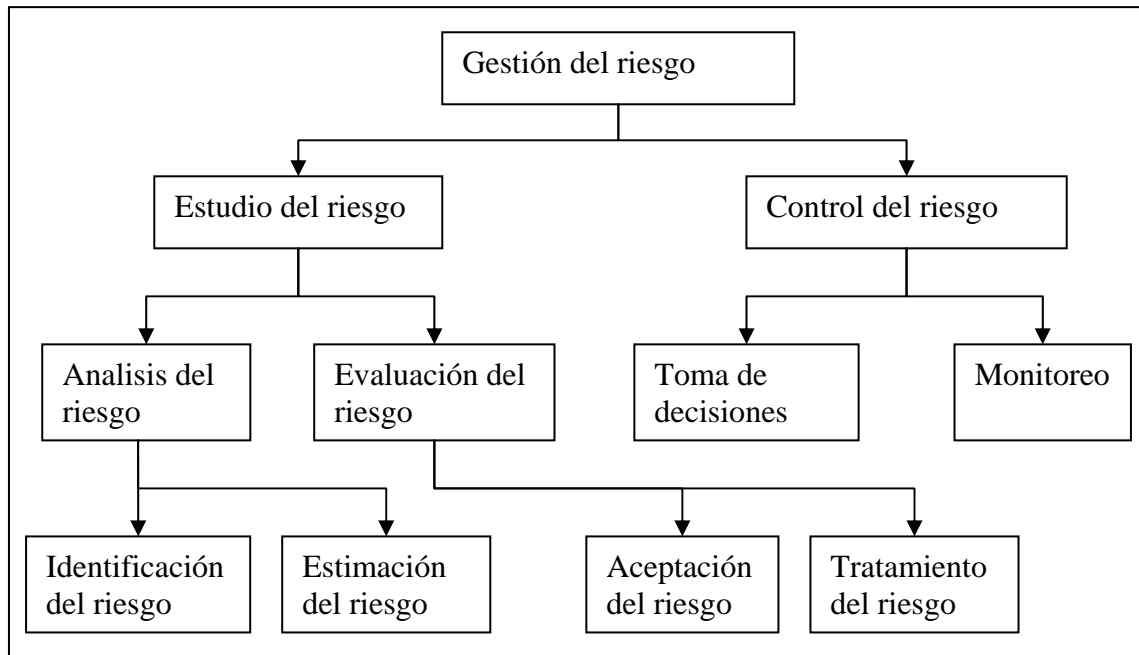


Figura 6. 15 Esquema para la gestión del riesgo (adaptada de Holicky)

4.2.1 Identificación del riesgo

Un riesgo es un conjunto de circunstancias, posiblemente ocurridas dentro de un sistema dado, con la potencialidad de causar sucesos con consecuencias indeseables. Por ejemplo el riesgo en un sistema de distribución puede definirse como un conjunto de circunstancias con el potencial de originar una acción accidental

Por lo general los riesgos H_i son situaciones mutuamente excluyentes (p. ej. situaciones de cálculo, en lo que respecta a un edificio, accidentales y permanentes). Entonces cada situación H_i acontece con una probabilidad $P \{H_i\}$ tal que $\sum P \{H_i\}=1$. Si las situaciones H_i no son mutuamente excluyentes, entonces el análisis se torna un poco más complicado.

Nótese que en algunos documentos (por ejemplo en el documento europeo EN *Risk analysis requirements and guidelines*, 2002) el riesgo se define como un suceso, mientras que en análisis del riesgo habitualmente se considera como una condición que potencialmente puede originar un suceso, por lo tanto como sinónimo de peligro. Un escenario de riesgo es una secuencia de posibles sucesos asociada a un riesgo determinado y que tiene consecuencias indeseables. Para identificar los posibles defectos de un sistema o de uno de sus subsistemas resulta fundamental proceder a un análisis de riesgo. Se requiere un examen minucioso y profundo del sistema (Schneider, 1996).

El modelado de escenarios relevantes puede depender de las características específicas del sistema. Por esta razón se han desarrollado diferentes técnicas para la identificación de los riesgos (p. ej. PHA, HAZOP) y para el modelado de escenarios relevantes (árbol de fallos, árbol de sucesos/árboles de decisiones, redes de causas).

4.2.2 Estimación de probabilidades

La probabilidad es la verosimilitud o el grado de certeza con respecto a que ocurra un suceso particular durante un determinado periodo de tiempo.

Tomando la hipótesis de que un sistema puede encontrarse en una situación H_i tal que las demás situaciones posibles quedan entonces excluidas, y que el fallo F de un sistema, dada una situación particular H_i , ocurre con la probabilidad condicionada $P\{F|H_i\}$, entonces la probabilidad total de fallo p_F viene dada por la ley de la probabilidad total como:

$$p_F = \sum_i P\{H_i\}P\{F|H_i\} \quad (6.18)$$

La ecuación (1) puede utilizarse para la modificación de las probabilidades parciales $P\{H_i\}$ $P\{F|H_i\}$ (apropiadas para las situaciones H_i) con el objetivo de satisfacer la condición de cálculo $p_F < p_t$, donde p_t es una probabilidad de fallo específica que se desea conseguir. El valor deseable p_t puede determinarse utilizando la optimización probabilística de una función determinada, como por ejemplo, el coste total.

Las probabilidades condicionadas $P\{F|H_i\}$ deben estar determinadas por un análisis probabilístico detallado de las situaciones respectivas H_i bajo escenarios pertinentes. Los métodos tradicionales de fiabilidad suponen que el fallo F del sistema puede estar bien definido en el dominio del vector de variables básicas \mathbf{X} . Por ejemplo, se supone que un fallo en un sistema puede ser definido por la inecuación $g(\mathbf{x}) < 0$, donde \mathbf{x} es la comúnmente denominada función de estado límite, donde x es una realización de otro vector \mathbf{X} . Obsérvese que $g(\mathbf{x}) = 0$ describe la acotación del estado límite, y la inecuación $g(\mathbf{x}) > 0$ el estado de seguridad para la estructura.

Si la densidad de probabilidad conjunta $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}|H_i)$ de las variables básicas \mathbf{X} dada una situación H_i es desconocida, la probabilidad de fallo condicionada $P\{F|H_i\}$ puede determinarse entonces mediante la integral

$$P\{F|H_i\} = \int_{g(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}|H_i) d\mathbf{x} \quad (6.19)$$

Debe mencionarse que la probabilidad $P\{F|H_i\}$ calculada mediante la ecuación (6.19) presenta por lo general dos deficiencias importantes:

- Incertidumbre en la definición de la función de estado límite $g(\mathbf{x})$.
- Incertidumbre en el modelo teórico para la función de densidad $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}|H_i)$ de las variables básicas \mathbf{X} (Steward, et al 1998).

Tales deficiencias constituyen las principales causas de las discrepancias observadas entre una determinada probabilidad p_F y la frecuencia real de fallos; este problema resulta particularmente molesto para los casos de incendio. Todavía, el requisito de probabilidad $p_F < p_t$ se acepta generalmente como uno de los criterios básicos para el cálculo de estructuras.

En un análisis de riesgo necesitamos conocer no sólo la probabilidad del fallo estructural F sino también las probabilidades de todos los sucesos con consecuencias

desfavorables. En general, las situaciones H_i pueden ocasionar un número de sucesos E_{ij} (p. ej. deformaciones excesivas, desarrollo total de un fuego). Las probabilidades condicionadas $P\{E_{ij}|H_i\}$ que se requiera estudiar deben fijarse mediante un análisis separado utilizando varios métodos, por ejemplo árboles de fallos o redes de causas.

4.2.3 Estimación de las consecuencias

Las consecuencias son posibles desenlaces de un suceso deseable o indeseable que pueden ser expresados verbal o numéricamente para definir la magnitud de las fatalidades humanas, los perjuicios o daños ambientales y las pérdidas económicas (Holicky, 1991). Un procedimiento sistemático para describir y/o calcular dichos desenlaces es el denominado análisis de consecuencias. Obviamente, las consecuencias no son por lo general unidimensionales. Sin embargo unos casos concretos pueden ser simplificados y descritos sólo mediante varias componentes, por ejemplo fatalidades humanas, daños ambientales y costes. Actualmente sólo varios costes son usualmente incluidos. Se supone que las consecuencias adversas E_{ij} de los sucesos pueden expresarse normalmente mediante varias componentes $C_{ij,k}$, donde el subíndice k se refiere a los componentes individuales (por ejemplo el número de vidas perdidas, de perjuicios humanos, y de daños ocasionados expresados de una forma concreta).

4.2.4 Estimación del riesgo

El riesgo es una medida del peligro que los sucesos indeseables representan para los valores humanos, ambientales o económicos. El riesgo se expresa normalmente mediante la probabilidad de que acontezcan sucesos indeseables junto con las consecuencias que éstos implicarían. Se estima a menudo mediante la esperanza matemática de las consecuencias de un suceso indeseable. Entonces el riesgo es el producto "probabilidad x consecuencias". Sin embargo, una interpretación más general del riesgo trabaja con la probabilidad y las consecuencias de una manera distinta. La presentación en forma de producto es útil a veces, particularmente cuando se considera un espectro de consecuencias, cada magnitud con su propia probabilidad de ocurrencia.

Se denomina estimación del riesgo al proceso que se sigue para obtener una estimación de una medida de riesgo. Como ya se ha planteado anteriormente la estimación del riesgo está basada en la identificación del peligro y generalmente consta de los siguientes pasos: definición del alcance, análisis de frecuencia, análisis de consecuencias, e integración. Si se da correspondencia uno a uno entre las consecuencias $C_{ij,k}$ y los sucesos E_{ij} , entonces la componente de riesgo R_k asociada a las situaciones consideradas H_i viene dada como la suma

$$R_k = \sum_{ij} C_{ij,k} P\{E_{ij} | H_i\} P\{H_i\} \quad (6.20)$$

Si la dependencia de las consecuencias respecto a los sucesos es más complicada que una simple relación uno a uno, entonces la ecuación (6.20) deberá ser modificada.

En algunos casos es posible manejar únicamente una componente de riesgo R , de forma que el subíndice k en la ecuación (6.20) puede omitirse. Además, la probabilidad de

sucesos indeseados puede depender del vector de variables básicas X . En estas circunstancias el riesgo total puede escribirse formalmente como

$$R = \int C(\mathbf{x})f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})d\mathbf{x} \quad (6.21)$$

Donde $C(\mathbf{x})$ es el grado de riesgo según una función de variables básicas X , y $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ es la función de densidad de probabilidad conjunta X .

4.2.5 Análisis de riesgo de fallo en las redes de distribución de agua

Comúnmente, "riesgo" se refiere al conjunto de probabilidades de una ocurrencia de un evento y sus consecuencias y "análisis de riesgos" se refiere a un proceso de una estimación de la frecuencia y consecuencias físicas de eventos indeseables (Ricci *et al.*, 1981). El análisis de riesgos puede incluir una variedad de técnicas, desde un simple análisis cualitativo (por ejemplo, análisis de riesgos preliminar) o muy complejas técnicas cuantitativas (por ejemplo, redes Bayesianas) para sistemas dinámicos. Una breve descripción sobre algunas de las técnicas de análisis de riesgos se presenta en esta sección.

Análisis de riesgos preliminares (PHA) por sus siglas en inglés, es una técnica de indicadores cualitativos para la realización de evaluaciones del riesgo en industrias de proceso químico. El PHA puede identificar sistemas y procesos que requieren un examen más detallado para controlar los riesgos de accidentes graves (Fullwood y Hall, 1988). Estudios de riesgos de operatividad (HAZOP) es una técnica también comúnmente empleada en las industrias de procesos químicos para la estimación de riesgo para la seguridad y operatividad de mejoras (Sutton, 1992). El modo del fallo y el análisis de los efectos (FMEA) es comúnmente usado en la fiabilidad de la ingeniería para analizar los posibles modos de fallo en un sistema y clasificarlos en función de su gravedad. Cuando el FMEA amplía al análisis de criticidad, la técnica es llamada modo de fallo y el análisis de los efectos de criticidad (FMECA) (Chakib *et al.*, 1992).

Las técnicas tree-based o basada en árboles (jerárquica) son también ampliamente utilizados para realizar análisis de riesgos. Un fallo es un diagrama de árbol lógico que muestra la relación entre el sistema de fallo, es decir, un acontecimiento indeseable en el sistema, y los fracasos de los componentes del sistema (Vincoli, 1994). Análisis del árbol de eventos (ETA) es una técnica para ilustrar la secuencia de resultados que pueden surgir después de la ocurrencia de un evento inicial seleccionado (Suokas & Rouhiainen, 1993). El análisis causa-consecuencia (ECP), combina el análisis de la causa (descrita por los árboles de fallo) y el análisis de las consecuencias (descrita por los árboles de eventos).

Las técnicas para el análisis de sistemas dinámicos puede implicar la aplicación de métodos tales como diagrama/grafos de fallos, dinámico ETA, redes bayesianas, lógica difusa. La técnica diagrama / grafos de fallos utiliza las técnica matemáticas y el lenguaje de la teoría de grafos, que construye el modelo de riesgo mediante la sustitución de elementos del sistema de entradas de "Y" e "O". Redes Bayesianas (BN) son gráficos directamente acíclicos, en la cual los nodos representan las variables y los arcos dirigidos describen la dependencia condicional de relaciones incorporados en el modelo.

Aunque la probabilidad condicional son a menudo difíciles para obtener, BNS son consideradas como una de las más populares herramientas de modelado dinámico (Pearl, 1988). Un mapa cognitivo difuso (FCM) realizó una excelente revisión del complejo sistema que utiliza relaciones causa-efecto para llevar a cabo análisis de riesgos (Kosko, 1986). Recientemente, MacGillivray *et al.* (2006) siempre una excelente revisión de algunos de estos análisis de riesgos y de las estrategias de la toma de decisiones. Esta revisión analiza críticamente informes y una amplia gama de estudios de investigación utilizan las técnicas de análisis de riesgos, principalmente centrándose en los sistemas de suministro de agua potable.

La cuantificación del riesgo de contaminación en redes de distribución de agua es una tarea difícil. Las redes de distribución de agua comprenden muchos (a veces de miles) de kilómetros de tuberías de diferentes edades y diversos materiales, las cuales son sujetas a variaciones operacionales y condiciones ambientales. Además, la limitación de datos del funcionamiento y deterioro de las tuberías los cuales no se encuentran disponibles a simple vista dado que son estructuras que se encuentran enterradas. Por último, algunos de los procesos de fallo no son bien comprendidos y el diagnóstico de la contaminación es muy difícil porque generalmente hay un desfase entre la ocurrencia del fallo y el momento en que las consecuencias son observados.

Ambos la teoría de conjuntos y la teoría de la probabilidad son el marco de las matemáticas clásicas para caracterizar las incertidumbres. Desde la década de 1960, una serie de generalizaciones de estos marcos se han desarrollado para formalizar los diferentes tipos de incertidumbres. Klir (1999) informó que la medición justificada adecuadamente de las incertidumbres están disponibles no sólo en la clásica teoría de conjuntos y teoría de la probabilidad, sino también en la teoría de conjuntos difusos (Zadeh, 1965), teoría de la posibilidad (Dubois & Parade, 1988), y el Dempster-Shafer (DS) teoría (Dempster, 1968; Shafer, 1976). Klir (1995) propuso una teoría de la comprensión general de la información (GIT) para encapsular estos conceptos en un marco único y establecer vínculos entre ellos.

Sadiq *et al.* (2004) desarrolló una estructura jerárquica (o tree-based) que transformo el riesgo global de los fallos en la calidad del agua en una red de distribución en puntos de riesgos básicos. El riesgo fue caracterizado cualitativamente (o lingüísticamente), basado en las técnicas difusas combinado con un proceso de jerarquización analítica (AHP).

4.2.6 El marco propuesto

En muchos problemas de ingeniería, la información acerca de las probabilidades de riesgo de diversos temas es vagamente conocida o evaluados. La lógica difusa proporciona un idioma con la sintaxis y la semántica para traducir los conocimientos cualitativos en razonamientos numéricos. Cuando se realiza un análisis de riesgos para un sistema complejo, tanto los gestores, ingenieros, administradores, reguladores y otras partes interesadas frecuentemente articulan el riesgo en términos de variables lingüísticas como “muy alta”, “alta”, “muy baja”, “baja”, etc. Las técnicas basadas en lógica difusa son capaces de forma eficaz con esas vagas e imprecisas variables probabilidades de razonamiento aproximado, que posteriormente ayudarán al proceso de

toma de decisiones. Los números difusos triangulares (TFNs) se utilizan a menudo para representar variables lingüísticas (Lee, 1996). Una descripción más completa de técnicas basada en lógica difusa se puede consultar en Klir Yuan (1995) y Ross (2004).

4.2.6.1 Difuminación del riesgo

La probabilidad r de fallo se define por el número difuso triangular TFN_r y la consecuencia (o riesgo) l de fallo es definida por TFN_l , la tabla 1 describe en una escala de 11-grados para ambos r y l . El riesgo de fallo definido por los 5-grados de TFN_L , que se describen en la tabla 6.5. Las definiciones de TFNs pueden cambiarse o modificarse basados en opinión de expertos o en encuestas basado en Delphi.

Grados	Escala cualitativa de la probabilidad de riesgo	Escala cualitativa del consecuencia de riesgo	Numero difuso triangular (TFNr)
1	absolutamente bajo	absolutamente sin importante	[0, 0, 0.1]
2	extremadamente bajo	extremadamente sin importante	[0, 0.1, 0.2]
3	totalmente bajo	totalmente sin importancia	[0.1, 0.2, 0.3]
4	bajo	sin importancia	[0.2, 0.3, 0.4]
5	medianamente bajo	medianamente sin importancia	[0.3, 0.4, 0.5]
6	medio	neutral	[0.4, 0.5, 0.6]
7	medianamente alto	medianamente importante	[0.5, 0.6, 0.7]
8	alto	importante	[0.6, 0.7, 0.8]
9	totalmente alto	completamente importante	[0.7, 0.8, 0.9]
10	extremadamente alto	extremadamente importante	[0.8, 0.9, 1]
11	absolutamente alto	absolutamente importante	[0.9, 1, 1]

Tabla 6. 5 Escalas cualitativas de la probabilidad y consecuencia de riesgo de fallo

El riesgo de fallo en el ámbito probabilístico es el conjunto de probabilidad de ocurrencia y las consecuencias de fallo. Cuando las probabilidades de ocurrencia y fallo se asume que son independientes unos de otros, su probabilidad conjunta es igual al producto de la respectivas probabilidades. En relación con el mismo supuesto de independencia, el riesgo difuso de fallo se calculará como el producto de los dos números difusos denotados por r y l . Por definición, el producto de dos TFN_s es en sí mismo un TFN. Que TFN_r es definido por los miembros (a_r, b_r, c_r), y por TFN_l (a_l, b_l, c_l). El riesgo para TFN_{rl} para estos r y l se calcula por.

$$x = TFN_{rl} = TFN_r \times TFN_l = (a_r * a_l, b_r * b_l, c_r * c_l) \quad (6.22)$$

Las definiciones lingüísticas quedan establecidas en la tabla 6.6

Grado	Escala cualitativa del nivel de riesgo (L)	Numero difuso triangular (TFN _L)	Centroide L _p
1	muy bajo	0, 0, 0.25	0.08
2	Bajo	0, 0.25, 0.5	0.25
3	Medio	0.25, 0.5, 0.75	0.50
4	Alto	0.5, 0.75, 1	0.75
5	muy alto	0.75, 1, 1	0.92

Tabla 6. 6 Definiciones lingüísticas de los grados usando números difusos triangulares para riesgo

Por ejemplo, si en un evento tiene una probabilidad r como extremadamente alta [0.8, 0.9, 1.0] y la consecuencia de riesgo l extremadamente importante [0.8, 0.9, 1.0]. El correspondiente riesgo x será un TFN_n [0.64, 0.81, 1.0]. Como se señala en la figura 6.16.

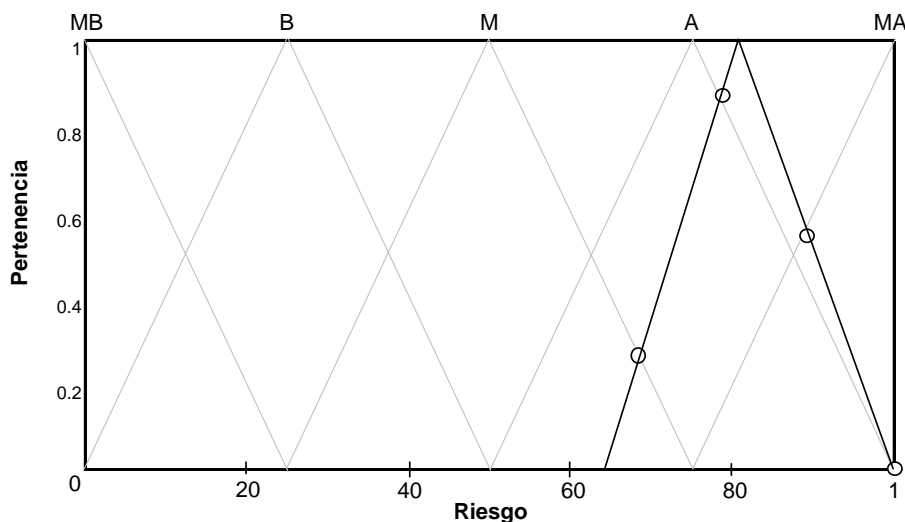


Figura 6. 16 Estimación del conjunto difuso de los 5 grados lingüísticos

Los conjuntos difusos no normalizados X_L [0,0,0.26,0.87,0.57] son los miembros de X_L para representar los grados de riesgo muy bajo, bajo, medio, alto y muy alto respectivamente; la normalización de X_L para obtener el conjunto difuso X , donde los miembros μ_p de X_L son transformados a μ_p^N de X dividiendo cada μ_p por la cardinalidad C (suma de todos los miembros en un conjunto difuso)

$$\mu_p^N = \frac{\mu_p}{\sum_{p=1}^n \mu_p} = \frac{\mu_p}{C} \quad (6.23)$$

En nuestro caso de la figura 1 el conjunto difuso X es [0.0, 0.0, 0.15, 0.51, 0.33] y puede ser expresado como $X = \left[\frac{0.0}{MB}, \frac{0.0}{B}, \frac{0.15}{M}, \frac{0.51}{A}, \frac{0.33}{MA} \right]$. Ver tabla 6.7.

$x = TFN_{it} = [0.64, 0.81, 1.00]$															
p	MB			B			M			A			MA		
TFN_L	0	0	0.25	0	0.25	0.5	0.25	0.5	0.75	0.5	0.75	1	0.75	1	1
Inferencia	0			0			0.26			0.87			0.57		
$X_L = [0, 0, 0.26, 0.87, 0.57]$	cardinalidad, $C = 1.70$														
$X = [0, 0, 0.15, 0.51, 0.33]$															

Tabla 6. 7 Obtención de los valores del riesgo difuso

4.3 Desarrollo del cálculo de la priorización

Se pretende conformar una herramienta que nos permita decidir en base a una restricción presupuestal que cantidad de metros lineales de cada grupo de tuberías nos proporciona un mayor beneficio, en base a la valoración de los factores de influencia, el coste de rehabilitación y de los beneficios obtenidos con la rehabilitación. Para tal motivo utilizaremos la herramienta de algoritmos genéticos a través del método “recipe” del Evolver, del procedimiento señalado en el apartado 4.1 de este capítulo, en el cual va implícito la utilización de EPANET para determinar el coste del “ahorro” de la energía eléctrica y del caudal recuperado de las fugas, para determinar el riesgo de la consecuencia de se aplicara el procedimiento señalado en el apartado 4.2.6. de este mismo capítulo.

En nuestro caso se cuenta con una restricción presupuestal de 3.5 millones de pesos mexicanos que es lo que se viene aplicando anualmente en el programa de rehabilitación de tuberías por parte de JUMAPA, para lo cual se pretende priorizar de los ocho grupos de tuberías la cantidad de longitud de tubería que maximicen los beneficios en la aplicación de los recursos para la rehabilitación de tuberías, por lo tanto la función objetivo es:

$$Max \sum_{i=1}^n X_i (B_i - C_i) \quad (6.24)$$

s.a

$$\sum_{i=1}^n X_i (C_s) \leq 3.5 \text{ millones} \quad (6.25)$$

$$X_i \geq 500, X_i \geq 0 \quad (6.26)$$

Donde X_i es la cantidad de metros lineales de tubería, B_i se refiere a los beneficios totales, C_s los costes de sustitución y C_t a los costes totales. Para determinar los costes se cuenta con los costes unitarios de rehabilitación por cada grupo de tubería, así como los valores de factores de influencia de cada uno de ellos.

FACTORES DE INFLUENCIA

ID linea	Edad	Historial fugas	Capacidad transporte	IDN	IIQfuga	Tiempo renovación	Influencia rotura Q	Impacto medio amb	Σ aritmética
AC (A1)	10.0	10.00	3.98	4.1	0	7.19	3.26	6	44.53
AC (A2)	5.63	9.19	4.64	5.8	2.45	0	3.04	4.8	35.54
FoFo (C1)	6.94	8.36	5.02	5.2	0.55	6.33	4.46	4.8	41.67
Fo Ga (C1)	9.77	9.25	4.73	4.6	4.62	3.85	4.57	10	51.38
Fo Ga (C2)	9.38	9.92	4.1	5.5	3.72	10	4.1	4.2	50.92
PVC30	6.25	6.78	4.92	3.6	3.24	0	0.12	6	30.91
PVC20	4.17	7.26	4.27	5.5	10	0	1.76	0	32.95
Polietileno	5.21	9.10	2.86	10	2.23	0	1.12	0	30.52

Tabla 6. 8 Concentrado de valores de los factores de influencia

En la tabla 6.8 se muestra el resultado de los valores de los factores de influencia que en conjunto con el coste de rehabilitación unitario se determinara el factor de coste como se muestra en la tabla 6.9, donde se tiene en la segunda columna el factor antes señalado que es el resultado del coste total dividido por la suma de los valores de los factores influencia, así mismo en la columna cinco se localizan los metros lineales de tubería que se modificaran al determinar con los algoritmos genéticos la cantidad de longitud de tubería que maximice los beneficios y cumpla las restricciones, en la columna de coste total la sumatoria tendrá que ser igual al monto de la restricción presupuestaria de 3,5 millones de pesos mexicanos.

Coste \$/ML	Factor	m.l	C sustitución	m.l (a modificar)	Coste total
\$477	11.65	12605	\$6,012,585.00	12605	\$6,012,585.00
\$537	16.02	7243	\$3,889,491.00	7243	\$3,889,491.00
\$594	13.28	11613	\$6,898,122.00	11613	\$6,898,122.00
\$550	10.65	8600	\$4,730,000.00	8600	\$4,730,000.00
\$480	10.01	7540	\$3,619,200.00	7540	\$3,619,200.00
\$491	17.37	25201	\$12,373,691.00	25201	\$12,373,691.00
\$471	15.50	11548	\$5,439,108.00	11548	\$5,439,108.00
\$480	18.67	13865	\$6,655,200.00	13865	\$6,655,200.00
			\$49,617,397.00		\$49,617,397.00
			\$3,500,000.00		

Tabla 6. 9 Factor de coste, longitudes totales y coste total

Los beneficios por el “ahorro” de energía al rehabilitar las tuberías, es decir lo que se gasta en energía en “alimentar” las fugas se determina según el procedimiento detallado en el apartado 4.1 (determinación de la relación del coste de energía y las fugas en las tuberías) específicamente. A continuación se ilustra con un ejemplo de uno de los sectores el sector San Juanico, el procedimiento de cómo se determino el beneficio del ahorro de la energía, y es de la siguiente manera:

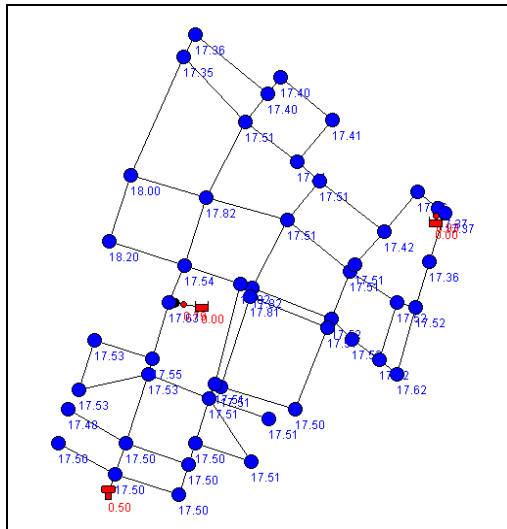


Figura 6. 17 Presión nodal con 85% de eficiencia en la red

En la figura 6.17 se muestra la presión nodal simulada con la red del 85% de eficiencia que es el nivel deseado y con el cual se realiza el cálculo, en la figura 6.18 se muestra la presión nodal con las fugas del estado actual. Con el 85% de eficiencia el caudal total a través de la red es igual a la demanda total diaria de 1381.61m^3 , y todas las presiones nodales tienen por lo menos 10 mca.

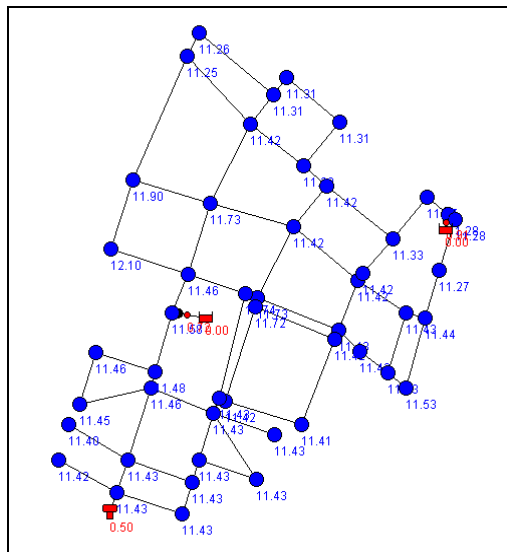


Figura 6. 18 Presión nodal, estado actual de la red

Cuando las fugas en los nodos tienen asociado un coeficiente de emisor para representar que es en nuestro caso es el escenario actual y la curva original de las estaciones de bombeo se aplica, el caudal total a través del sistema se incrementa a $1626.41\text{m}^3/\text{día}$, todos los requisitos de la demanda se cumplen, pero la presión cae significativamente como se muestra en la figura 6.19. A pesar que la satisfacción de las demandas nodales es un requisito típico del modelado, en compensación para las fugas, la magnitud de las perdidas aumenta hasta que el flujo total del sistema se convierte en $1883.66\text{m}^3/\text{día}$ y cumple con las presiones nodales mínimas; el adicional de $257.25\text{m}^3/\text{día}$ está asociada a la presión que depende de la demanda ejercida por las fugas y por consiguiente la energía aplicada para “alimentar las fugas”.

Sector	Q _{85%} eficiencia coste día	Q sin cumplir presiones (a) coste día	Q cumpliendo presiones (b) coste día	Diferencia b-a
AC (A1)	\$621.31	\$875.00	\$1,231.00	\$356.00
AC (A2)	\$701.24	\$1,023.22	\$1,424.22	\$401.00
FoFo (C1)	\$567.30	\$831.31	\$1,214.31	\$383.00
Fo Ga (C1)	\$444.65	\$630.54	\$1,008.54	\$378.00
Fo Ga (C2)	\$678.95	\$944.22	\$1,345.22	\$401.00
PVC30	\$1,388.42	\$2,019.41	\$2,496.41	\$477.00
PVC20	\$538.26	\$787.19	\$1,191.19	\$404.00
Polietileno	\$174.84	\$259.51	\$504.51	\$245.00

Tabla 6. 10 Coste diario de la energía para los diferentes escenarios planteados

El coste de la energía para los diferentes escenarios es calculado por EPANET. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 6.10.

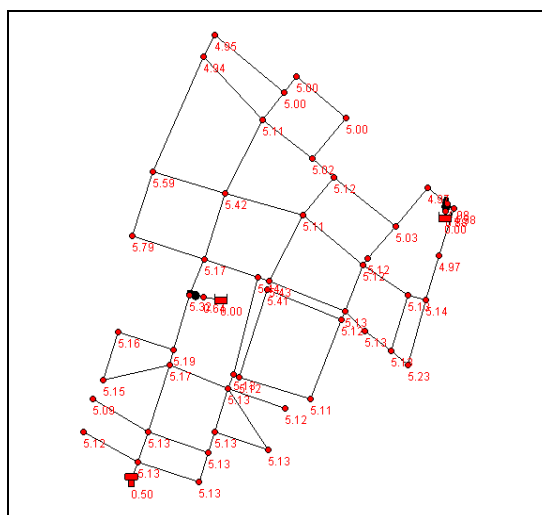


Figura 6. 19 Caída de presión en la red, aplicando curva de bombeo original

4.3.1 Cálculo del caudal fugado

El procedimiento para determinar el caudal fugado es de una manera análoga como se realizó para el cálculo del coste de la energía, con la diferencia que ahora se realiza la comparación de los volúmenes demandados en las condiciones actuales como se encuentra la red versus los volúmenes demandados por la red con el 85% de eficiencia, el resultado de la comparación del balance de masa de cada uno de los escenarios (ver tabla 6.11) se multiplica por el precio promedio del coste del m³ de agua.

Sector	Q _{85%} eficiencia m ³ /día	Q sin cumplir presiones a	Q cumpliendo presiones b	Diferencia b-a
AC (A1)	1161.09	1559.18	1908.06	348.88
AC (A2)	1164.71	1379.95	1788.97	409.02
FoFo (C1)	848.99	1129.18	1506.05	376.87
Fo Ga (C1)	918.44	1138.71	1511.04	372.33
Fo Ga (C2)	4194.64	4538.44	4904.06	365.62
PVC30	4698.00	5473.63	5934.89	461.26
PVC20	3269.20	3975.66	4375.62	399.96
Polietileno	1381.61	1626.41	1883.66	257.25

Tabla 6. 11 Caudales diarios para los tres escenarios planteados

4.3.2 Cálculo del riesgo de la consecuencia de fallo

Es necesario calcular el coste del riesgo de la consecuencia de fallo al no rehabilitar la tubería a tiempo, de tal manera que se asume que al rehabilitar la tubería evitaremos el fallo y su posible consecuencia en el entorno, lo cual esto se considerara como un beneficio y se tomara en consideración dentro de los beneficios en la función objetivo.

Para nuestro caso de estudio se consideraran solo los riesgos con un nivel de probabilidades altas y nivel de consecuencias importantes, las cuales arrojan una probabilidad de ocurrencia en el nivel del riesgo medio del 15% y una probabilidad de ocurrencia en el nivel de consecuencia alto del 51%, la siguiente consideración es de probabilidades totalmente altas y nivel de consecuencias importantes, las cuales arrojan una probabilidad de ocurrencia en el nivel del riesgo medio del 33% y una probabilidad nivel del riesgo alto del 34%, y así sucesivamente hasta complementar nivel de probabilidades absolutamente altas y nivel de consecuencias absolutamente importante.

Para considerar como un beneficio la inversión en la rehabilitación de las tuberías se **consideran las tuberías con un nivel de riesgo alto y un nivel de consecuencia importante.**

La clasificación de la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo se realiza en base a la localización de puntos considerados como críticos tales como centros de atención hospitalaria, centro educativos, parques públicos o centros de recreo, espacio de aglomeración gubernamental localizados en la proximidad de tuberías de diámetros mayores o iguales de 150 mm a una distancia menor o igual a 2 m y a los cuales les llamaremos puntos “neurálgicos”, edificaciones de dimensiones considerables tales como edificios mayores o iguales de 5 niveles, así como de monumentos históricos, de vialidades importantes debido al tipo de tráfico donde las consecuencia por un fallo de una tubería puede ser considerable, por los costes de los antecedentes en los casos anteriores se considera un coste de 800.000 pesos mexicanos (53.000 €), por daños estructurales menores a edificios, por daños menores a autos el coste será de 500.000 pesos mexicanos (33.000 €). Por daños que se pudieran ocasionar en vialidades con un tráfico importante el coste será de 420.000 (28.000 €). Esta clasificación es en base al

plan rector urbano sobre la clasificación del uso de suelo desarrollado por Instituto Municipal de Planeación (IMIPE) de la ciudad de Celaya. En la figura 6. 20 se muestra el acotamiento de la sección de zanja donde se aprecia la proximidad de la tubería a las edificaciones, y en donde se localizan varios conglomerados gubernamentales.

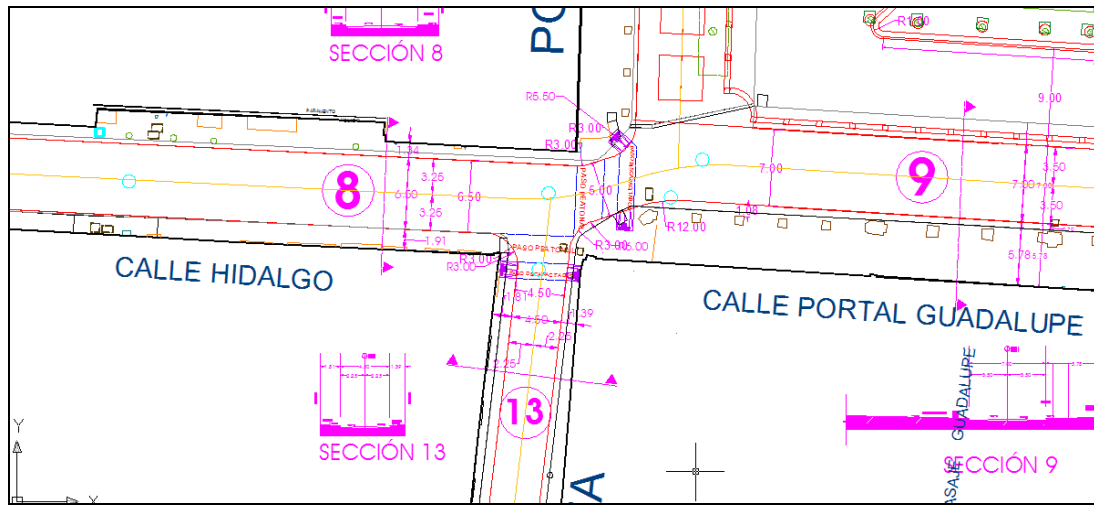


Figura 6. 20 Acotamiento de las secciones de la acera en un tramo del sector centro

La clasificación para la determinación de las consecuencias de riesgo es a través de las escalas cualitativas, y dicha clasificación de la escala cualitativa se realizó en base a la importancia de los aspectos de los factores y de su densidad en las tuberías. Por ejemplo, para las tuberías donde se localicen al menos un punto “neurálgico”, edificios de dimensiones importantes próximos a las tuberías y vialidades importantes se al punto más elevado en la escala de dicha clasificación, y así sucesivamente, según el grado de importancia del factor. Hay que insistir en su importancia en el impacto, siendo el de rango menor el factor donde se localicen tan solo un solo factor, y por este motivo se le asigna la clasificación de “importante”, tal y como muestra la tabla 6.12.

Puntos neurálgicos	edificios	vialidades importantes	Clasificación
1	1	1	Absolutamente Importante
1	1	0	Extremadamente importante
1	0	1	Completamente importante
0	1	1	Completamente importante
0	0	1	Importante
0	1	0	Importante
1	0	0	Importante
0	0	0	Absolutamente sin importancia

Tabla 6. 12 Escala cualitativa de las consecuencias de riesgo

En base a lo anteriormente descrito, se aplica a nuestro caso y se obtienen los resultados mostrados en la tabla 6.13.

	Puntos neurálgicos \$500,000.00	Edificios \$800,000.00	Vialidades importantes \$420,000.00	Escala cualitativa
AC (A1)	0	0	0	abs sin importancia
AC (A2)	0	1	0	importante
FoFo (C1)	0	0	0	abs sin importancia
Fo Ga (C1)	0	0	0	abs sin importancia
Fo Ga (C2)	1	1	0	ext importante
PVC30	1	0	1	completamente importante
PVC20	0	0	0	abs sin importancia
Polietileno	0	0	1	importante

Tabla 6. 13 Resultados de la clasificación de las consecuencias de riesgo

La probabilidad de fallo se calcula a través de la ecuación 6.25, donde se asigna un valor de probabilidad correspondiente a $K_1=1$, $K_2=0.8$, $K_3=0.6$, $K_4=0.4$, $K_5=0.2$. A cada grupo de tuberías se le asigna un valor en base al criterio del evaluador y a las características de cada grupo de tuberías, para determinar la probabilidad de fallo se multiplica la probabilidad determinada por el valor del peso asignado y el resultado es la probabilidad de fallo como se muestra en la siguiente expresión.

$$P = \sum_{i=1}^n (P_i * w_i) \quad (6.27)$$

Los factores considerados en la influencia de fallos son:

- ⇒ Tipo de material
- ⇒ Presión hidrostática
- ⇒ Edad de la tubería
- ⇒ Historial de fugas
- ⇒ Medio ambiente
- ⇒ Tipo de unión
- ⇒ Continuidad en la operación

Los resultados de la probabilidad de fallo para el grupo de tuberías del caso de estudio se muestran en la tabla 6.14.

ID	tipo del material			presion hidrostática			edad de la tubería			historial de fugas			medio ambiente			tipo de unión			continuidad en la operación			Σ
	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	W	K	P=F*W _i	
AC (A1)	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.01	0.2	0.2	0.03	0.2	0.4	0.06	0.1	0.6	0.06	0.1	0.4	0.02	0.1	0.2	0.02	0.22
AC (A2)	0.1	0.4	0.04	0.1	0.4	0.04	0.2	0.4	0.06	0.2	0.4	0.08	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.02	0.30
FoFo (C1)	0.2	0.2	0.03	0.1	0.2	0.02	0.2	0.6	0.12	0.1	0.2	0.02	0.2	0.2	0.03	0.2	0.2	0.03	0.1	0.4	0.02	0.27
Fo Ga (C1)	0.3	0.6	0.15	0.1	0.2	0.02	0.2	0.4	0.06	0.1	0.4	0.04	0.2	0.2	0.03	0.2	0.2	0.03	0.1	0.6	0.02	0.35
Fo Ga (C2)	0.3	0.4	0.1	0.2	0.4	0.06	0.2	0.2	0.04	0.2	0.2	0.04	0.2	0.4	0.06	0.2	0.2	0.03	0.1	0.6	0.02	0.35
PVC30	0.1	0.2	0.01	0.2	0.6	0.12	0.1	0.2	0.01	0.1	0.2	0.02	0.1	0.6	0.03	0.1	0.4	0.04	0.2	0.4	0.06	0.29
PVC20	0.1	0.2	0.01	0.2	0.4	0.08	0.1	0.2	0.01	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.02	0.1	0.2	0.01	0.2	0.2	0.04	0.21
Polietileno	0.1	0.4	0.02	0.1	0.4	0.04	0.1	0.2	0.01	0.1	0.2	0.01	0.2	0.4	0.08	0.3	0.6	0.15	0.1	0.6	0.06	0.37
	1		0.38	1		0.39	1		0.34	1		0.31	1		0.35	1		0.33	1		0.26	

Tabla 6. 14 Concentrado del cálculo de la probabilidad de fallo

De los resultados obtenidos en la tabla 6.13 se obtiene la probabilidad de fallo para cada uno de los grupos de tuberías, y una vez que se determina la probabilidad, se realiza la siguiente clasificación para determinar la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo y la clasificación es la siguiente:

Grado	Rango de probabilidad	Clasificación de la escala cualitativa
1	20-25	Alto
2	25-30	Completamente alto
3	30-35	Extremadamente alto
4	35-40	Absolutamente alto

Tabla 6. 15 Escala cualitativa de la probabilidad de riesgo

El rango de los cuartiles se determina en base al rango de probabilidad total (Tuhovcak, *et al* 2007) siendo este para nuestro caso el rango de 20 a 40, de tal manera que la clasificación se realiza como se muestra en la tabla 6.15, donde el rango de menor importancia en la clasificación es de 20-25, lo que se clasifica como alto y así sucesivamente hasta llegar a la clasificación de absolutamente alto.

Una vez que se tiene la clasificación de la escala cualitativa de la probabilidad de riesgo, se determina para cada grupo de tuberías, y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 6.16.

ID	Probabilidad de fallo	Escala cualitativa
AC (A1)	0.22	alto
AC (A2)	0.30	completamente alto
FoFo (C1)	0.27	completamente alto
Fo Ga (C1)	0.35	extremadamente alto
Fo Ga (C2)	0.35	extremadamente alto
PVC30	0.29	completamente alto
PVC20	0.21	alto
Polietileno	0.37	absolutamente alto

Tabla 6. 16 Clasificación de la probabilidad de fallo

Una vez que se tiene la clasificación y la valoración de las escalas cualitativas de la probabilidad de riesgo y la consecuencia de riesgo, se procede a la determinación del conjunto de números difusos donde se obtiene el riesgo de los números difusos triangulares (TFN_{ri}) para cada grupo de tuberías mostrado en la tabla 6.17.

ID	Escala cualitativa de riesgo	Escala cualitativa de la consecuencia de riesgo	Numeros difusos triangulares		TFN _r x TFN _i
AC (A1)	alto	abs sin importancia	0.7 0.8 0.9	0.6 0.7 0.8	0.42 0.56 0.72
AC (A2)	comp alto	importante			
FoFo (C1)	comp alto	abs sin importancia	0.8 0.9 1	0.8 0.9 1	0.64 0.81 1
Fo Ga (C1)	ext alto	abs sin importancia			
Fo Ga (C2)	ext alto	ext importante	0.7 0.8 0.9	0.7 0.8 0.9	0.49 0.64 0.81
PVC30	comp alto	completamente importante			
PVC20	alto	abs sin importancia	0.9 1 1	0.6 0.7 0.8	0.54 0.7 0.8
Polietileno	abs alto	importante			

Tabla 6. 17 Resultados de los números difusos triangulares.

En la figura 6.21 tenemos el ejemplo de la estimación de cinco-tuplas de riesgo del conjunto difuso, en este caso para el grupo de tuberías de PVC 30 (ver tabla 6.17), donde el numero difuso triangular de la probabilidad de fallo (TFN_r) es [0.7, 0.8, 0.9] dado que la probabilidad de riesgo es completamente alto y el numero difuso triangular de la consecuencia de fallo (TFN_i) [0.7, 0.8, 0.9] con la consecuencia de riesgo completamente importante, esto se obtiene de la tabla 1 donde se definen los números difusos triangulares para una probabilidad de riesgo completamente alto y una consecuencia de riesgo completamente importante. Al realizar la operación (TFN_r * TFN_i) se obtiene el correspondiente riesgo x TFN_{ri} [0.49, 0.64, 0.81].

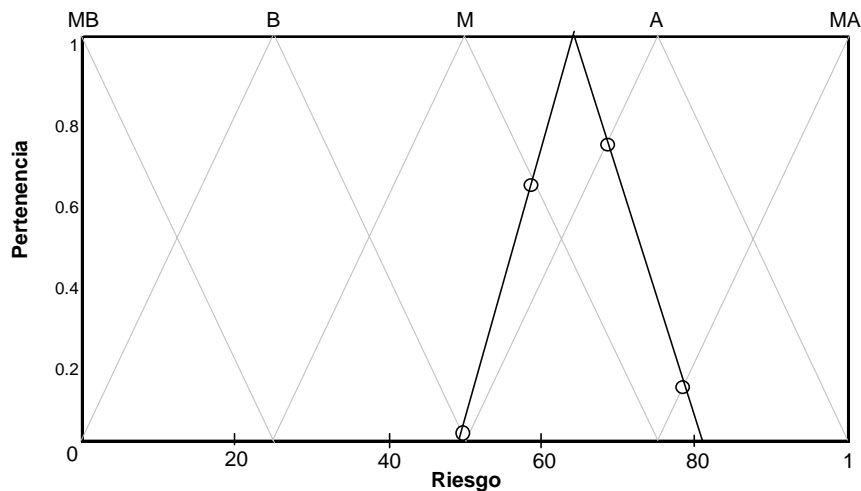


Figura 6. 21 Estimación de cinco-tuplas de riesgo del conjunto difuso

Una vez que se determina el TFN_{ri}, se realiza la conversión al riesgo difuso X normalizado de las cinco-tuplas del conjunto difuso. Siguiendo el procedimiento como se describió en el apartado de difuminación del riesgo obteniendo el resultado del riesgo difuso X [0, 0, 0.42, 0.48, 0.10], donde tomamos la probabilidad más alta (muy alta en la escala del nivel de riesgo) que en este caso es del 0.16 (ver tabla 6.17), dicho valor se aplica para determinar el coste de la consecuencia de fallo.

$x = \text{TFN}_i = [0.49, 0.64, 0.81]$															
p	MB			B			M			A			MA		
TFN_L	0	0	0.25	0	0.25	0.5	0.25	0.5	0.75	0.5	0.75	1	0.75	1	1
Inferencia	0			0			0.65			0.75			0.16		
$X_L = [0, 0, 0.65, 0.75, 0.16]$	cardinalidad, $C = 1.56$														
$X = [0, 0, 0.42, 0.48, 0.10]$															

Tabla 6. 18 Estructura de la obtención del riesgo difuso

Para la determinación del coste de la consecuencia de fallo para cada una de las tuberías, se concentra en la tabla 6.18 el grupo de tuberías con cada uno de los costes de las consecuencias de fallos definidos previamente, y en donde se asigna el porcentaje de la probabilidad de la consecuencia de fallo obtenida en el riesgo difuso X, en la escala cualitativa mas alta; por ejemplo, ya se menciona en la tabla 6.18 donde se selecciona la probabilidad de 0.16, que es el valor de dicha probabilidad, lo mismo sucede con el resto de los demás grupos de tuberías donde se consideran solo los valores de las probabilidades de la escala cualitativa del nivel de riesgo muy alto que son las que se muestran en la tabla 6.19.

ID	Agencia de autos \$500,000.00	Edificios proximidad \$800,000.00	Vialidades importantes \$420,000.00	Coste consecuencia de fallo
AC (A1)	0	0	0	\$0.00
AC (A2)	0	0.27	0	\$216,000.00
FoFo (C1)	0	0	0	\$0.00
Fo Ga (C1)	0	0	0	\$0.00
Fo Ga (C2)	0.33	0.33	0	\$429,000.00
PVC30	0.1	0	0.1	\$92,000.00
PVC20	0	0	0	\$0.00
Polietileno	0	0	0.1	\$42,000.00

Tabla 6. 19 Resultados del cálculo del coste de la consecuencia de fallo

De los resultados obtenidos podemos resaltar que el grupo de tuberías con un mayor coste de la consecuencia de fallo son las tuberías de fierro galvanizado C2, donde se localiza una agencia de autos y existen edificios muy próximos a las tuberías de diámetros considerables, aunado a la probabilidad alta en relación con los demás valores del resto del grupo de tuberías: Otro dato importante es que en cuatro grupos no existen ninguno de los factores para considerar un gran riesgo en las tuberías según el criterio establecido.

Es necesario señalar que la determinación del coste asociado a las consecuencias de los fallos se complica, debido a la consideración subjetiva, como ocurre en la mayoría de los trabajos que se han encontrado en la literatura, en los que es por demás complicado determinar el coste del fallo con exactitud o de una manera analítica. Considero que se

requerirá, a lo largo del tiempo, poder contar con una base de datos adecuada en cuanto a calidad y cantidad de datos, que cuente con los respectivos análisis de los costes de las consecuencias de fallo.

A este respecto podemos citar el trabajo realizado por Ladislav Tuhovcak *et al* (2007) que utiliza una escala de frecuencias de categorías pero también al momento de determinar el coste de fallo se realiza de manera subjetiva. Respecto al caso de la ciudad de Celaya, el coste de fallo se realizó en base a antecedentes, pero debemos recalcar que son mínimamente escasos y en ningún momento llegan a ser representativos, pero es el único indicador disponible, por tal motivo realizamos el siguiente comentario de los trabajos analizados más relevantes como es el programa europeo CARE-W.

4.3.3 Comentario

Dentro del módulo del programa europeo CARE-W descrito en capítulos anteriores, se cuenta con un módulo para el cálculo del riesgo, en el que se realiza una aproximación basada en el cálculo del riesgo para diferentes acciones y escenarios. Riesgo en este caso se refiere a la incertidumbre del evento con consecuencias no deseadas; los acontecimientos inciertos siendo solo fallos en las tuberías; específicamente fallos de tuberías en el rango de baja a mediana consecuencia de fallo. El riesgo se utiliza para analizar los diversos escenarios identificados y sus correspondientes acciones.

La medida adecuada del riesgo se calcula como la expectativa estadística de los futuros costes causados por el fallo de la siguiente manera:

$$R = E(C) \quad (6.28)$$

Donde R es el riesgo, C es una variable estocástica que se refiere a la incertidumbre del coste futuro de fallo, y E se refiere al valor de la expectativa estadística de esta variable estocástica. Cuando esto es solo un posible fallo y el coste de fallo, C, es conocido el riesgo, R es calculado por:

$$R = p_f * C \quad (6.29)$$

Donde p_f es la probabilidad de fallo y C es el coste de fallo.

4.3.4 Función Objetivo

Nuestra función objetivo como ya se menciona es maximizar los beneficios que se obtienen al rehabilitar las tuberías esto respecto a los costes, es decir. En base a los costes y los beneficios de cada sector se va a determinar la cantidad de metros lineales a rehabilitar que maximicen los beneficios, con las restricciones de la disponibilidad del presupuesto de 3,5 millones de pesos, otra restricción es que la cantidad de metros lineales debe ser mayor que 500 m y menor que 5000 m., esto debido a que en la práctica los precios en la instalación pueden variar en base al monto de la obra; por tal motivo el precio unitario de instalación es diferente en rehabilitar 20 metros que 500 metros, en lo que se refiere en México, y considero que debe ser similar el comportamiento en el resto de los países.

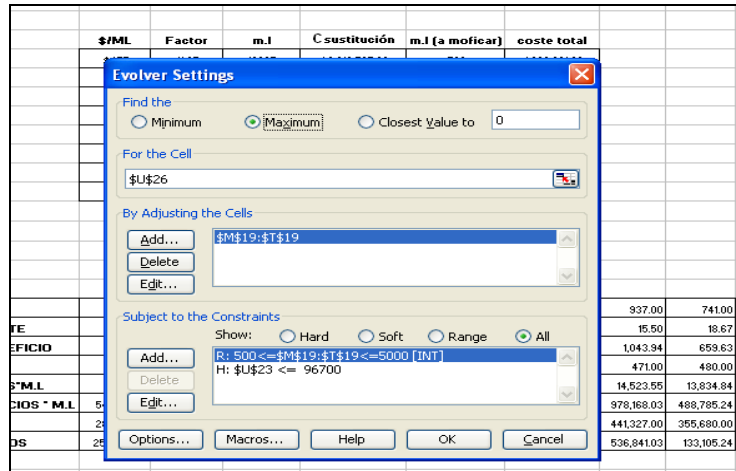


Figura 6. 22 Planteamiento de la función objetivo y las restricciones

Dentro de Evolver se plantea el problema tal y como se muestra en la figura 6.22. La función objetivo y las restricciones, donde la función objetivo se localiza en la celda U25 de la figura 6.23, las restricciones se localizan en la celda U22 y las cuales se plantean en Evolver como una restricción dura, y en la tabla de concentrado es el producto de la longitud de tubería por el factor de coste de esta manera planteamos la restricción del monto presupuestal. Otra restricción que se introduce a Evolver es el rango de la longitud de tubería a determinar como se detallo en párrafos anteriores debe ser mayor o igual a 500m y menor o igual a 5000m por los motivos ya comentados.

	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	
1												
2												
3												
4												
5			\$/ML	Factor	M.L	C sustitución	M.L (a mofica)	Coste total				
6			\$477	11.65	12605	\$6,012,585.00	593	\$282,861.00				
7			\$537	16.02	7243	\$3,889,491.00	1250	\$671,250.00				
8			\$594	13.28	11613	\$6,898,122.00	723	\$429,462.00				
9			\$550	10.65	8600	\$4,730,000.00	1198	\$658,900.00				
10			\$480	10.01	7540	\$3,619,200.00	599	\$287,520.00				
11			\$491	17.37	25201	\$12,373,691.00	750	\$368,250.00				
12			\$471	15.50	11548	\$5,438,108.00	937	\$441,327.00				
13			\$480	18.67	13865	\$6,655,200.00	741	\$355,680.00				
14						\$49,617,397.00		\$3,495,250.00				
15						3,500,000.00						
16												
17												
18			M.I ± SECTOR	593.00	1,250.00	723.00	1,198.00	599.00	750.00	937.00	741.00	
19			FACTOR DE COSTE	11.65	16.02	13.28	10.65	10.01	17.37	15.50	18.67	
20			FACTOS DE BENEFICIO	990.96	1,175.24	1,068.91	1,055.64	1,123.32	1,283.24	1,059.93	669.92	
21			COSTE/ML	477.00	537.00	594.00	550.00	480.00	491.00	471.00	480.00	
22			FACTOR COSTES * M.L	6,910.85	20,027.15	9,602.71	12,764.68	5,997.37	13,031.25	14,523.55	13,834.84	96,692.40
23			FACTOR BENEFICIOS * M.L	587,640.23	1,469,047.87	772,819.79	1,264,657.44	672,871.65	962,430.98	993,158.53	496,410.13	7,219,036.62
24			TOTAL COSTES	282,861.00	671,250.00	429,462.00	658,900.00	287,520.00	368,250.00	441,327.00	355,680.00	3,495,250.00
25			TOTAL BENEFICIOS	304,779.23	797,797.87	343,357.79	605,757.44	385,351.65	594,180.98	551,831.53	140,730.13	3,723,786.62
26												

Figura 6. 23 Modelo de optimización

Los costes son determinados por el coste de rehabilitación unitario de cada grupo de tubería por el factor de coste obtenido de la longitud total entre la valoración global obtenida en la suma de los factores de influencia, de tal manera que el resultado del coste total para rehabilitar la longitud total de los ocho grupos de tuberías es de aproximadamente 50 millones de pesos mexicanos (3,3 millones de euros). Como ya se menciono el objetivo es obtener la longitud óptima de cada sector para maximizar los beneficios respetando la restricción presupuestal de los 3,5 millones de pesos mexicanos como se muestra en la anterior tabla 6.8.

Respecto a los beneficios, como se ya se había detallado en párrafos anteriores los procedimientos para la obtención de los mismos, son tres los beneficios que se obtienen al rehabilitar las tuberías, a saber, el beneficio del ahorro de energía cuyo monto es determinado por EPANET como se detalla en el apartado 4.3 de este mismo capítulo. El siguiente beneficio es el ahorro o recuperación del caudal fugado que nuevamente es determinado por EPANET y del cual también se detallo el procedimiento para su obtención (ver apartado 4.3.1) multiplicando por el precio de producción del metro cúbico de agua, y por ultimo el riesgo de la consecuencia de fallo el cual es calculado en el apartado 4.3.2, y los resultados se presentan en la tabla 6.20.

BENEFICIOS

ID Línea	AHORRO energía \$/día	AHORRO Q_{fuga} m3/día	coste \$/m3	total	Riesgo	riesgo/m.l	
AC (A1)	356	349	1.96	683.80	\$0.00	0.00	1,039.80
AC (A2)	401	409	1.96	801.67	\$216,000	29.82	1,232.50
FoFo (C1)	383	377	1.96	738.67	\$0.00	0.00	1,121.67
Fo Ga (C1)	378	372	1.96	729.76	\$0.00	0.00	1,107.77
Fo Ga (C2)	401	366	1.96	716.61	\$429,000	56.90	1,174.51
PVC30	477	461	1.75	807.20	\$92,000	3.65	1,287.85
PVC20	404	400	1.63	651.93	\$0.00	0.00	1,055.93
Polietileno	245	257	1.63	419.31	\$42,000	3.03	667.35

Tabla 6. 20 Resultado y calculo de los beneficio al rehabilitar las tuberías

4.3.5 Método “recipe” (receta) y obtención de resultados

El método de solución del Evolver es el método de solución “recipe” (recipiente), el método “recipe” funciona cuando las variable a ajustar son independientes unas de otras, y el procedimiento es similar a pensar que cada variable es la cantidad de ingrediente de una tarta, Evolver genera números para estas variables con el objetivo de encontrar la mejor mezcla.

En nuestro caso el planteamiento fue decirle a Evolver que modificara las celdas que contienen la longitud total de cada sector, para encontrar la longitud que optimice la función objetivo en base a los costes de cada sector y a los beneficios descritos

anteriormente cada uno de ellos respectivamente, lo anterior se muestra esquemáticamente en la figura 23.

M.I x SECTOR	593.00	1,250.00	723.00	1,198.00	599.00	750.00	937.00	741.00	
FACTOR DE COSTE	11.65	16.02	13.28	10.65	10.01	17.37	15.50	18.67	
FACTOS DE BENEFICIO	990.96	1,175.24	1,068.91	1,055.64	1,123.32	1,283.24	1,059.93	669.92	
COSTE/M.L	477.00	537.00	594.00	550.00	480.00	491.00	471.00	480.00	
FACTOR COSTES*M.L	6,910.85	20,027.15	9,602.71	12,764.68	5,997.37	13,031.25	14,523.55	13,834.84	96,692.40
FACTOR BENEFICIOS * M.L	587,640.23	1,469,047.87	772,819.79	1,264,657.44	672,871.65	962,430.98	993,158.53	496,410.13	7,219,036.62
TOTAL COSTES	282,861.00	671,250.00	429,462.00	658,900.00	287,520.00	368,250.00	441,327.00	355,680.00	3,495,250.00
TOTAL BENEFICIOS	304,779.23	797,797.87	343,357.79	605,757.44	385,351.65	594,180.98	551,831.53	140,730.13	3,723,786.62

Tabla 6. 21 Concentrado de los factores, costes y beneficios totales para la optimización.

En la tabla 6.21 se muestra el planteamiento de los elementos del problema en donde las celdas con el borde de color rojo es la celda con la cual se controlan las restricciones y con la cual se ajustara la cantidad de metros lineales, y a su vez el monto presupuestal. La celda con bordes de color azul es la suma de los beneficios, de tal forma que al momento que Evolver esta realizando los cálculos de la longitud de metros lineales en la figura 6.23, vamos observando como se aproxima al momento de la restricción que como ya mencionamos es de 3,5 millones de pesos mexicanos, por lo tanto es conveniente observar los valores para asignar un valor inicial razonable a la restricción dentro de Evolver.

Una vez que se ejecuta el modelo se obtienen los resultados de la longitud óptima para cada grupo de tubería con la que se maximizan los beneficios, los resultados se presentan en la tabla 6.22.

ID Línea	m.l	Coste total
AC (A1)	593.00	\$282,861.00
AC (A2)	1,250.00	\$671,250.00
FoFo (C1)	723.00	\$429,462.00
Fo Ga (C1)	1,198.00	\$658,900.00
Fo Ga (C2)	599.00	\$287,520.00
PVC30	750.00	\$368,250.00
PVC20	937.00	\$441,327.00
Polietileno	741.00	\$355,680.00
		\$3,495,250.00

Tabla 6. 22 Resultados de la longitud óptima para cada grupo de tubería



CAPITULO **7**

Conclusiones y Desarrollos Futuros





1 Conclusiones

El objetivo principal de todo sistema de distribución de agua es realizar un suministro adecuado de agua en cuanto a calidad y cantidad se refiere. Desafortunadamente los sistemas envejecen, disminuyendo la capacidad de transportar el caudal, debido a diversos factores. Aunado lo anterior con el incremento de las demandas de caudal, resulta complicado en algunos sistemas cumplir con ese objetivo principal. Por otra parte, esto hace más susceptibles a los sistemas de distribución a las fugas y las roturas en las tuberías que lo constituyen, resultando pérdidas de agua y requiriendo la inversión de tiempo y dinero para su reparación. Las mejoras en el sistema pueden ser alcanzadas a través de trabajos de reemplazo, rehabilitación y reparación de algunas tuberías del sistema.

Si consideramos lo anterior en su parte sustancial, es importante determinar en todo sistema de distribución de agua los factores de influencia que directa e indirectamente influyen en el comportamiento general del sistema de distribución de agua y provocan que fallen. En mi desempeño profesional, he tenido la oportunidad de tener la responsabilidad de gestionar algunos sistemas de distribución de agua, y es por demás complicado contar con herramientas que ayuden a la toma de decisiones al momento de priorizar las tuberías que deben de ser objeto de renovar, máxime cuando se cuenta con restricciones presupuestales (que es en la mayoría de los casos) y el objetivo es aplicar los recursos de una manera óptima.

Podemos asumir que la herramienta aquí presentada a lo largo de este trabajo constituye fundamentalmente eso: una “herramienta” práctica y tangible para realizar una priorización adecuada de las tuberías o grupos de tuberías a través de los factores que consideramos más importantes, generados de las bases de datos de las empresas de agua. En base a ello se determinó la clasificación de los factores en “Básicos”, “Funcionales” y “Misceláneos” en torno a los cuales giran las evaluaciones realizadas.

Como se mencionó con anterioridad, es tanto o más importante que la elección del Sistema Soporte a la Decisión Multicriterio, el incluir los criterios que realmente tienen la capacidad de evaluar y mostrarnos cómo se encuentra el estado de la red analizada. Con ello se pretendió hacer especial énfasis en no incurrir en la errónea práctica de utilizar el número de criterios que usualmente aparecen citados en la literatura, sin una valoración a conciencia previa sobre su trascendencia real, para el objeto real que se persigue y que son los que se encuentran en la mayoría de las empresas de agua. Se complementó con la indexación, con ayuda del programa Evolver.

Respecto a la evaluación económica, lo que se concluye es que consideramos que el modelo desarrollado es una herramienta práctica para la toma de decisiones, dado que nos proporciona la longitud óptima de tubería de cada sector que debe ser rehabilitada y como consecuencia de ello, proporciona los mayores beneficios, cumpliendo con las respectivas restricciones. Cabe mencionar que el aspecto económico es relevante y que en la mayoría de las empresas de agua es un factor determinante para la toma de decisiones, aunado a los costes y beneficios que están vinculados, se considera de gran ventaja el contar con la opción de obtener longitudes de tubería a rehabilitar en cada sector para no enfocar y centralizar la rehabilitación a uno o unos sectores completos solamente. Otro aspecto relevante es el empleo de la técnica de optimización evolutiva de los algoritmos genéticos mediante el programa Evolver, que nos puede proporcionar

diferentes resultados llegando siempre a la solución óptima, gracias a la versatilidad de dicho programa.

De la metodología aplicada consideramos que el aporte más importante de los Sistemas de Soporte a la Decisión Multicriterio (SSDM) se manifiesta en la adopción de medidas de evaluación iguales para un conjunto de alternativas, mas que en la manera misma de realizar la calificación (procedimiento de por sí discutible), pues siempre, en uno u otro punto del análisis se requiere la manifestación de las preferencias de la persona o grupo a cargo de la toma de decisiones, y en ello va implícito un alto grado de subjetividad en forma de deseo personal, justificado o no por la experiencia pasada adquirida.

La forma de realizar la puntuación para cada criterio es de una importancia relativa y siempre a gusto del decisor, por cuanto es necesario en muchos casos tomar valores de referencia propios del deseo del gestor de la red. Es este un punto débil, por detrás de cada una de las decisiones tomadas debería existir una valoración pormenorizada, con la inclusión del peso económico pero que en muchos casos es imposible de realizar por la falta de datos, o por la mala o dudosa calidad de la información con que se cuenta. Eso si resulta fundamental para un correcto análisis, una sabia elección de los criterios que se evaluarán, pues de ello depende el evaluar lo que se debe evaluar siendo la naturaleza de los criterios elegidos propia de la red objeto de estudio.

Es realmente importante que la utilización de un SSDM permite utilizar la misma regla para medir todas alternativas (tuberías o sectores) de igual y justa forma respecto a un criterio dado.

El mismo grado de trascendencia posee la asignación de un peso a determinado criterio para la posterior ponderación de las alternativas; dicho valor va a ser crucial, por cuanto va a ser decisivo en la ordenación definitiva de los sectores o grupos de tuberías a renovar. Este valor asignado sin más a cada criterio o grupo de criterios, no es más que un deseo o inclinación del gestor posee con antelación al estudio y desde su experiencia propia, sobre ese criterio o grupo particular, y siempre en relación de este con el resto de los criterios o grupos de criterios incluidos en el análisis.

El proponer la herramienta de la indexación a través de los algoritmos genéticos para la priorización, consideramos que de alguna manera acota el sesgo que puedan adquirir en la asignación de los valores del método de las sumas ponderadas, por lo cual en base a la metodología desarrollada para la valoración de los factores de influencia, se determino para cual grupo de tuberías se obtenía la puntuación mas alta y para la cual es mas susceptible al fallo por cada uno de los factores definidos, es decir con esta herramienta se puede determinar individualmente que factor afecta en mayor o en menor proporción a cada grupo de tuberías secuencialmente, así como la afectación en conjunto de todos los factores.

Los resultados arrojados nos indican que definitivamente la tubería de Fo GA 1 es la primera que hay que considerar en la priorización, pero también los resultados arrojan valores que hay que analizar, como la variación en la priorización al modificar los valores de los pesos, y es precisamente la diversificación de este trabajo facilitar al gestor la toma de decisiones para los factores formulados según sea el caso.

Un avance importante es la clasificación, procesamiento y tratamientos de los datos que se realizo en este trabajo, datos que por si solos no indican nada, pero al procesarlos y

darles un tratamiento se convierten en elementos fundamentales para la formulación de soportes en la toma de decisiones a través de programas informáticos, donde los datos procesados forman parte esencial en la obtención de buenos resultados. Consideramos que la cantidad de los datos obtenidos se pueden utilizar para desarrollar objetivos futuros. Mencionamos lo anterior porque el contar con una buena base de datos en cuanto a calidad y cantidad facilita el trabajo en todos los sentidos, y cobra relevancia dado que si la información no es de calidad puede influir en gran medida a los valores y posteriores resultados, cómo es este caso de los factores definidos por mencionar un ejemplo, la edad y el historial de fugas datos imprescindibles y fundamentales para este trabajo donde al contar con datos erróneos pueden modificar sustancialmente los resultados de la priorización, los resultados obtenidos nos indican que la topología de la red es también un factor de peso para la toma de decisiones del gestor, esto corrobora la importancia de contar con información generalmente aceptable debido a que si en la topología de la red se tienen interconexiones o diámetros erróneos, la incertidumbre en los resultados será alta y por consiguiente una toma de decisiones por demás errónea.

Es necesario mencionar que este trabajo y las metodologías aquí empleadas, no son determinantes y no deben de excluir a todos los demás estudios y análisis posibles dedicados a priorizar el grupo de tuberías o las tuberías individuales que deben ser renovadas. Simplemente se proponen de manera sencilla y tangible algunas teorías desarrolladas y comunes en otros campos de la ciencia, pero enfocadas a fortalecer los planes de renovación de las redes de abastecimiento, tarea nada sencilla cuando se pretende realizar de una manera óptima.

Debemos de recalcar que no queda duda que la tendencia en este tipo de investigación aumentará, conforme continúe la filosofía de la implantación de la eficiencia en la utilización de los recursos con que cuentan las empresas de agua en México y en el mundo en general, agregando el énfasis con el que se esta manejando el cuidado del entorno con el que contamos e interactuamos.

Por ultimo quisiera comentar que respecto a lo que nos atañe, la necesidad de una buena gestión de la red de abastecimiento, acompañada de una mayor o menor pero siempre existente limitación de recursos dedicados a la renovación de las misma, nos queda claro que ningún esfuerzo es suficiente de momento para avanzar en el desarrollo de las herramientas validas que nos ayuden a decidir, de una manera optima, el orden en la priorización para la renovación además, de lo anterior, debemos de puntualizar respecto la red de abastecimiento de la ciudad de Celaya resta mucho por desarrollar y lo cual hace necesario seguir investigando.

2 Desarrollos futuros

Consideramos que existen aun varios tópicos por abordar para la priorización en la renovación de las tuberías que componen la red de abastecimiento, claro está que uno de ellos es el aspecto de estadístico desde el punto de vista de involucrar en la toma de decisiones el factor del análisis estadístico que nos determine la probabilidad del pronostico de un suceso de los sectores analizados o particularmente en cada una de las tuberías que deben ser intervenidas, agregando también que se puede trabajar en la consideración de todas y cada una de las covariables que intervienen en el proceso de la

toma de decisiones, Por otro lado y en base a la investigación detallada en el estado del arte que se realizó en este trabajo, respecto los modelos existentes y metodologías empleadas para la programación óptima en la renovación de las tuberías, es necesario establecer una programación plurianual que necesite una jerarquización de los trabajos que hay que realizar y una consideración de las necesidades financieras sobre el horizonte de planificación. El instrumento desarrollado podrá aportar un sistema de soporte a la decisión multiobjetivo más robusto y completo, tal vez acudiendo ya a un algoritmo genético más robusto no paretado para la búsqueda de políticas aceptables, y proponiendo una gestión para la determinación de un conjunto de soluciones viables, entre las cuales el gestor de la red distribución de agua pueda seleccionar una política de renovación que se traduzca en una programación plurianual de trabajos de renovación.

Todo lo anteriormente comentado, en base a los primeros pasos desarrollados en este trabajo, permite abordar de manera más profunda el aspecto del análisis de la probabilidad de riesgo y sus consecuencias, así como otro factor importante que se debe considerar para trabajos futuros, esto es, la estructuración de los formatos de la recopilación de los datos de campo, en los cuales se pueden realizar aportes en el planteamiento de un formato que contemple toda la información necesaria que se deben considerar en la recopilación de la información de campo y que proporcionen los elementos para el análisis y conformación del o los modelos de rehabilitación que se generen.

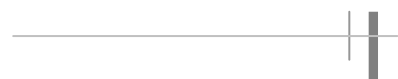
Otro frente es respecto al comportamiento estructural de la tubería, que puede ser abordado por diversas metodologías y que pueden coadyuvar para la predicción de fallos y pueden ser cuantificables desde el punto de vista económico. Respecto a este aspecto es de suma importancia el contar con datos que muestren el entorno estructural de la tubería, lo cual se ha realizado previamente en el procesamiento y tratamiento de la información existente como se comentó en párrafos anteriores es una parte esencial realizada en este trabajo.

Por último consideramos que se puede particularizar más en la priorización para la renovación de tuberías en el aspecto económico con las consideraciones técnicas necesarias de las redes de abastecimiento, y agregar el factor de la reparación como opción en la aplicación de los recursos con los beneficios o penalizaciones que se generen. El contemplar la rehabilitación puede provocar un cambio de enfoque en la investigación y que en la literatura aun no se encuentra muy desarrollado por varias razones, entre ellas la disponibilidad de los datos, situación que en nuestro caso se puede subsanar. Por tal motivo consideramos que será importante abordarlo en trabajos futuros.



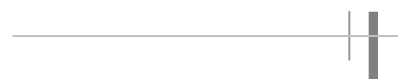
Anexo 1





**Informe de Recuperación de Agua
Distrito Hidrométrico 18
“Col. San Juanico 1 y 2”**

Diciembre 2005



A.1. 1 Definición y descripción del Distrito Hidrométrico

Existen diferentes técnicas para la detección y localización de fugas, una de ellas es mediante la medición en Distritos Hidrométricos (DH). Los distritos hidrométricos son sectores que pueden aislarse hidráulicamente de la red de distribución con movimientos de válvulas y que pueden utilizarse para precisar el diagnóstico, detectar fugas, facilitar la eliminación y optimizar el control de pérdidas. Para aplicar efectivamente este método, se deben disponer de mapas de la red suficientemente actualizados, tener válvulas ubicadas en los puntos de control y tener una estación de medición. La técnica de DH consiste básicamente en aislar sectores de la red, donde se realizan mediciones de los volúmenes abastecido y consumido por los usuarios en cada sector, durante un período de 24 horas como mínimo.

El DH 18 esta integrado por la colonia San Juanico 1ra y 2da sección y se desarrolla en un área de 18.23 hectáreas aproximadamente, este comprende un total de 1683 tomas domiciliarias contratadas en ½" de diámetro. La topografía del lugar en donde se desarrolla el Distrito Hidrométrico es relativamente plana, el total de la zona en estudio cuenta con calles pavimentadas a base de concreto hidráulico, asfáltico y empedrado. Las características de la población son las de una clase media.

El DH 18 se ubica en la parte NorPoniente de la mancha urbana de la ciudad de Celaya, Gto., colindando al norte con la colonia San Juanico 3ra Sección, al sur con la colonia Nuevo Celaya, al este con la colonia Laureles y al oeste con la Col. Pinos. La planeación del DH surgió de la necesidad de realizar el diagnóstico de pérdidas de agua y tomar las medidas pertinentes para lograr la mayor cantidad de recuperación posible.

Para la conformación de este DH se requirió verificar el catastro de redes de agua potable con el que se contaba, por este motivo se realizaron recorridos para la ubicación de las redes así como de las cajas de operación de válvulas. Se realizaron levantamientos en formatos tipo para tener la descripción de cada crucero en cada una de las cajas de operación de válvulas, se utilizó el equipo detector de metales para la localización de tapas de cajas ocultas en cada crucero de calles; asimismo fue necesaria la realización de sondeos en puntos estratégicos para la ubicación de codos, tapones, profundidades y distancias; para poder referenciar cada línea e identificar el material que las componen.

Lo anterior, también fue corroborado en las cajas de válvulas encontrándose que actualmente existen 29 válvulas de seccionamiento y dos estaciones de medición, las cuales se encuentran a la salida de la fuente de abastecimiento Pozo San Juanico 2.

En la siguiente tabla se muestra las cantidades de tuberías que comprende este distrito hidrométrico.

TUBERÍAS EXISTENTES EN EL DH 18			
DH 18	Longitud	Diámetro	Material
Sub-Total	2836.20	3"	PVC
Sub-Total	1024.63	4"	PVC
Sub-Total	1106.33	6"	PVC
Total	4967.16	m	

Tabla A.1 tuberías existentes

En el Distrito Hidrométrico se tiene una longitud de 4967.16 m de tubería de PVC de 3", 4" y 6" de diámetro.

Se pueden apreciar mayores detalles sobre la disposición y distribución de las tuberías en el plano del Distrito Hidrométrico (Anexo 1).

A.1. 2 Trabajos necesarios para la adecuada sectorización

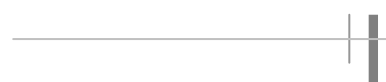
Derivado de la verificación del catastro de redes de agua potable, se actualizó el plano de redes del DH y con dicha información se revisó si existían interconexiones con alguna otra zona. Posteriormente se realizó la prueba de aislamiento del DH, la cual consiste en realizar una campaña de medición de presiones al interior y exterior del DH con las fuentes de abastecimiento operando. Posteriormente se deja de suministrar el servicio de agua potable al DH y se realiza una nueva campaña de mediciones de presión. Si el DH está aislado entonces las presiones al interior del DH deben tender a cero y las presiones fuera del DH deben de mantenerse.

Al realizar la prueba se considero que se había logrado el aislamiento del DH, por lo que se programo la prueba de aforo.

Cabe mencionar que cuando se realizó la inspección física de las cajas de válvulas existentes, así como de las válvulas que alojan en su interior, se verifico el estado de operación, y si se encontraron con fuga se canalizaban al departamento de redes para su reparación. En este DH se trataron de definir subsectores, pero muchas de las válvulas no funcionan adecuadamente

A.1. 3 Análisis del Padrón de Usuarios

Una de las tareas principales dentro del Programa de Recuperación de Agua, es el análisis del padrón de usuarios, donde se hace una revisión principalmente del comportamiento de los consumos de los usuarios, volúmenes consumidos por tipo de usuario, etc. A continuación se presenta un análisis por rango de consumo, número de cuentas dentro de cada rango y el porcentaje correspondiente, referido al total de cuentas con medidor dentro del Distrito Hidrométrico.



ANÁLISIS DE CONSUMOS			
COLONIA SAN JUANICO 1RA Y 2DA SECCIÓN			
ENERO A DICIEMBRE DEL 2004			
Rango Consumo Promedio	Rango	No. Cuentas	%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$> 0 m^3$	337	98%
<i>Cuentas con consumo promedio;</i>	$< 0 m^3$	0	0%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$= 0 m^3$	7	2%
Total de Cuentas		344	100.0%
<i>Cuentas con consumo promedio;</i>	$1 a 15 m^3$	138	40.1%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$15 a 25 m^3$	128	37.2%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$25 a 30 m^3$	27	7.8%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$30 a 40 m^3$	31	9.0%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$40 a 50 m^3$	3	0.9%
<i>Cuentas con consumo promedio ;</i>	$=> 50 m^3$	10	2.9%
Total de Cuentas		337	98%

Tabla A.2 Analisis de los consumos del sector

En total se tienen 344 cuentas con medidor. Como se puede apreciar la mayor parte del patrón tiene un consumo mayor a cero con un 98 % en donde los consumos de 1 a 15 m³ ocupa el 40.1% y consumos de 15 a 25 m³ el 37.2%.

A.1. 4 Aforos (interpretación, análisis y cálculo de índices)

Con el propósito de determinar los índices de pérdidas físicas en el Distrito Hidrométrico 18 de la ciudad de Celaya, se instaló un medidor electromagnético de inserción en la estación de medición para medir los caudales que ingresan al DH. Cabe mencionar que se tuvieron que cerrar varias válvulas que interconectan la zona en estudio con las colonias Pinos y San Juanico 3ra sección para poder realizar una medición adecuada.

En la figura 1 se muestra el aforo realizado en el DH en el período del 3 al 5 de diciembre del 2005.

A continuación se presentan los consumos y el índice de consumo mínimo nocturno que se tiene en la zona en estudio.

El consumo horario promedio, $CHP = 22.452 \text{ l/s}$

El consumo mínimo nocturno, $CMN = 14.691 \text{ l/s}$

Con estos datos obtenemos Índice de consumo mínimo nocturno,

$$ICMN = \frac{CMN}{CHP} = \frac{14.691}{22.452} = 0.654$$

Al ver el valor que toma el índice, se tiene que el valor del índice de consumo mínimo nocturno es un mucho mayor al ideal de 0.20, o bien 20% lo cual indica que se tienen problemas de fugas o pérdidas en el DH.

Por otro lado vale la pena destacar que no se tienen grandes consumidores en la zona, que pudiesen tener grandes consumos nocturnos, razón por la cual se toma el valor del ICMN como válido.

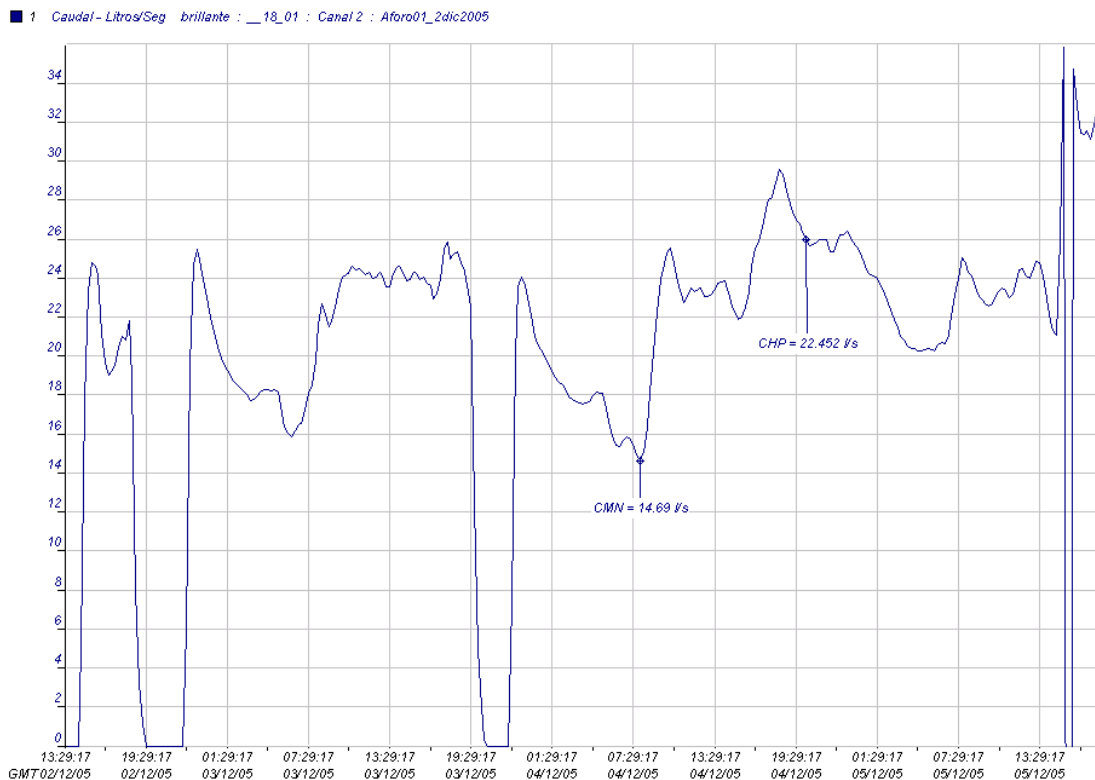


Figura A.1 Curva de aforo distrito “San Juanico”

A.1. 5 Detección de fugas y usos no autorizados

Estas actividades fueron ejecutadas por personal del departamento de Sectorización y Recuperación de Agua del organismo Operador de Celaya. Se revisaron todas las tomas domiciliarias cotejando el estado que guardaban dentro del padrón de usuarios y revisando también el giro de cada usuario, encontrándose 21 tomas con usos no autorizados.

Estas anomalías fueron canalizadas a los departamentos: Medición y Catastro, y Cartera Vencida para que revisaran la información y procedieran a tomar las acciones que fueran necesarias. De esta forma el depto. de Cartera Vencida una vez revisados los listados, dio instrucciones al departamento de medidores para cancelar el servicio en los domicilios que se habían reconectado; por otra parte el departamento de medición y catastro una vez hecha su revisión giró instrucciones de igual forma al departamento de medidores para que cancelaran el servicio a todos los usuarios irregulares.

También se realizó la detección de fugas revisando todas las tomas y la red de distribución con los aparatos acústicos con los que cuenta el departamento, detectándose 7 fugas. Lo cual no concuerda con la cantidad de pérdidas determinadas a través del índice de consumo nocturno por lo que se infiere que el DH no se encuentra aislado realmente y se requiere realizar una revisión minuciosa para determinar las posibles salidas de agua.

A.1. 6 Diagnóstico de micromedición

Con el objeto de obtener un panorama general del estado que guarda la micromedición en el Distrito Hidrométrico 18 (col. San Juanico 1 y 2da sección), se obtuvo el padrón de usuarios con el Sistema de Información Geográfica (MapInfo); analizándolo se obtuvieron los siguientes resultados:

COBERTURA EN MICROMEDICION DE LA COLONIA SAN JUANICO 1ra Y 2da SECCION		
	<i>No</i>	<i>%</i>
<i>cuentas con medidor</i>	<i>344</i>	<i>32</i>
<i>cuentas sin medidor</i>	<i>742</i>	<i>68</i>
<i>total de cuentas</i>	<i>1086</i>	<i>100</i>

Tabla A.3 Cobertura de la micromedición en el sector

COBERTURA DE TARIFAS DE LA COLONIA SAN JUANICO 1ra Y 2da SECCION			
<i>Clave de Servicio</i>	<i>Tipo de Servicio</i>	<i>No de cuentas</i>	<i>%</i>
11C	DOMESTICO JUBILADO INSEN C	92	8
12C	DOMESTICO JUBILADO INSEN C	24	2
13C	DEPARTAMENTO C	216	20
10C	DOMESTICO C	695	64
15C	CASA ABANDONADA, DESTRUIDA O DESHABITADA C	5	0
17C	SERVICIO PUBLICO C	1	0
21B	COMERCIAL BASICO B	1	0
21C	COMERCIAL BASICO C	41	4
23C	COMERCIAL MEDIO C	3	0
29C	TARIFA PREFERENCIAL C	1	0
35C	INST. EDUCATIVAS PREESCOLAR C	1	0
36C	INST. EDUCATIVAS PRIMARIA C	1	0
39C	INST. EDUCATIVAS PREESCOLAR PRIVADO C	1	0
40A	CANC. DE TOMA PROVISIONAL	4	0
		1086	100

Tabla A.4. Clasificación de las tarifas

A continuación se muestra mediante una gráfica de tipo pastel la cobertura que se tiene en micromedición en el Distrito Hidrométrico en estudio.

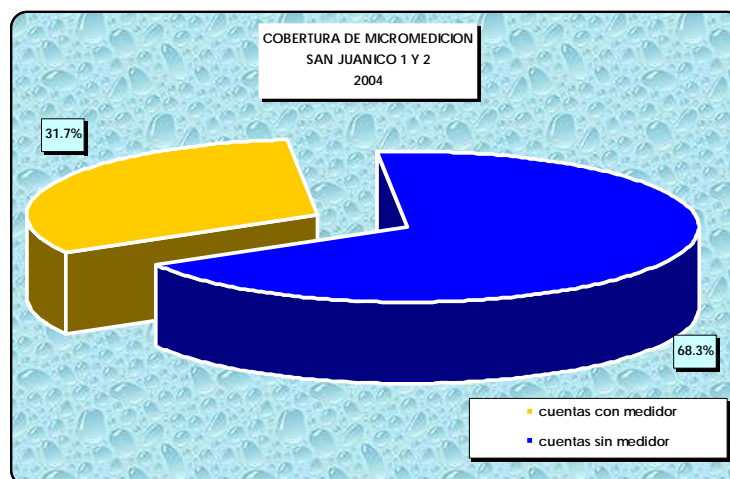


Figura A.2. Gráfica porcentual de la cobertura de micromedición

Como es lógico pensar, de los micromedidores existentes en el Distrito Hidrométrico se tiene un cierto porcentaje con algún tipo de falla, se decidió elaborar la siguiente gráfica para mostrar la tendencia que se ha presentado en cuanto a fallas en micromedidor en la zona.

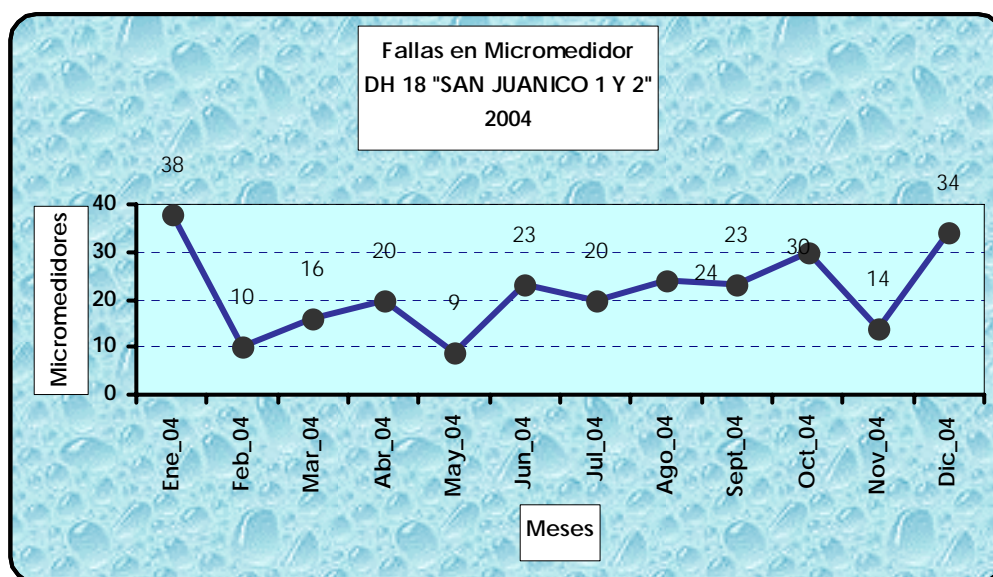


Figura A.3. Grafica de las fallas en micromedición

El hecho de que estos estén contemplados como falla es debido a diversas causas; agotamiento de la vida útil, desgaste acelerado de las partes movibles debido a instalación inadecuada (posición del micromedidor), presencia de sustancias que impidan que el mecanismo primario de medición trabaje, y que por lo tanto no registre la cantidad de agua que pasa, deterioro por vandalismo, carátula opaca, medidor al interior, etc.

A.1. 7 Pruebas de micromedidores en campo

Del padrón de usuarios se obtuvo una muestra aleatoria de 61 medidores (5% del padrón) para realizarles pruebas de exactitud a éstos en el lugar. Se tomó esta opción en vez de realizar las pruebas en banco para asegurar que los resultados se obtuvieran en las condiciones reales de trabajo de estas unidades.

Aquí se presenta un resumen de los resultados con conclusiones, los detalles de cada prueba se desglosan en el Anexo 2 “Pruebas de micromedición”.

Las pruebas se realizaron para caudal alto (válvula completamente abierta) y caudal bajo (1 l/min). Las presiones que se presentan en la zona oscilan entre 0.7 a 1.6 kg/cm² lo cual permitió realizar todas las pruebas y verificar que estos funcionen dentro del margen de error permisible de $\pm 2\%$. En la gráfica que se muestra a continuación, se indica cual es la distribución de este error.

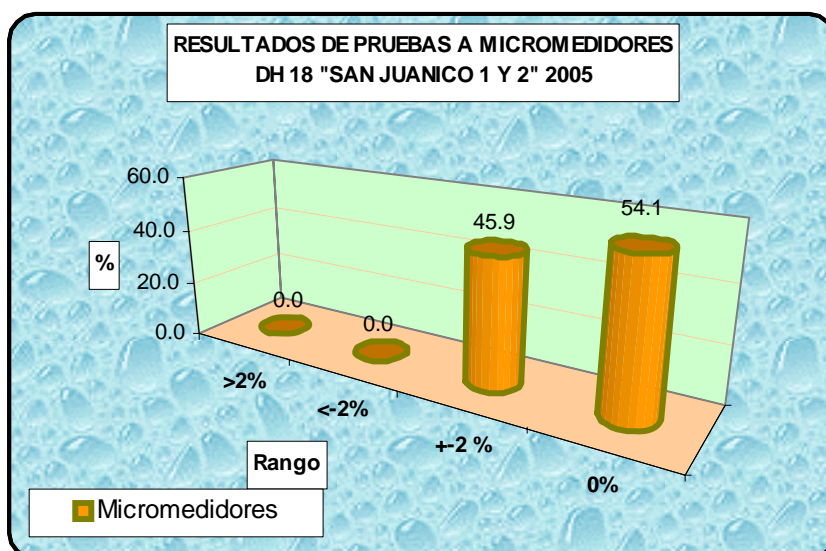


Figura A.4. Resultados de las pruebas de micromedición

Como puede observarse el 100% de los micromedidores probados se encuentran dentro del rango permisible de precisión de $\pm 2\%$.

También se elaboro un gráfico para mostrar la distribución de las cuentas de acuerdo al tipo de tarifa en el cual se encuentran contratadas, como podrá verse prácticamente el 100% de las tomas se encuentra contratada en tarifa 10C, lo cual nos indica que es un Distrito Hidrométrico donde el uso del agua es eminentemente para uso doméstico. Los usuarios en tarifa 10C (Doméstico C) tienen derecho a un consumo mensual de 0 a 25 m³.

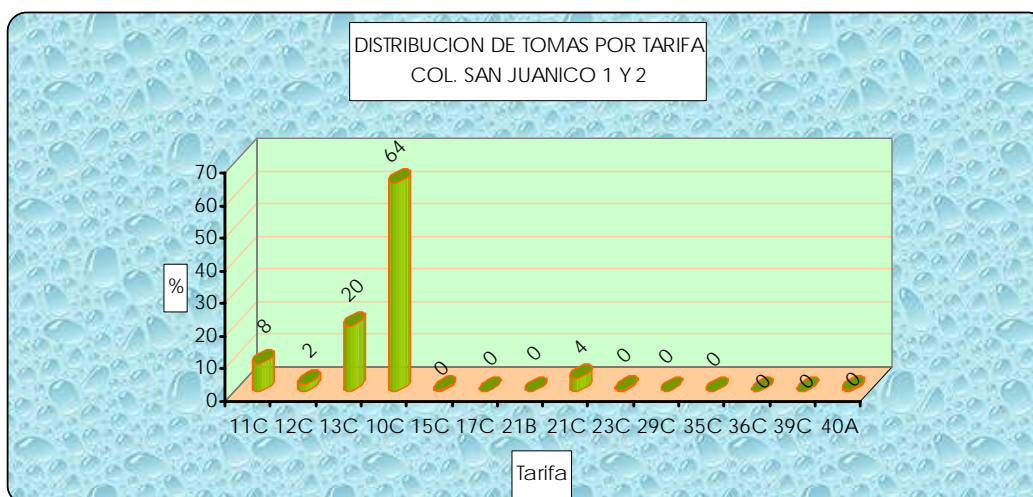


Figura A.5. Distribución de tomas por tarifa del distrito de análisis

A.1. 8 Diagnóstico de macromedición

Con el propósito de determinar la cantidad real de agua que se entrega al DH se realizó una prueba al macromedidor instalado a la salida del pozo San Juanico 2 para obtener el grado de precisión con que éste mide se muestra la prueba realizada y el error obtenido,

con este dato se corrigen los datos de producción del pozo para poder realizar el balance global corregido.

A.1. 9 Balance Global de Agua

El agua que entra al Distrito Hidrométrico proviene del pozo San Juanico 2 que tiene un horario de operación de 04:00 - 17:45 / 22:15 - 00:00 hrs. pero existe una línea de 10 pulgadas de la cual sale agua del DH hacia la colonia Pinos y varias conexiones en 6 pulgadas hacia la colonia San Juanico 3ra. sección. Por lo anterior se realizó un balance tomando como base los datos de producción de los pozos que abastecen al DH así como a las colonias mencionadas y los datos de consumo promedio de los usuarios, proporcionados el Sistema de Información Geográfica (MapInfo). En el siguiente cuadro se muestran los resultados obtenidos del análisis realizado en el período de febrero a diciembre de 2004.

Balance Global de Agua Distrito Hidrométrico 18 “Col. San Juanico 1 y 2”		
<i>Volumen Suministrado al Distrito (m³)</i>	<i>Volumen Facturado (m³)</i>	<i>Volumen Perdido (m³)</i>
1,236,397.0	1,084,276.28	152,120.72
100%	87.70%	12.30%

Tabla A.5. Balance global

Como puede verse existe poca diferencia entre el volumen suministrado y el volumen consumido, teniéndose un porcentaje de **pérdidas comerciales** de 12.30 %.

A.1. 10 Acciones a ejecutar

Como resultado de las diferentes actividades realizadas, en el Distrito Hidrométrico, y de los diagnósticos efectuados, se determina la ejecución de diferentes acciones encaminadas hacia la mejora del sistema de distribución, estas se desglosan en siete acciones principales.

1. **Actualización del padrón de usuarios de manera continua**, este se deberá efectuar por medio de encuestas y verificaciones de campo y descargar la información recabada a la base de datos de usuarios del sistema de agua potable (actualización). Es necesario actualizar la base de datos en los campos de marca y modelo de medidor ya que actualmente no se tienen los datos, y esto es de suma importancia para realizar el diagnostico de micromedición. También es necesario que se actualicen constantemente en el Sistema Geográfico (MapInfo) los usuarios, ya que facilitarán los análisis a realizar y nos permitirá evaluar de manera continua la eficiencia comercial.
2. **Anexar un campo en el sistema comercial para identificar los Distritos Hidrométricos**. Consiste en la introducción de una clave o identificador para

cada Distrito Hidrométrico para que de esta manera se faciliten los balances hidráulicos que se tengan que efectuar. Esto también nos permitirá verificar la información generada obtenida del Sistema Geográfico.

3. **Micromedición**, establecer un programa de verificación y mantenimiento, del tal manera que garantice una medición adecuada y confiable de los volúmenes de agua entregada a los usuarios, incluyendo el reemplazo de los dispositivos que midan mal o que simplemente ya no funcionen por diversas causas (termino de vida útil, deterioro por vandalismo, defecto de fabricación, etc.) así como sacar los micromedidores que se encuentren al interior de los domicilios para garantizar la toma de lecturas y lograr la cobertura del 100% de micromedición en los Distritos Hidrométricos.

Los estudios de verificación deberán realizarse tomando una muestra aleatoria, esto en virtud de que sería un estudio demasiado caro si se efectuara al total de micromedidores instalados.

Cabe mencionar que se requieren realizar algún plan o medida para poder instalar medidor a los condominios que se ubican en este D.H. ya que no existe otra forma de obtener un dato real de consumo si no se miden los consumos de estos usuarios.

4. **Macromedición**, esta acción es muy similar a lo que sería la micromedición, con la ventaja de que por lo regular son equipos que se instalan en menor cantidad, característica que propicia la verificación y mantenimiento por ser un número mucho menor en comparación con la micromedición que se debe analizar desde un punto de vista estadístico. Aquí cabe mencionar que se genero un expediente técnico para la corrección de 11 trenes de descarga en el cual se incluye a el pozo “San Juanico 2”.
5. **Reparación de fugas en tomas domiciliarias**, cuando la fuga detectada no es en el ramal, sino en algún otro sitio tal como unión del bastón con el ramal, o bien es fuga en las piezas que conforman el cuadro de medición, se deberá efectuar la reparación, podrá ser desde apretado y ajuste de las piezas, hasta sustitución de las mismas.
6. **Reparación de fugas en red de distribución**, no todas las fugas que se presentan en las líneas de distribución demandan una sustitución o rehabilitación de las mismas, en algunos casos se presentan fallas debido a deficiencias en la mano de obra durante la instalación, o bien maltrato de las tuberías ocasionándoles rajaduras o pinchaduras no visibles y que resultan una vez que se pone en funcionamiento, problema que se resolverá reparando la porción de tubería afectada.
7. **Lograr el aislamiento del DH**, para poder realizar el aforo y el diagnóstico de pérdidas.

**Comisión Estatal del Agua de
Guanajuato
Dirección General de Desarrollo
Hidráulico**

Dirección de Agua Potable

Departamento de Recuperación de Agua

SAN JUANICO

Domicilio		Marca del Medidor	Numero del Medidor	Caudal Alto		Caudal Bajo		PRESION
				RMP	RVR	RMP	RVR	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
M. DE STA. ROSA	210	CICASA	4162733	1,00	1,00	10,53	5,00	1,500
M. DE STA. ROSA	217	CICASA	4102941	-1,00	-1,00	0,00	0,00	1,400
LOZAS	509	CICASA	5100425	1,01	0,00	5,26	0,00	1,500
LOZAS	701	CICASA	425509	1,00	1,00	0,00	0,00	1,400
LOZAS	705	CICASA	618994	1,00	1,00	0,00	-5,00	1,400
LOZAS	601	CICASA	5068201	2,02	1,00	0,00	0,00	1,100
CAOLIN	105	CICASA	5083146	1,01	0,00	-4,76	0,00	1,300
CAOLIN	101	CICASA	5083174	0,00	0,00	-4,55	5,00	1,300
CAOLIN	504	CICASA	4265271	-1,94	1,00	5,00	5,00	1,300
M DE ROCA	106	CICASA	4260538	0,99	2,00	0,00	5,00	1,300
M DE CUBO	300	CICASA	4265286	0,00	1,00	-5,00	-5,00	1,300
M DE CUBO	104	CICASA	3017850	-3,88	-1,00	5,26	0,00	1,300
M DE CUBO	105	CICASA	339827	1,00	1,00	-4,76	0,00	1,300
M DE SAN BERNABE	218	CICASA	3009745	0,00	0,00	-5,00	-5,00	1,400
M DE SAN BERNABE	112	CICASA	4259490	1,01	0,00	0,00	0,00	1,600
BRI LLANTE	253	CICASA	5067957	0,00	0,00	0,00	0,00	1,600
BRI LLANTE	240	CICASA	4260929	0,00	0,00	0,00	0,00	1,500
BRI LLANTE	216	CICASA	4199060	3,03	2,00	0,00	0,00	1,500
SINALOITA	105	CICASA	118407	0,00	0,00	0,00	5,00	1,300
SIRENIA	131	CICASA	3006722	-0,99	0,00	-9,52	-5,00	1,300
SIRENIA	132	CICASA	5065288	1,00	1,00	0,00	0,00	1,300
M MELLADO	213	CICASA	3047983	2,00	2,00	-9,09	0,00	1,300
MARMOL	65	CICASA	5129712	0,00	0,00	-4,76	0,00	1,300
MARMOL	101	CICASA	3057965	-0,99	0,00	5,26	0,00	0,800
MARMOL	41	CICASA	2886207	0,00	1,00	0,00	0,00	1,200
PIRITA	98	CICASA	2882511	-0,98	1,00	-4,76	0,00	0,800
PIRITA	95	CICASA	?	-0,99	0,00	5,00	5,00	0,800
PIRITA	90	CICASA	3026095	-0,97	2,00	-4,76	0,00	0,800
M DE LA LUZ	124	CICASA	3074581	0,00	0,00	0,00	0,00	0,800
M DE LA LUZ	100	CICASA	4265004	-1,00	-1,00	-4,55	5,00	0,800
M DE LA LUZ	102	CICASA	5151333	3,06	1,00	0,00	5,00	0,800
M VILLALPANDO	107	CICASA	5082946	1,01	0,00	-5,00	-5,00	1,200
M VILLALPANDO	108	CICASA	3024588	0,00	1,00	15,79	10,00	1,200

M VILLALPANDO	214	CI CASA	3058773	0,00	1,00	0,00	0,00	1,200
M VILLALPANDO	218	CI CASA	3015370	1,01	0,00	0,00	0,00	1,200
M SAN NICOLAS	102	CI CASA	3025585	1,01	0,00	0,00	0,00	1,200
M SAN NICOLAS	300	CI CASA	4260536	0,00	0,00	0,00	0,00	1,200
JUAN MANUEL CONTRERAS	106	CI CASA	4259483	1,01	0,00	5,26	0,00	1,300
JUAN MANUEL CONTRERAS	104	CI CASA	4259484	2,04	0,00	0,00	0,00	1,300
ALUNI TA	104	CI CASA	4264542	-0,99	0,00	10,00	10,00	1,300
ALUNI TA	100	CI CASA	4264847	-0,96	0,00	10,53	5,00	1,300
M DE TORRES	209	CI CASA	4259733	0,00	0,00	5,26	0,00	1,300
M DE TORRES	110	CI CASA	619007	-0,99	0,00	-5,00	-5,00	1,300
M VALENCI ANA	?	CI CASA	3023327	0,00	0,00	-10,00	-10,00	1,300
M VALENCI ANA	?	CI CASA	4265273	0,00	0,00	-5,00	-5,00	1,300
TORRES LANDA	652	CI CASA	4265012	2,02	1,00	0,00	0,00	0,800
TORRES LANDA	648	CI CASA	5082944	-0,98	1,00	-5,00	-5,00	0,800
TORRES LANDA	602-A	CI CASA	5083142	1,00	1,00	-4,76	0,00	0,800
JASPE	100	CI CASA	3021247	0,00	1,00	0,00	5,00	0,800
JASPE	109	CI CASA	2871381	-0,99	0,00	5,00	5,00	0,800
JACINTO	105	CI CASA	508346	-0,99	0,00	-9,09	0,00	0,900
JACINTO	107	CI CASA	3047383	-2,94	-1,00	10,53	5,00	0,900
TURQUEZA	105	CI CASA	5068115	1,00	1,00	0,00	0,00	0,800
CRI SOBERI TO	110	CI CASA	2908438	0,00	1,00	0,00	0,00	0,800
ALUMBRE	100	CI CASA	4265020	0,00	0,00	0,00	0,00	1,300
CRI SOLI TA	152	CI CASA	1711	-1,96	0,00	-4,76	0,00	0,700
VICENTE FERNANDEZ	100	CI CASA	5101374	0,00	0,00	0,00	0,00	1,200
M SAN PEDRO	103	CI CASA	5082947	0,00	0,00	0,00	0,00	1,100
M DE RAYAS	417	CI CASA	3047388	-0,99	0,00	-9,52	-5,00	0,800
M DE CEDROS	206	CI CASA	4260250	-1,96	0,00	0,00	0,00	1,100
M DE CATA	107	CI CASA	5082995	1,00	1,00	-50,00	-50,00	1,200

Tabla A.6 Relación de las pruebas de los micromedidores

Coordinación de Consolidación de Sistemas											
Departamento de Recuperación de Agua											
MUNICIPIO:	CELAYA	LOCALIDAD:		POZO No.	SAN JUANICO 2	FECHA:	11	03	2005		
DIAM. NOMINAL (DN en pulg.):	6"	CIRCUNFERENCIA (mm):	531	OD(mm) (DIAM. EXT.):	169,2	ID MEDIDO (mm):					
MATERIAL TUBERIA:	Acero *	Fo. Fo.	P.V.C.	A.C.	Otro:						
ESPESOR MEDIDO (mm):	6,5	ESPESOR ESPEC. (mm):			ESPACIO (mm)	157,565	NÚMERO DE TRAVERSAS:	2			
MARCA MEDIDOR:		MODELO MEDIDOR:			MATRIC. MEDIDOR:	94-7923-6	FECHA ULT. CALIBR.:				
PRUEBA #	Lectura Inicial (m ³)	Lectura Final (m ³)	Volumen m ³	% de error	Tiempo de Prueba (mins.)	Q (lvs) INST. #1	Vel. INST. #1	Q (lvs) INST. #2	Vel. INST. #2	Q (lvs) INST. #3	Vel. INST. #3
1 (medidor)	222869	222900	31	0,86%	15	5 min	10 min	15 min			
1 (Transport)	0	30,735	30,735			34,1	1,78	34,60	1,8	34,10	1,78
2 (medidor)											
2 (Transport)											
3 (medidor)											
3 (Transport)											
Parametros Diagnosticos											
SIGNAL UP:	46,7	SIGNAL DOWN:	46,6	SNDSP:	1554,3	SQDN:	3384	Presión:	1	Kgt/cm ²	
AMPUP:	26,3	AMPDN:	26,3	SQ UP:	3124			Temp:	-	°C	
GOLPE DE ARIETE POR LA FORMULA DE ALIEVI	$h_a = \frac{1,45V}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ete}}}$		Sobrecarga =		Kgt/cm ²		Per. Bombeo:		hrs.		
DATOS DE EXTRACCION											
OBSERVACIONES:							Q _{min} =		34,10	l/s	
							Q _{max} =		34,60	l/s	
							Q _{prom} =		34,27	l/s	
							Vel med =		1,787	m/s	

Figura A.6. Formato de campo prueba de macromedidores

En la figura A.7 se muestra el formato utilizado en campo para las pruebas de los microcontadores

Dirección de Agua Potable													
Departamento de Recuperación de Agua													
PRUEBA DE MICROMEDICIÓN													
Hoja de campo													
Municipio:	CELAYA							Sector Hidrométrico					
Organismo Operador:	JUMAPA							18					
Usuario:		Ubicación:	TURQUESA # 105										
Fecha:	09-dic-05	No. Cuenta:											
Hora I:	Hora F:							Diámetro de toma:					
								1/2"					
Información del medidor													
Marca:	CICASA			Tipo:	Velocidad	Modelo:	Diámetro: 1/2"						
No. Medidor	5068115			No. de Serie:			Estado de Carcasa: no tiene						
Filtro				Vál. a la entrada:	SI	Vál. a la salida: no tiene							
Desarrollo de Prueba													
Rango de Caudal	Tiempo de la Prueba	Micromedidor					Micromedidor patrón						
		Caudal	lts/min	Min	Seg	Lec. Inicial	Lec. Final	Volumen	Lec. Inicial	Lec. Final	Volumen	% e RMP	% e RVR
Bajo	0,32	2	10	157,1728	157,1748	2,0	9,3799	9,3819	2,0	0,00	0,00	2,0	0,800
Medio													
Alto	14,23		42	157,1748	157,1843	10,1	9,3819	9,3919	10,0	1,00	1,00	10,0	0,800
Observaciones Generales						Croquis de toma							
El micromedidor esta dentro del rango permisible del ± 2%													

Figura A.7. Formato de campo prueba de micromedidores



Anexo 2





Evolver representa el programa de optimización más rápido y más avanzado que existe en el mercado, basado en la técnica de los algoritmos genéticos. Puede encontrar soluciones óptimas con los problemas que son —irresolubles" para optimizarse en programación lineal y no lineal. La versión 4.0 está disponible en el formato 32 bits con el apoyo completo a versiones de Excel 7, 97, y 2000 (Figura A-2.1). (Evolver manual, 2001).

Se trata de un programa que se instala sobre la hoja Excel y que trata de superar y resolver todos los problemas que en aquella no pueden ser resueltos tanto por su complejidad como por tratarse de problemas no lineales (Addlink, 2005).

A menudo tanto en el campo de la ingeniería, en bioquímica, en mercados financieros derivados, en aspectos comerciales o en programación como en muchos otros, se presentan problemas de gran complejidad que la herramienta Solver (optimización lineal) de Excel no puede resolver. En muchos de estos casos pueden hallarse soluciones satisfactorias al utilizar la técnica de algoritmos genéticos. Esta técnica ya fue introducida en programas informáticos hace algunos años, pero ahora la casa Palisade ha dotado a este programa de un motor de soluciones que afirma es veinte veces más rápido que en anteriores versiones.

La característica principal de este tipo de programas es que, como en la naturaleza, los algoritmos mutan, cruzan datos en tablas y hojas macros y evolucionan para tratar de encontrar soluciones óptimas. Además lo más interesante es que al instalarse sobre Excel y utilizar las hojas del cliente, salen del campo antes reservado a científicos para pasar a ser un poderoso elemento de soluciones en aplicaciones comerciales, tras una pequeña capacitación.

Del mismo modo que las tradicionales soluciones que ofrece Solver, este programa también da respuestas del tipo —la mejor mezcla“ o —la agrupación más eficiente de datos de entrada“, que se traducen en datos para importantes reducciones de costes o en mejoras de la rentabilidad. Pero Evolver va más lejos y trata con elementos complejos de combinatoria, programación y agrupación de problemas mixtos que antes no tenían solución.

A.2. 1 Características principales

Sencillez de uso. Se instala sobre hoja Excel, se especifica la celda a maximizar o minimizar, se entran las celdas que deben ser ajustadas y se selecciona uno de los seis métodos de optimización genética: recipe, order, grouping, schedule, project y budget.

El método de optimización recipe trata a cada variable seleccionada como un ingrediente en una receta, cada valor de la variable puede ser cambiado independientemente de las otras variables. En contraste, el método de optimización order cambia valores entre las celdas ajustables, reordenando los valores que originalmente estaban ahí.

El método de optimización grouping debería ser usado siempre que el problema implique múltiples variables para ser agrupadas en su conjunto. El número de grupos

diferentes que Evolver crea será igual al número presente de valores en las células ajustables en el inicio de la optimización. Por lo tanto, cuando se construye un modelo, hay que estar seguro de que cada grupo es representado al menos una vez.

Los métodos de optimización schedule, project y budget son descendientes de los primeros tres (recipe, order y grouping), añadiendo restricciones adicionales

Aprendizaje rápido. Un programa complejo sería de utilización sólo científica si no se hubieran dispuesto un amplio tutorial y ejemplos detallados en el programa para demostrar cual de los seis métodos genéticos debe ser utilizado en cada ocasión.

Gestión avanzada. Para aquellas aplicaciones que exijan mayor potencia o tratar con problemas de interrelaciones, se han creado versiones avanzadas: Profesionales e Industriales y que, además, señalan los mejores operadores genéticos que deben ser utilizados y también ajustan de modo automático la tasa de mutación para hallar las mejores respuestas de modo más rápido.

A.2. 2 Información del fabricante

Fundada en 1984, Palisade Corporation se ha convertido en líder dentro de la industria de software de toma de decisiones. Desde la introducción de PRISM, la primera aplicación de simulación basada en Monte Carlo para PC, Palisade ha redefinido y extendido las herramientas software disponibles para ejecutivos y profesionales pertenecientes a las áreas de análisis de riesgo y toma de decisiones. Las aplicaciones representadas por Palisade: @RISK, TopRank®, PrecisionTree®, BestFit®, RISKview™, @RISK Developers Kit,

@RISKAccelerator, @RISK for Project, Evolver™, y RISKOptimizer® permiten analizar el riesgo, ejecutar simulaciones de Monte Carlo, realizar análisis de sensibilidad, crear árboles de decisión y diagramas de influencias, ajustar datos a distribuciones y resolver problemas de optimización

A.2. 3 Áreas de aplicación

A-2.3.1. En la empresa

- Ámbitos comerciales, de mercados, de ventas y técnicas de marketing.
- Estrategias de inversión y de rentabilidad para nuevas empresas o nuevas inversiones. Selección de proyectos óptimos.
- Planificaciones y presupuestos contables y financieros.
- Opciones reales de inversión, ampliación o abandono.
- Valoración, fusiones y adquisiciones de empresas.



A-2.3.2. En finanzas

- ➔ Préstamos, hipotecas, fondos de inversión, fondos de pensiones y jubilación.
- ➔ Optimización de inversiones en acciones y bonos, composición de carteras.
- ➔ Protección frente al riesgo de variación de tipos de interés: duración, inmunización, convexidad, cash flow matching.
- ➔ Análisis bancario de activos y pasivos.
- ➔ Oportunidades de arbitraje.
- ➔ Aplicaciones del Value at Risk (VaR).

A-2.3.3. En ciencias e ingeniería

Áreas de aplicación muy diversas, desde riesgos en perforación de pozos hasta problemas de física, química, electrónica, genética, etc. En general en todos aquellos procesos en que esté presente la aleatoriedad y la incertidumbre pueda ser simulada, y optimizada.

A-2.3.4. Ejemplos de aplicaciones concretas

- ➔ Gestión de la rentabilidad en almacenes.
- ➔ Políticas óptimas de pedidos de multi-productos para ventas minoristas.
- ➔ Decisiones de productos en que la demanda y los requerimientos de cada producto son inciertos
- ➔ Programación coordinada de producción y recursos humanos para minimizar costes ante una demanda incierta y con presiones temporales
- ➔ Planificación de la capacidad óptima de varios centros de producción ante demandas inciertas
- ➔ Decisiones de inversión y selección de proyectos cuando los recursos requeridos para los proyectos disponibles son inciertos
- ➔ Políticas óptimas de gestión de tesorería ante flujos inciertos de caja
- ➔ Planificación de la capacidad de las empresas de servicios cuando son inciertos tanto la demanda como los precios
- ➔ Construcción de planes de retiro y jubilación donde se tiene una cuenta la incierta rentabilidad de las inversiones disponibles.
- ➔ Planes de muestreo óptimos en una auditoría para minimizar costes



-
- ➔ Decisiones de lanzamiento de productos y servicios al mercado cuando la tasa de crecimiento del mismo es desconocida
 - ➔ Decisiones financieras en combinación de carteras de diferente composición y riesgo

A.2.4 Librerías y/o herramientas complementarias

El programa evolver puede alcanzar gran potencia de cálculo y aprovechar sus enormes posibilidades al combinarlo con programas auxiliares del mismo fabricante que permiten manipular datos y gráficos. Estos programas, que tienen utilidades por sí mismos y que pueden ser adquiridos separadamente, son: TopRank®, PrecisionTree®, BestFit®, RISKview™, @RISKAccelerator, @RISKOptimizer, @RISK.

A.2.5 Ediciones

Evolver se presenta en tres ediciones distintas:

- ➔ **Evolver Standar:** combina algoritmos genéticos y puede manejar hasta 80 variables.
- ➔ **Evolver Professional:** maneja hasta 250 variables y admite problemas de mayor amplitud.
- ➔ **Evolver Industrial:** además de agrupar las características de los anteriores, admite un número ilimitado de variables. La característica de auto-operador identifica automáticamente el operador que mejor se adapta a la situación propuesta.



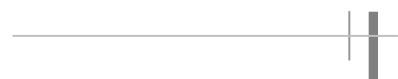


Anexo 3





Algoritmos Genéticos





A.3.1 Introducción

El Algoritmo Genético es una técnica de búsqueda basada en la teoría de la evolución de Darwin, que ha cobrado tremenda popularidad alrededor del mundo durante los últimos años. La forma de trabajo de los algoritmos genéticos es idéntica a la evolución de una población de individuos que es sometida a acciones aleatorias semejantes a las que actúan en la evolución biológica (mutaciones y recombinación genética), así como también a una selección de acuerdo con algún criterio, en función del cual se decide cuales son los individuos más adaptados, que sobreviven, y cuales los menos aptos que son descartados.

John Holland se planteaba desde niño cómo la naturaleza conseguía crear seres cada vez más perfectos. Lo curioso del caso era que todo se lleva a cabo a base de interacciones locales entre individuos, y entre estos y lo que les rodea. No sabía la respuesta, pero tenía cierta idea acerca de como hallarla. La idea era realizar pequeños modelos de la naturaleza que tuvieran alguna de sus características, ver como funcionaban y finalmente extrapolar sus conclusiones a la totalidad. De esta manera, el objetivo de Holland era lograr que los ordenadores aprendieran por sí mismos. A la técnica que inventó Holland se le llamó originalmente "planes reproductivos", pero no se hizo popular hasta 1975.

Así, en los años 50 entró en contacto con los primeros ordenadores, donde consiguió llevar a cabo alguna de sus ideas, pese a que no encontró un ambiente intelectual adecuado para propagarlas. Fue a principios de los años 60, en la Universidad de Michigan en Ann Arbor donde, dentro del grupo Logic of Computers, sus ideas comenzaron a desarrollarse y a adquirir cierta importancia. Y fue, además, por la lectura de un libro escrito por un biólogo evolucionista, R.A. Fisher, titulado —“La teoría genética de la selección natural”, como comenzó a descubrir los medios de llevar a cabo sus propósitos de comprensión de la naturaleza. De ese libro aprendió que la evolución era una forma de adaptación más potente que el simple aprendizaje, y tomó la decisión de aplicar estas ideas para desarrollar programas bien adaptados para un fin determinado.

En esa universidad, Holland impartía un curso titulado —“Teoría de sistemas adaptativos”. Dentro de este curso, y con una participación activa por parte de sus estudiantes, fue donde se crearon las ideas de lo que más tarde se convertirían en los algoritmos genéticos.

Por tanto, cuando Holland se enfrentó a los algoritmos genéticos, los objetivos de su investigación fueron dos:

- Imitar los procesos adaptativos de los sistemas naturales.
- Diseñar sistemas artificiales (normalmente programas) que retuvieran los mecanismos importantes de los sistemas naturales.

Unos 15 años más adelante, David Goldberg, actual delfín de los algoritmos genéticos, conoció a Holland, y se convirtió en su estudiante. Goldberg era un ingeniero industrial que trabajaba en el diseño de tuberías, y fue uno de los primeros que trató de aplicar los

algoritmos genéticos a problemas industriales. Aunque Holland trató de disuadirle, porque pensaba que el problema era excesivamente complicado como para aplicarle algoritmos genéticos, Goldberg consiguió lo que quería, escribió un algoritmo genético en un ordenador personal Apple II. Estas y otras aplicaciones creadas por estudiantes de Holland convirtieron a los algoritmos genéticos en un campo con la base suficiente como para celebrar la primera conferencia en 1985, ICGA'85. Tal conferencia se sigue celebrando cada dos años.

Desde la ciencia informática se contemplaron los algoritmos genéticos un claro proceso de optimización. Se toman los individuos mejor adaptados -mejores soluciones temporales-, se cruzan -se mezclan-, y generan nuevos individuos -nuevas soluciones- que contendrán parte del código genético - información- de sus dos antecesores, y por lo tanto, aunque el nuevo individuo no tenga que estar forzosamente mejor adaptado, el promedio de adaptación de toda la población sí mejora, ya que tienden a perpetuarse y extenderse las mejores características, y a extinguirse las poco beneficiosas o perjudiciales. Aquí se ve que, a diferencia de los métodos anteriormente citados, no se tiene que desarrollar un individuo mejor. En los algoritmos genéticos se crea una nueva abstracción -la población- cuya función de coste mejorará globalmente, por lo que puede que se encuentre algún individuo con mejores características.

En el campo de la ingeniería hidráulica, la obra de Savic y Walters (1997) hace patente la importancia que estos algoritmos tienen en este tipo de aplicaciones, encuentran soluciones a problemas como los reemplazamientos de tuberías principales en sistemas de distribución de agua, optimización de sistemas de distribución, rehabilitación en sistemas de distribución, e incluso ubicación en cuencas receptoras de plantas de depuración de aguas (Wang, 1991).

Los algoritmos genéticos forman parte de una familia denominada algoritmos evolutivos, que incluye las estrategias de evolución, la programación evolutiva y la programación genética.

Como anécdota, hay que decir que en 1999 se concedió por primera vez en la historia una patente a un invento no realizado directamente por un ser humano, y fue a un algoritmo genético. Dicha patente se concedió a una antena de forma extraña, pero que funcionaba perfectamente en las condiciones a las que estaba destinada.

No hay, sin embargo, nada injusto en el hecho de que el autor del algoritmo genético del que salió la forma de la antena se haya atribuido la autoría de la patente, pues él escribió el programa e ideó el criterio de selección que condujo al diseño patentado.

No es posible sin embargo el aplicar los algoritmos genéticos para la resolución de cualquier problema, la optimización es la aplicación más común hasta la fecha, puesto que se han mostrado eficientes y confiables. Se recomienda en general tomar en cuenta las siguientes características antes de utilizar la técnica:

- Su espacio de búsqueda (i.e., sus posibles soluciones) debe estar delimitado dentro de un cierto rango.
- Debe poderse definir una función de aptitud que indique que tan buena o mala es una cierta respuesta.



-
- Las soluciones deben codificarse de una forma que resulte relativamente fácil de implementar en el ordenador.

A.3.2 La optimización en la ingeniería

La optimización de un proceso es el acto de obtener el mejor resultado posible dadas ciertas circunstancias. Esta búsqueda de la mejor opción es de gran utilidad en los distintos campos de la ciencia, pero se hace especialmente importante en el campo de la ingeniería.

No existe ningún método de optimización que pueda resolver eficientemente todo tipo de problemas. Esta es la razón de que se hayan desarrollado diversas técnicas de búsqueda de óptimos que aprovechan diferentes técnicas matemáticas, con el objetivo de encontrar máximos y mínimos en las funciones que representan el comportamiento de los sistemas.

Existen muchas aplicaciones en lo que a métodos de optimización en ingeniería se refiere, puesto que la búsqueda de mínimos es el objetivo de muchos problemas de diseño. Así, es posible encontrar métodos de optimización en diseños de redes eléctricas ó hidráulicas, en la búsqueda de soluciones más económicas, en diseños aerodinámicos ó en el análisis de organización funcional.

En un problema de optimización siempre se encuentra con la situación matemática de buscar un vector de variables que minimice una cierta función sujeta a restricciones. Estas restricciones en la mayoría de los problemas de ingeniería se refieren a restricciones de diseño que deben ser consideradas cuidadosamente. Éstas representarán limitaciones al comportamiento del sistema (funcionales) o físicas (geométricas).

Los algoritmos genéticos son una técnica de optimización numérica muy capaz en ciertas aplicaciones. Dicha optimización numérica permite resolver problemas complejos y con muchas variables de forma estructurada, aunque rara vez puede asegurarse un único método para una optimización global. Asimismo, pocos métodos numéricos pueden lidiar con funciones discontinuas o funciones altamente no lineales.

Los algoritmos genéticos presentan ventajas sobre otros tipos de algoritmo en lo que a optimización se refiere, que los hacen más robustos y preferibles para determinado tipo de aplicaciones. Algunas de las principales características de los algoritmos genéticos son:

Son algoritmos estocásticos. Dos ejecuciones distintas pueden dar dos soluciones distintas. Esto es útil por el hecho de que hay gran cantidad de isómeros que corresponden a soluciones válidas, por lo que es interesante que distintas ejecuciones nos puedan dar isómeros distintos.

Son algoritmos de búsqueda múltiple, luego dan varias soluciones. Aunque habitualmente la energía de los individuos de la población final es similar, los individuos suelen ser distintos entre sí. Por ello, será posible la elección de la solución que más convenga según la naturaleza del problema.

Son los algoritmos que hacen una barrida mayor al subespacio de posibles soluciones válidas. De hecho, se considera que, de todos los algoritmos de optimización estocásticos, los algoritmos genéticos son de los más exploratorios disponibles.

La convergencia del algoritmo es poco sensible a la población inicial si ésta se escoge de forma aleatoria y es lo suficientemente grande, salvo que la población inicial esté realmente degenerada. En ese caso, el operador de mutación tendrá mucho trabajo.

Presentan una convergencia excepcionalmente rápida al principio, que casi enseguida se bloquea. Esto se debe a que el algoritmo genético es excelente descartando subespacios realmente malos. Cada cierto tiempo, la población vuelve a dar el salto evolutivo, y se produce un incremento en la velocidad de convergencia excepcional. La razón de esto es que algunas veces aparece una mutación altamente beneficiosa, o un individuo excepcional, que propaga algún conjunto de cromosomas excepcional al resto de la población. Todo esto es consecuencia del grado de penetración casi nulo que presentan los algoritmos genéticos.

La optimización es función de la representación de los datos. Este es un concepto clave dentro de los algoritmos genéticos, ya que una buena codificación puede hacer la programación y la resolución muy sencillas, mientras que una codificación errada obliga a estudiar que el nuevo genoma cumpla las restricciones del problema, y en muchos problemas se tendrá que abortar los que no cumplan las restricciones, por ser éstas demasiado complejas. Además, la velocidad de convergencia va a estar fuertemente influenciada por la representación.

Es una búsqueda paramétricamente robusta. Esto quiere decir que para que no converja la elección de los parámetros debería ser realmente mala. Con tasas razonables, va a converger -mejor o peor- en una solución razonablemente buena si la representación es la adecuada.

Los algoritmos genéticos son intrínsecamente paralelos. Esto significa que, independientemente de que se haya implementado de forma paralela o no, buscan en distintos puntos del espacio de soluciones de forma paralela. Ese paralelismo intrínseco permite que sean fácilmente paralelizables, es decir, que sea fácil modificar el código para que se ejecute simultáneamente en varios procesadores.

A.3.3 ¿Qué es un algoritmo genético?

Los algoritmos genéticos (AG) son métodos sistemáticos para la resolución de problemas de búsqueda y optimización que aplican a éstos los mismos métodos de la evolución biológica, es decir, selección basada en la población, reproducción sexual y mutación. La idea básica es generar un conjunto con algunas de las posibles soluciones. Cada una va a ser llamada individuo, y a dicho conjunto se le denominará población.

Tradicionalmente, los AG han sido métodos adecuados para problemas formulados en variables binarias y en los que otros métodos de búsqueda no resultan convenientes. No obstante, se puede introducir una formulación del problema basándose en una codificación numérica, no binaria, de la solución.



La mayoría de las técnicas de búsqueda convencionales parten de una solución factible que se intenta mejorar desplazándose en la dirección que implica una mejora en la función objetivo. El diseño de redes de distribución de agua dificulta notablemente la exploración completa del espacio de soluciones mediante las técnicas de optimización clásicas. Por ello los AG, basados en la exploración aleatoria de dicho espacio, resultan adecuados. Para ello es necesario definir unas reglas sencillas de exploración y cambio entre cada conjunto de soluciones y el siguiente. El carácter aleatorio del método no garantiza una exploración completa del espacio de soluciones, ni supone garantía alguna de alcanzar un mínimo de la función objetivo. No obstante el método ofrece un conjunto de “buenas” soluciones que intentan mejorarse poco a poco.

Cada individuo tiene una información asociada a él. En un problema de optimización corresponde a las variables libres, es decir, aquellas a las que el algoritmo tiene que asignar un valor para que una función sea mínima o máxima para esos valores, es decir, hallar (x_1, \dots, x_n) tales que $f(x_1, \dots, x_n)$ sea mínima o máxima. En un algoritmo genético, tras parametrizar el problema en una serie de variables (x_1, \dots, x_n) , éstas se codifican en un cromosoma. Todos los operadores utilizados por un algoritmo genético se aplicarán sobre estos cromosomas, o sobre poblaciones de ellos. Hay que tener en cuenta que un algoritmo genético es independiente del problema, lo cual lo hace un algoritmo robusto, por ser útil para cualquier problema, pero a la vez débil, pues no está especializado en ninguno.

Suponer que se tiene una función (Figuras A.8 y A.9) de la cual no se conoce su derivada y hasta es posible que no sea derivable, ni siquiera continua, o que sea muy difícil de derivar, y se quiere calcular su mínimo o su máximo en un intervalo dado (en este caso se va a suponer que se quiere calcular el mínimo).

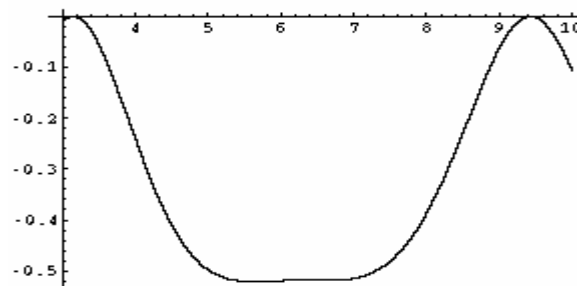


Figura A.8 Función que se quiere derivar

A la función que se está minimizando se le denominará función de adaptación; y determinará el grado con algunas de las posibles soluciones, cada una de las cuales va a ser llamada individuo, y a dicho conjunto de posibles soluciones se le denominará población de adaptación de un individuo. A dicha información se la va a denominar código genético.

Una forma de realizar la derivada es el utilizar el algoritmo genético que se basa en la adaptación de los individuos al medio en el que viven. Es posible hacer una analogía de este algoritmo con la evolución de una especie en un ecosistema.



Las características de los individuos, sean beneficiosas o no, se van a denominar fenotipos. La información asociada a un individuo se compone de partes indivisibles denominados cromosomas. Un fenotipo puede estar en más de un cromosoma, en cuyo caso puede ser que el hijo herede un fenotipo que no tenía ni el padre ni la madre, sino una combinación de ambos.

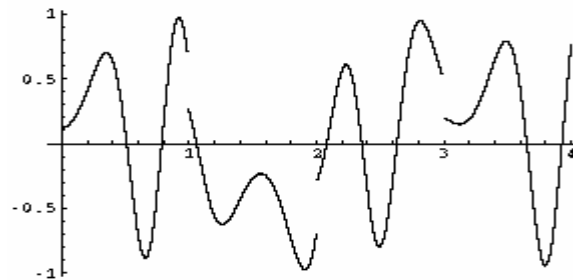


Figura A.9. Función no continua

Después de algunas iteraciones se ve como la población tiende a un mínimo, se puede decir que la especie se especializa en ese ecosistema pero puede que esa adaptación esté en un mínimo local de la función y que la especie se estanque en él y no sea capaz de tomar valores más bajos, por eso se incorporan mutaciones para que la población salte a otro mínimo (quizás de menor valor) y que se produzcan individuos mejor adaptados. Este proceso termina cuando la población alcanza el mínimo global en el intervalo dado pues por muchas mutaciones que produzcan después morirán al no estar tan bien adaptadas como la población general que ya se ha adaptado muy bien al medio.

El algoritmo se muestra especialmente útil cuando la función no es "suave" desde el punto de vista analítico, es decir, que no es derivable o es complicada de derivar, incluso puede no ser continua. En esta situación las técnicas del análisis no se pueden aplicar y se necesita otro método para calcular los óptimos, es en este caso cuando el algoritmo genético entra en juego, aunque está claro que también se puede usar en los otros casos.

Cuantos menos mínimos locales tenga la función más rápido alcanza el mínimo global, lo que es lógico, puesto que los individuos tienen tendencia a tomar un valor mínimo, con lo que si hay pocos mínimos habrán muchas más posibilidades de tomar el valor mínimo global.

El algoritmo tiene problemas cuando se trabaja con una función que tenga muchos mínimos locales, Figura A.10, pues suele aproximarse a cada mínimo local antes de cambiar a otro entorno de un mínimo de valor menor y si hay muchos mínimos tarda más en encontrar el mínimo global.



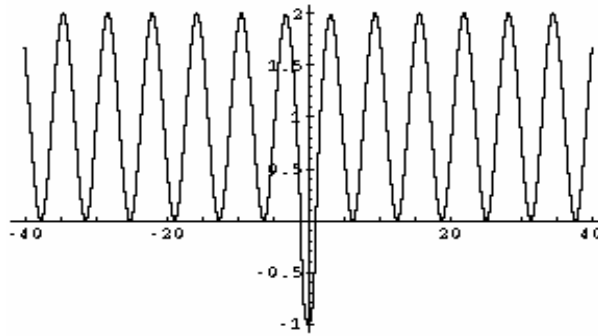


Figura A.10. Función con muchos mínimos

El algoritmo está diseñado para que tienda a valores menores, por lo que después de un tiempo ejecutándose el valor que da, es un mínimo, probablemente un mínimo local, y no hay garantías de que sea un mínimo global. Esta es una de las principales dificultades de esta técnica.

Por otra parte, en funciones discontinuas en el mínimo global, por ejemplo: una función que por la derecha tienda a un valor muy alto y por la izquierda tienda al mínimo global, es decir, una función que presente una discontinuidad con salto en el mínimo global, como en las funciones diente de sierra; el algoritmo no es capaz de llegar al mínimo global, tiende a él pero no lo alcanza nunca, a menos que una mutación tome exactamente ese valor. Figura A.11.

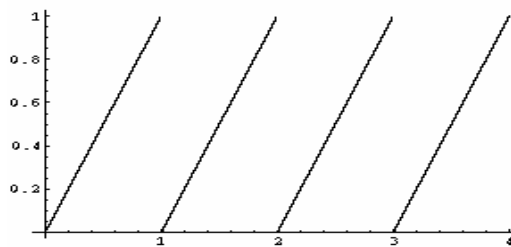


Figura A.11 Función discontinua en el mínimo

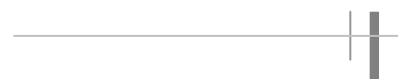
La conclusión fundamental de todo esto es que un AG modela muy bien la evolución de las especies en un medio dado, pero no es la piedra filosofal de la optimización.

A.3.4 Funcionamiento del algoritmo

Para comenzar la competición, se generan aleatoriamente una serie de cromosomas. El algoritmo genético procede de la forma siguiente:

1. Evalúa la puntuación (fitness) de cada uno de los genes;
2. Permite que cada individuo se reproduzca, de acuerdo con su puntuación; y,
3. Empareja los individuos de la nueva población, al hacer que intercambien material genético, y que alguno de los bits de un gen se vea alterado debido a una mutación espontánea.

Cada uno de estos pasos consiste en una actuación sobre las cadenas de bits, es decir, la aplicación de un operador a una cadena binaria. A estos operadores se les llama



operadores genéticos, y fundamentalmente son tres: selección, crossover o recombinación y mutación. Además de estos, que son los más habituales, existen otros operadores genéticos que no son tan comunes y que se comentaran un poco más adelante. El esquema de funcionamiento presentado en la Figura A.12 es el más habitual descrito en la bibliografía (Goldberg, 1989).

La inicialización aparece sólo en la primera generación; en este caso se dispone de dos posibilidades de inicialización: con parámetros conocidos o con un conjunto aleatorio de parámetros.

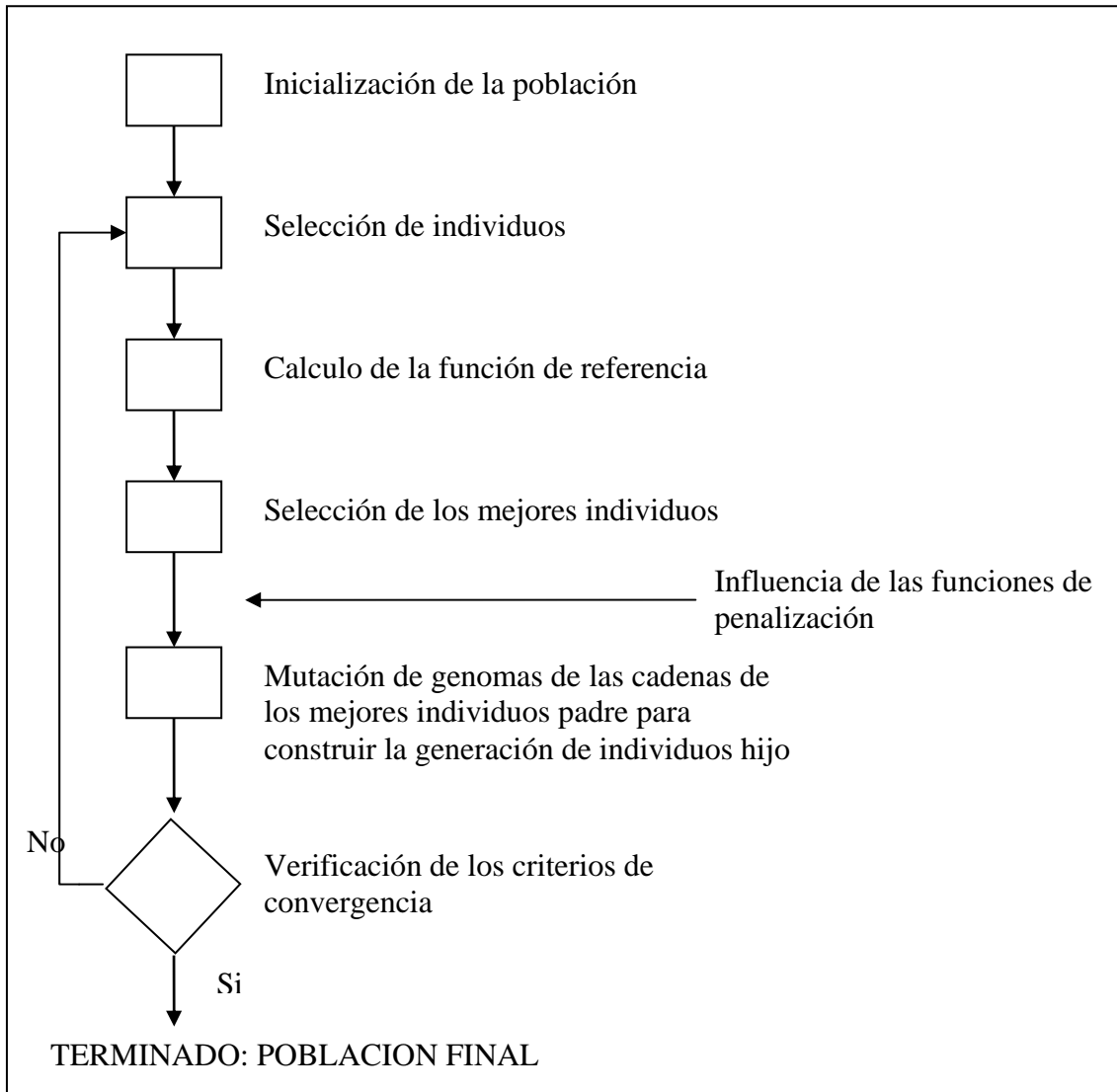


Figura A.12 Diagrama de flujo de funcionamiento del algoritmo genético

Existen también una serie de parámetros que se tienen que fijar para cada ejecución, como son:

- Tamaño de la población: debe de ser suficiente para garantizar la diversidad de las soluciones, y, además, tiene que crecer más o menos con el número de bits del cromosoma, aunque nadie ha aclarado cómo tiene que hacerlo.

Por supuesto, depende también del ordenador en el que se ejecutará, puesto que a mayor tamaño de la población, el proceso sería más lento.

- Condición de terminación: lo más habitual es que la condición de terminación sea la convergencia del algoritmo genético a un valor dado o un número prefijado de generaciones.

A.3.4. 1 Inicialización

El proceso comienza con la inicialización de la primera población de individuos padre ($G = 0$), desde un archivo con valores conocidos, o de manera aleatoria.

El tamaño de la población es una variable de decisión puesto que una población pequeña es posible que no cubra todo el espacio de búsqueda y una población grande puede multiplicar el tiempo de cálculo innecesariamente. Por ello entre 50 y 100 individuos es el intervalo que propone la bibliografía ya que proporciona buenos resultados en el proceso de optimización.

Normalmente, la población inicial se consigue si se utiliza un método aleatorio. Sin embargo, se puede fijar un cierto número de individuos de la población inicial, por ejemplo dándoles los valores centrados en los intervalos que proporciona la bibliografía para los parámetros λ_i . De esta manera, si estos individuos son buenos, serán conservados en subsiguientes generaciones y harán que se converja con rapidez. El número de individuos que se quieren incluir en la población inicial y el genoma de los mismos, puede ser definido por el modelador.

A.3.4. 2 Evaluación y selección

Durante la evaluación, se decodifica el gen, convirtiéndose en una serie de parámetros de un problema. A partir de estos parámetros se halla la solución del problema y se le da una puntuación a esa solución en función de lo cerca que esté de la mejor solución. A esta puntuación se le llama fitness.

El fitness determina siempre los cromosomas que se van a reproducir, y aquellos que se van a eliminar, pero hay varias formas de considerarlo para seleccionar la población de la siguiente generación:

- Usar el orden, o rango, y hacer depender la probabilidad de permanencia o evaluación de la posición en el orden.
- Aplicar alguna operación al fitness para escalarlo, como puede ser el escalado sigma.
- En ocasiones, el fitness no es una sola cantidad, sino diversos números, que tienen distinta consideración. Es suficiente el que se forme un orden parcial, es decir, que se puedan comparar dos fitness de manera que uno sea mejor que otro. Esto es habitual cuando se quieren optimizar varios objetivos.

Una vez se ha evaluado el fitness, hay que crear la nueva población y tener en cuenta que los buenos rasgos de los mejores se transmitan a ésta. Para ello, se seleccionan una



serie de individuos encargados de realizar la reproducción, la cual se puede hacer de dos formas principales:

1. Selección directa: toma elementos de acuerdo a un criterio objetivo, como son «los x mejores», «los x peores», etc. Otra opción es elegir con instrucciones del tipo «el cuarto individuo a partir del último escogido», método que es empleado con mucha frecuencia cuando se quieren seleccionar dos individuos distintos, y se selecciona el primero por un método aleatorio o estocástico.
2. Selección aleatoria: puede ser realizado por selección equiprobable o selección estocástica.

2.1.-Selección equiprobable: todos tienen la misma probabilidad de ser escogidos.

2.2.-Selección estocástica: la probabilidad de que un individuo sea escogido depende de una heurística. Se distinguen así distintos tipos de procedimientos estocásticos, como son:

Rueda de ruleta: se crea un pool genético formado por cromosomas de la generación actual, en una cantidad proporcional a su fitness. Si la proporción hace que un individuo domine la población, se le aplica alguna operación de escalado. Dentro de este pool, se cogen parejas aleatorias de cromosomas y se emparejan, sin importar incluso que sean del mismo progenitor (para eso están otros operadores, como la mutación). Hay otras variantes: por ejemplo, en la nueva generación se puede incluir el mejor representante de la generación actual. En este caso, se denomina método elitista.

Basado en el rango: en este esquema se mantiene un porcentaje de la población, generalmente la mayoría, para la siguiente generación. Se coloca toda la población por orden de fitness, y los 'M' menos dignos son eliminados y sustituidos por la descendencia de alguno de los 'M' mejores con algún otro individuo de la población. A este esquema se le pueden aplicar otros criterios; por ejemplo, se crea la descendencia de uno de los paladines/amazonas, y esta sustituye al más parecido entre los perdedores. Esto se denomina crowding, y fue introducido por DeJong.

Por torneo: escoge un subconjunto de individuos de acuerdo con una de las técnicas anteriores, y de entre ellos selecciona el más adecuado por otra técnica - habitualmente, determinista de tipo «el mejor» o «el peor»-. Esta técnica tiene la ventaja de que permite un cierto grado de elitismo, puesto que el mejor nunca va a morir, y los mejores tienen más probabilidad de reproducirse y de emigrar que los peores.

A.3.4. 3 La reproducción

El objetivo de la reproducción es crear nuevos individuos mediante el uso de los operadores genéticos. En este caso, se usan los operadores de cruce y mutación.

A.3.4. 4 El operador de cruce (crossover)

Se denomina crossover o entrecruzamiento a la forma de calcular el genoma del nuevo individuo en función del genoma del padre y de la madre. El operador de cruce tiene un alto grado de responsabilidad en las propiedades del algoritmo genético, determinando en gran medida la evolución de la población. El crossover es el principal operador genético, hasta el punto que se puede decir que no es un algoritmo genético si no tiene crossover, y, sin embargo, puede serlo perfectamente sin mutación, según descubrió Holland. El teorema de los esquemas confía en él para hallar la mejor solución a un problema, al combinar soluciones parciales.

Para aplicar el entrecruzamiento se escogen aleatoriamente dos miembros de la población. No tiene importancia si se emparejan dos descendientes de los mismos padres; ello garantiza la perpetuación de un individuo con buena puntuación. Sin embargo, si esto sucede demasiado a menudo, podría crear problemas, puesto que toda la población podría aparecer dominada por los descendientes de algún gen, que, además, puede tener caracteres no deseados. Esto se suele denominar en otros métodos de optimización atranque en un mínimo local, y es uno de los principales problemas con los que se enfrentan los que aplican algoritmos genéticos.

En cuanto al teorema de los esquemas, se basa en la noción de bloques de construcción. Una buena solución a un problema está constituida por unos buenos bloques, igual que una buena máquina está hecha por buenas piezas. El crossover es el encargado de mezclar bloques buenos que se encuentren en los diversos progenitores, y que serán los que den a los mismos una buena puntuación. La presión selectiva se encarga de que sólo los buenos bloques se perpetúen, y poco a poco se conforme una buena solución. El teorema de los esquemas viene a decir que la cantidad de buenos bloques aumenta con el tiempo de ejecución de un algoritmo genético, y es el resultado teórico más importante en algoritmos genéticos.

Existe una gran cantidad de técnicas de cruce, pero en este texto tan solo se va a tratar con las principales, que son:

- **Crossover n-puntos:** Los dos cromosomas se cortan por ' n ' puntos, de modo que el material genético situado entre ellos se intercambia. Lo más habitual es un cruce de un punto o de dos puntos. En la Figura A.12 se observa esquemáticamente como se produce un cruce en un punto.
- *Crossover uniforme:* Se genera un patrón aleatorio de 1s y 0s, intercambiándose los bits de los dos cromosomas que coincidan donde hay un 1 en el patrón. O bien se genera un número aleatorio para cada bit, y si supera una determinada probabilidad se intercambia ese bit entre los dos cromosomas.

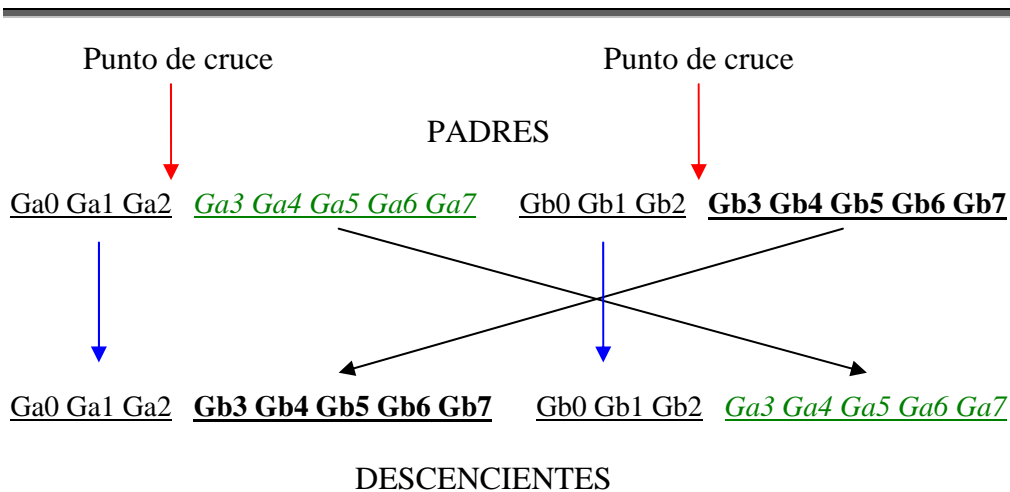


Figura A.12 El operador de cruce

A.3.4. 5 El operador mutación

Se define mutación como una variación de las informaciones contenidas en el código genético -habitualmente, un cambio de un gen a otro producido por algún factor exterior al algoritmo genético-. En la vida real, las mutaciones se dan en un porcentaje muy bajo, la misma baja frecuencia será aplicable a los algoritmos genéticos.

Una vez establecida la frecuencia de mutación, por ejemplo, uno por mil, se examina cada bit de cada cadena cuando se crea un individuo a partir de sus padres. Esta operación ocurre normalmente de manera simultánea con el crossover. Si un número generado aleatoriamente está por debajo de esa probabilidad, se cambiará el bit (es decir, de 0 a 1 o de 1 a 0). Si no, se dejará como está. Depende del número de individuos que haya y del número de bits por individuo, puede resultar que las mutaciones sean extremadamente raras en una sola generación. En la Figura A.13 se observa todo esto de manera más clara.

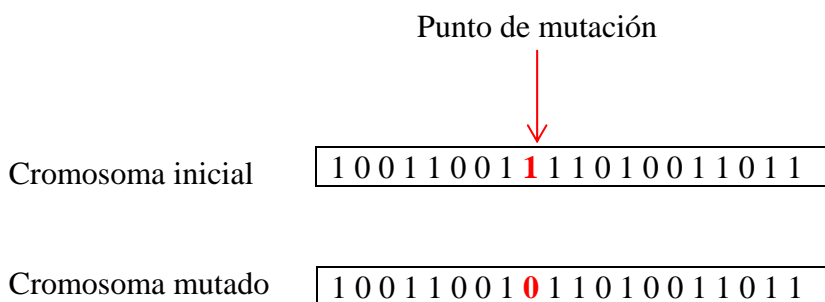


Figura A.13 Operador de mutación en un punto, con alfabeto binario

Algunas de las ventajas que aporta la mutación al algoritmo son:

- Desbloqueo del algoritmo. Si el algoritmo se bloquea en un mínimo parcial, una mutación puede sacarlo al incorporar nuevos fenotipos de otras zonas del espacio.
- Acabar con poblaciones degeneradas. Puede ocurrir que, bien por haber un cuasi- mínimo, bien porque en pasos iniciales apareció un individuo demasiado

bueno que acabó con la diversidad genética, la población tenga los mismos fenotipos. La mutación permite introducir nuevos genomas.

- Incrementar el número de saltos evolutivos. Los saltos evolutivos -aparición de un fenotipo especialmente valioso, o, dicho de otra forma, salida de un mínimo local- son muy poco probables en un genético puro para un problema genérico. La mutación permite explorar nuevos subespacios de soluciones, por lo que, si el subespacio es bueno en términos de adaptación, se producirá un salto evolutivo después de la mutación que se expandirá de forma exponencial por la población.
- Enriquecer la diversidad genética. Es un caso más suave que el de una población degenerada -por ejemplo, que la población tenga una diversidad genética pobre-, la mutación es un mecanismo de prevención de las poblaciones degeneradas.

Es necesario evitar tasas de mutación excesivamente altas, puesto que se podría caer en la deriva genética. Una estrategia muy empleada es una tasa de mutación alta al inicio del algoritmo, para aumentar la diversidad genética, y una tasa de mutación baja al final del algoritmo, para conseguir que converja.

La mutación es un parámetro del que no conviene abusar, puesto que si bien es un mecanismo generador de diversidad, también es cierto que reduce el algoritmo genético a una búsqueda aleatoria. Siempre es más conveniente usar otros mecanismos de generación de diversidad, como aumentar el tamaño de la población, o garantizar la aleatoriedad de la población inicial.

A.3.4.6 Evaluación

Después de la reproducción, el siguiente paso en la evolución es la evaluación. Ésta consiste en la asignación de la “puntuación” que procede de la función objetivo evaluada con cada individuo.

En este caso, se realiza el cálculo de la función objetivo para el cromosoma del individuo correspondiente. Esta es la valoración de la bondad de cada individuo que se almacena en la variable “puntuación” definida.

A.3.4.7 Penalización

Una vez que la función objetivo ha sido evaluada para cada descendiente, el algoritmo verifica que se cumplan las restricciones que se habían impuesto, y penaliza a los individuos que no cumplen las restricciones.

La función de penalización asigna al individuo que no cumple las restricciones el peor de los resultados de la “puntuación” de todos sus hermanos, de manera que la probabilidad de que se reproduzca en base a su bondad se ve disminuida.

Se suelen definir unas funciones para penalizar la “puntuación” de los individuos peores de manera que estos no sean escogidos para siguientes iteraciones. Estas funciones introducen penalizaciones referidas al peor individuo de la generación actual. Esta



función se suma a la “puntuación” de los individuos peores de manera que se altera el valor inicial y hace, a los individuos poco adecuados, peores todavía.

Varios autores sugieren que esta penalización no debe ser constante sino que en las primeras generaciones se debe ser mucho más permisivo que en las últimas con objeto de recorrer todo el espacio de posibles individuos. Así, el algoritmo integra unas funciones que determinan la penalización en cada generación con objeto de buscar individuos en todo el espacio, pero dirigiéndose siempre hacia los mejores.

Incluso puede darse el caso de tener individuos que proporcionen un sentido físico pero su conjugación no proporcione un elemento matemáticamente compatible con el proceso de búsqueda (por ejemplo elementos que proporcionan ceros en la solución de la función objetivo, indeterminaciones o infinitos matemáticos que no tienen sentido). En estos casos, deberán definirse funciones de penalización adicionales que eviten la consideración de estos individuos para próximas reproducciones que consigan eliminarlos del espacio de búsqueda.

A.3.4. 8 Escalado

Una vez que ha sido asignada su “puntuación” a cada uno de los individuos, se tiene una población de tamaño “popsize”+ “nrepl” y se procede al escalado de los individuos.

Este proceso persigue evitar dos problemas: El primero de ellos es lo que ocurre si aparece en una población un individuo excepcionalmente bueno en generaciones muy tempranas, llamados “superdotados” entre otros mediocres. Esto puede hacer que sean solo ellos los que se reproduzcan, por lo que se obliga a una convergencia prematura y evita que puedan encontrarse buenos individuos de otras familias.

El otro problema que puede darse es que todos los individuos sean igual de mediocres, de manera que, diametralmente opuesto al caso anterior, las generaciones no mejoran sensiblemente puesto que todos los progenitores son iguales. En este caso será interesante ampliar las diferencias entre las “puntuaciones” de los individuos con objeto de que la selección sea mejor.

El escalado amortigua las diferencias de “puntuaciones” de los individuos en las primeras generaciones y los acentúa en las últimas. Se definen unas funciones de escala, que pueden ser de varias maneras, pero en este caso se implementa una función lineal, adecuada a cada generación. Estas funciones pueden a su vez, ser seleccionadas por el modelador.

A.3.4. 9 Terminación

El algoritmo contiene las estadísticas, las estrategias de generación de hijos, las funciones objetivo de la población, las funciones de referencia con las que se debe comparar, y los factores de selección de los individuos hijo. Un algoritmo típico estaría en funcionamiento hasta el infinito, por ello hay que definir dentro del mismo los criterios de terminación.

El ciclo de la evolución se repetirá hasta un número indeterminado de generaciones mientras los criterios de terminación no se vean satisfechos. Dichos

critérios deben determinar las condiciones que se deben satisfacer para que se considere que se ha encontrado la mejor solución, o que se ha llegado al máximo número de generaciones que el modelador y los recursos disponibles están dispuestos a destinar.

La bibliografía presenta diferentes criterios para determinar el final de la evolución. El más simple e igualmente el más utilizado es el criterio de limitar el número de generaciones totales (G), donde se asume que terminado este estudio, el algoritmo habrá encontrado un buen individuo.

Existen otros criterios más complejos basados en el estudio de las características de la población. Así, se distingue entre dos tipos de convergencia:

- Terminar cuando se haya producido una convergencia aceptable en los resultados de la “puntuación” proporcionada por todos los individuos de cada generación, para lo cual hay que definir el error permitido.
- Terminar cuando se cumple el criterio de convergencia y además un criterio de diversidad de la población: casi todos los individuos tienen el mismo genoma (Martorell et al., 2000).

A.3.5 Programas con algoritmos genéticos

A través de la red se pueden encontrar multitud de programas basados en algoritmos genéticos, tanto gratuitos como de pago, que permiten apreciar la potencia de este método de optimización. Algunos de estos programas permiten manipularlos, de modo que se puedan adaptar a la aplicación particular de cada uno. A título informativo, en las siguientes líneas se comentarán algunos de estos programas, que en determinadas ocasiones pueden ser útiles.

A.3.5.1 *Gwin 2*

Se le conoce más como WinGA. Es un programa que permite ejecutar algoritmos genéticos simples, así como cambiar sus parámetros. Además, tiene la ventaja de admitir ampliaciones mediante la programación de nuevas funciones en lenguaje Pascal. Fue realizado por I.R. Munro, de la Universidad de Hertfordshire. Está disponible en la página web Zooland, y en el sitio ftp del autor.

A.3.5.2 *Algoritmos genéticos programados en Java*

Dicho algoritmo se encuentra en el sitio denominado Evolvica, al cual se accede desde la página de aplicaciones evolutivas en Java. Este algoritmo está programado para evolucionar formas bajo control del usuario. El usuario elige primero la forma hacia la que tenderá la evolución, y luego, en cada generación elige las formas que mutarán para dar finalmente, con un poco de suerte, la que se ha elegido inicialmente. Se pueden modificar los parámetros, como por ejemplo, la tasa de mutación y la relación de mutación, y ver como varían las formas generadas.

Otro ejemplo de algoritmo genético programado en Java es el realizado por Ramsey, de la Universidad de Arizona, es este un algoritmo genético simple que trata de hallar el máximo global de una función con muchos máximos y una sola variable. El valor de esa variable para los diferentes elementos de la población aparece como líneas verticales de color. Se puede variar, por ejemplo, la tasa de mutación; en problemas tan pequeños el crossover no tiene tanta importancia.

A.3.5.3 *OptiGA*

OptiGA es un programa basado en Visual Basic para la implementación de algoritmos genéticos. Independientemente de la naturaleza del problema, el programa permitirá adaptar el algoritmo a éste. Además, el programa permite variar entre distintas formas los parámetros estándar, como son el método de selección, el entrecruzamiento o la mutación.



Referencias



-
- Abraham, D.M., Wirahadikusumah, R., (1999). Development of prediction models for sewer deterioration', Proceedings of the 8th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Vancouver, National Research Council. pp1257-1267.
- Andreou, S.A.(1986). Predictive models for pipe failures and their implications on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems. Phd Thesis, Department of civil engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge MA, USA. 191p.
- Andreou, S., Marks, D.H. and Clark, R.M. (1987b). A New Methodology for modelling Break failure Patterns in Deteriorating Water Distribution Systems: Applications. *Journal of Advanced Water Resources*, 10, March, pp. 11-20.
- Arrow K.J., Fischer, A.C.(1974). Environmental preservation, uncertainty and irreversibility, *Quarterly Journal of Economics*, Vol. n°98. pp 85-106.
- Bancel, F., Richard, A. (1995). Les choix d'investissement, Méthodes traditionnelles, flexibilité et analyse stratégique. Ed Economica. Paris.
- Basseur, M. (2005) *Conception d'algorithmes coopératifs pour l'optimisation multi-objectif : Application aux problèmes d'ordonnancement de type Flow-Shop*. Thèse de Doctorat. Université des Sciences et Technologies de Lille, UFR D'I.E.E.A. Lille, France.
- Berro, A. (2001) *Optimisation multiobjectif et stratégies d'évolution en environnement dynamique*. Thèse de Doctorat. Université Toulouse I, Toulouse, France.
- Bertin, S. (1994). Indices de fiabilité d'un système de distribution d'eau potable. Strasbourg, Ecole Nationale du Génie en Eau et de l'Environnement de Strasbourg.
- Brothers, K. J. (2001). "Water leakage and sustainable supply-truth or consequences?" *J. Am. Water Works Assoc.*, 93(4), 150–152.
- Burn, L.S.; Tucker, S.N.; Rahilly, M.; Davis, P.; Jarrett, R. and Po, M. (2003). Asset planning for water reticulation Systems - the PARMS model. *Water Science & Technology: Water Supply*, Vol. 3. pp 55-62.
- Burn, S.; Ambrose, M.; Moglia, M.; Tjandraatmadja, G. and Buckland, P. (2004) Management strategies for urban water infrastructure. *IWA World Water Congress & Exhibition*, Marrakech.
- Camarinopoulos, L., Pampoukis, G. and Preston, N. (1996b). Reliability of a Water Supply Network. In: *Proceedings of ESREL'96*, Probabilistic Safety Assessment and Management.
- Clarke, L. V., Bainbridge, H., Beck, S. B. M., and Yates, J. R. (1997). Measurement of fluid flow rates through cracks. *Int. J. Pressur Vessels Piping*, 71, 71–75.



-
- Chowdhury, M. A. I., Ahmed, M. F., and Gaffar, M. A. (1999). Water system leak detection in secondary towns of Bangladesh. *Water Supply*, 17(3,4), 343–349.
- Cole, E. S. (1912). The cost of leaks: Does it pay to stop them? *Proc., 32nd Annual Convention of the American Water Works Association*, Louisville, Ky., American Water Works Association, Denver.
- Colombo, A. F., and Karney, B.W. (2001). The energetics of leaky pipes in distribution systems. *Proc., CCWI 2001 6th Int. Conf. on Computing and Control in the Water Industry*, Research Studies Press, Hertfordshire, U.K.
- Colombo, A. and Karney, B. (2002) Energy and Costs of Leaky Pipes: Toward Comprehensive Picture (ASCE). Vol. 128, n°. 6. pp. 441-450.
- Dafflon, B.(1998). La gestion des finances publiques locales. Ed Economica. ISBN :2-7178-3513.Paris. 284p.
- D'Agata, S. (2003).The go with what you know approach to forecasting future asset replacement expenditure. *Water supply* 3, 51–54.
- Dandy, G.C. and Engelhardt, M.(2001) Optimal Scheduling of Water Pipe Replacement Using Genetic Algorithms. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Vol. 127, n°4. pp 214-223.
- Davis P and Burn LS (2001). CSIRO BCE Doc. 01/299. Classifying failures in water pipelines, CSIRO BCE, Melbourne, Australia.
- Davis, P.; Moglia, M.; Gould, S. and Burn, L.S. (2004) Physical based probabilistic models to estimate failure rates in PVC pipe networks. *6th Annual Symposium of Water Distribution Systems Analysis*, Environmental & Water Resources Institute of American Society of Civil Engineers (EWRI/ASCE), Salt Lake City, USA.
- Deb, A.K.; Hasit, Y.J.; Grablutz, F.M. and Herz, R.K. (1998) *Quantifying Future Rehabilitation and Replacement Needs of Water Mains*. Denver, Colorado: AWWARF and AWWA.
- Deb, A.K., K.A. Momberger, Y.J. Hasit, and F.M. Grablutz. (2000). *Guidance for Management of Distribution System Operation and Maintenance*. Denver, Colo.: AWWARF and AWWA, forthcoming.
- Dempster, A. (1968). A generalization of Bayesian inference. *Journal of Royal Statistical Society, Series B*, 30, 205–247.
- Devi-Prasad, T. and Park, N-S.(2004) Multiobjective Genetic Algorithm for Design of Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Vol. 130, n°1. pp 73-82.
- Dridi, L.; Mialhot, A.; Parizeau, M. and Villeneuve J. P. (2005) A strategy for optimal replacement of water pipes integrating structural and hydraulic indicators based on a statistical water pipe break model. *Proceedings of the 8th International*

conference on Computing and control for the Water Industry, U. of Exeter, UK, September, 65-70.

Dubois, F., & Parade, H. (1988). *Possibility Theory: An Approach to Computerized Processing of Uncertainty*. New York: Plenum Press.

Eisenbeis, P. (1994). Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg.

Eisenbeis, P. (1997). Estimating the aging of a water mains network with the aid of a record of past failures. In: *Proceedings of the 10th EJSW at Tautra. "Deterioration of Built Environment: Buildings, Roads and Water Systems"*, Norwegian University of Science and Technology, IVB-report B2-1997-2, ISBN 82-7598-040-2, pp.125-133.

Eisenbeis, P., Røstum, J. and Le Gat, Y. (1999). Statistical Models for Assessing the Technical State of Water Networks - Some European Experiences. In: *Proceedings of annual conference of AWWA*, Chicago, Illinois, 20 – 24 June 1999.

Eisenbeis, P.; Le Gat, Y.; Laffréchine, K.; Le Gauffre, P.; König, A.; Rostum, J.; Tuhovcak, L. and Valkovic, P. (2002) *CARE-W: WP2 – description And validation of technical tools D3 – report on models description*. Care-w, EU project Under the 5th framework programme, contract n°EVK1-CT-2000-00053.

Environmental Protection Agency, US-EPA (2002) *Decision-Support tools for Predicting the Performance of Water Distribution and Wastewater Collection Systems*, EPA/600/R- 02/029. www.epa.gov/ORD/NRMRL/pubs.pp7-46.

Environmental Protection Agency, US-EPA (2003) *Asset Management: A Handbook for Small Water Systems One of the Simple Tools for Effective Performance (STEP) Guide Series*.EPA /816/R-03/016.

Fonseca,C.M and Fleming,P.J.(1993). Genetic algorithms for multiobjective optimisation: Formulation, discussion and generalization. In *Genetic Algorithms: Proceedings of the 5th International Conference*,pp416-423. Morgan Kaufmann. Frondistou-Yannas S and Saegrov S (2000). UtilNets: a water mains rehabilitation decision support

Fullwood, R. R.,&Hall, R. E. (1988). *Probabilistic Risk Assessment in the Nuclear Power Industry*, 1st ed. New York: Pergamon Press.

Germanopoulos, G. (1985). A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models. *Civ. Eng. Syst.*, 2, 171–179.

Grablutz, F. and S. Hanneken (2000) *Economic Modelling for Prioritizing Pipe Replacement Programs*. *AWWA Infrastructure Conference and Exhibition*. Baltimore, MD, 14 March 2000.



-
- Goldberg, D.E. (1989) *Genetic algorithms in search optimization and machine learning*, Ed. Addison Wesley, Reading, MA.
- Goulter, I.C., and A. Kazemi. 1988. Analysis of Water Distribution Pipe Failure Types in Winnipeg, Canada. *Jour. Transportation Engineering*. 15:91-97.
- Halhal, D.; Walters, G.A.; Ouazar, D. and Savic, D.A. (1997) Water Network Rehabilitation with Structured Messy Genetic Algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 123, n°3, pp 137-146.
- Hadzilacos T, Kalles D, Preston N, Melbourne P, Camarinopoulos L, Eimermacher M, Kallidromitis V, Frondistou-Yannas S and Saegrov S (2000). UtilNets: a water mains rehabilitation decision-support system. *Computers, Environment and Urban systems* n° 24, pp215-232.
- Hansen, G.K. and Vatn, J. (2000). Combining hydrostatic and reliability models for water distribution networks. To appear in: *Proceedings of Foresight and Precaution Conference*, 15th - 17th May 2000, Edinburgh, Scotland, UK.
- Herz R.K. (1996). Ageing processes and rehabilitation needs of drinking water distribution works Exploring rehabilitation needs and strategies for water distribution networks. *Journal of Water SRT - Aqua*, Vol. 47, pp 275-283.
- Herz, R.K. and Lipkow, A. (2002) Life Cycle Assessment of Water Mains and Sewers, *Water Science and Technology: Water Supply*, vol. 2, núm. 4, pp. 51-72, 11.
- Hirner, W. (1997) Maintenance and rehabilitation policies for urban water systems. *Water Management International*
- Holland, J. H. (1975) *Adaptation of Natural and Artificial System*. Univ. of Mich. Press, Ann Arbor, USA.
- Horn, J., Nafpliotis, N. and Goldberg, D.D (1994). A niched Pareto Genetic Algorithm for Multi-objective Optimization. In *Proceedings of the first IEEE conference on Evolutionary Computation*, IEEE World Congress on Computational Intelligence, pp82-87, Toronto, Canada.
- Hoskins, R.P., Brint., A.T. ,Strbac., G.(1998). A structured approach to asset management within the electricity industry, *Utilities Policy*, n° 7. pp 221-232.
- Hunaidi, O., Chu, W., Wang, A., and Guan, W. (2000). Leak detection for plastic water distribution pipes. *J. Am. Water Works Assoc.*, 92 (2), 82-94.
- Iglesias, R. P. Izquierdo, S. J. López, P. G. and Martínez, S. F. (1999). *Geographical Information Systems (GIS) applied to Water Distribution Systems (WSS)*. En *Drought Management Planning in Water Supply Systems*. Kluwer Academic Publishers. Holanda, pp. 22-51.
- Ivaltemir, B. Reis, L. Walters, G. and Dragan Savic (2004) Operational Optimization of WDS Based on Multiobjective Genetic Algorithms and Operational Extraction

Rules Using Data Mining , Journal of Water Resources Planning and Management (ASCE). Vol. 446, n°. 3. pp. 1-8.

Kelly D. and O'Day, D. (1982). Organizing and analyzing leak and break data for making replacement decisions. *Journal AWWA*, November, 74(11), pp. 589-594.

Kim, J.H., Mays, L.W.(1994) . Optimal Rehabilitation Model for Water-Distribution Systems.

Kleiner, Y and Adams, R. (1998a) Long-term planning methodology for water distribution system rehabilitation. *Water Resources Research*, Vol. 34, No. 8. 1998a.

Kleiner, Y. and Adams, R. (1998b) Selection and scheduling of rehabilitation alternatives for water distribution systems. *Water Resources Research*, Vol. 34 No. 8.

Kleiner, Y., and Rajani, B. B. (1999). “Using limited data to assess future need.” *J. AWWA*, 91 (7), 47–62.

Kleiner, Y. and Adams, R. (2001) Water Network Renewal Planning. *Journal of Computing in Civil Engineering*. Vol. 15, No. 1.

Klir, J.G. (1995). Principles of uncertainty:What are they?Why do we need them? *Fuzzy Sets and Systems*, 74, 15–31.

Klir, J. G. (1999). On fuzzy set interpretation of possibility theory. *Fuzzy Sets and Systems*, 108, 263–273.

Klir, G. J., & Yuan, B. (1995). *Fuzzy Sets and Fuzzy Logic— Theory and Applications*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, Inc.

Knowles, J and Corne, D. (1999). The Pareto archived evolution strategy: A new baseline algorithm for multiobjective optimisation. In Proceedings of the Congress on Evolutionary computation, pp98-105, IEEE Service Center.

Kosko, B. (1986). Fuzzy cognitive maps. *International Journal of Man-Machine Studies*, 24, 65–75.

Lai, C. C. (1991). Unaccounted for water and the economics of leak detection. *Water Supply*, 9 (3,4), IR1-1–IR1-8.

Lansey, K.E. and Basnet, E. (1991) Parameter Estimation for Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 117, N. 1.

Le Gauffre, P., Baur, R., Laffrèchine, K., Schiatti, M., Volta, M., Cintoli, S. (2003). Survey of multicriteria techniques and selection of relevant procedures. D7 report. CARE-W (Computer Aided Rehabilitation of Water networks), EU project under the 5th Framework Program, contract n°EVK1-CT-2000-00053, 31 p.

-
- Lee, H.-M. (1996). Applying fuzzy set theory to evaluate the rate of aggregative risk in software development. *Fuzzy Sets and Systems*, 79, 323–336.
- Lounis, Z. and Vanier, D.J, (1998). Optimization of bridge maintenance management using markovian models. Proceedings of the International Conference on Short and Medium Span Bridges, Proceedings CALGARY, Canada.
- MacGillivray, B.H., Hamilton, P.D., Strutt, J.E., & Pollard, S.J.T. (2006). Risk analysis strategies in the water utility sector: An inventory of applications for better and more credible decision making. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 36(2), 85–139.
- Mailhot, A.; Poulin, A.; and Villeneuve, J. (2003), Optimal Replacement of Water Pipes, *Water Resources Research*, vol. 39, núm. 5, may., pp. 1-13, 37
- Makar, J.M.; Kleiner, Y. (2000) Maintaining Water Pipeline Integrity, AWWA Infrastructure Conference and Exhibition, Baltimore, Maryland, pp.78-93.
- Malandain, J., Le Gauffre, P. and Miramond, M. (1998). Organising a Decision Support System for Infrastructure Maintenance: Application to Water Supply Systems. In: *Proceedings of 1st International Conference on new Information technologies for decision Making in Civil Engineering*, Oct 11-1998, Montreal, pp. 1013-1025.
- Meneghin, M. (1999). Fabbisogno, consumi, portate e perdite nella pratica di esercizio delle reti di distribuzione d'acqua potabile a sollevamento meccanico. *L'Acqua*, N°4, Abril 1999, pp. 55-65.
- Mogolia, M.; Burn, S. and Meddings, S. (2006) Decision support system for water pipeline renewal Prioritisation. *CSIRO BCE*, Melbourne, Australia. ITcon Vol. 11, pp. 237-256.
- Morris, R.E. (1967). Principal Causes and Remedies of Water Main Breaks. *Journal AWWA*, pp. 782-798.
- Mousseau, V, F., Naux, J-Ph (2001). "Using assignment examples to infer weights for ELECTRETRI method: Some experimental results." *European Journal of Operational Research* N° 130: pp.263-275.
- Nafi A. (2006) *La programmation pluriannuelle du renouvellement des reseaux d'eau potable*. Thèse de Doctorat. Université Louis Pasteur, Strasbourg I, France
- Ormsbee, L, Kessler, A (1990). Optimal Upgrading of Hydraulic-Network Reliability. *Journal of Water Resources Planning and Management (ASCE)*. Vol. 116, n°. 6. pp. 784-802.
- Parra, J. (2006) Renovación de redes de abastecimiento de agua mediante sistemas soporte a la toma de decisión multicriterio. Diploma de estudios avanzados. Universidad Politecnica de Valencia.

-
- Parsons, D. P. (1997) management benefits of mains rehabilitation through structures surveys. Workshop on performance indicators and distribution systems. LNEC Lisboa 5-7.
- Pearl, J. (1988). *Probabilistic Reasoning in Expert Systems*. San Mateo, CA: Morgan Kaufmann.
- Price, M., and Reed, D. W. (1989). The influence of mains leakage and urban drainage on groundwater levels beneath conurbations in the UK. *Proc., Inst. Civ. Eng.*, Part 1, 86, 31–39.
- Quimpo, R.G. and Shamsi, U.M. (1991). Reliability-Based Distribution-System Maintenance. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE*, 117, No. 3, May-June, pp. 321-339.
- Quimpo, R.G. (1996). Measures of Water Distribution System Reliability. In: *Proceedings of Risk Based Decision Making in Water Resources*, October 8-13, 1995, Santa Barbara, California.
- Rajani, B., Kleiner, Y. (2001). Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models. *Urban water* n° 3. pp177-190.
- Rajani, B., Kleiner, Y. (2001). Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models. *Urban water* Vol n°3, pp177-190.
- Ricci, P. F., Sagen, L. A., & Whipple, C. G. (1981). *Technological Risk Assessment Series E: Applied Series No. 81*, NATO Asi Series, Erice (Italy).
- Ross, T. (2004). *Fuzzy Logic with Engineering Applications*, 2nd ed. New York: Wiley.
- Rostum, J., Dören, L. and Schilling, W. (1997). *Proceedings of the 10th EJSW at Tautra. "Deterioration of Built Environment: Buildings, Roads and Water Systems"*, Norwegian University of Science and Technology, IVB-report B2-1997-2, ISBN 82-7598-040-2.
- Rostum, J. (2000). Statistical modelling of pipe failures in water networks. PhD thesis, 2000:12, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway. ISBN 82-7984-033-8.
- Rossman, L.A. (2000) *Epanet2 User Manual*. Water Supply and Water Resource Division of the U.S. Environmental Protection Agency, EPA. USA.
- Romero, C. (1993). *Teoría de la Decisión Multicriterio: Conceptos, Técnicas y Aplicaciones*. Alianza Universidad-Textos, Madrid.
- Romero, C. (1996). *Análisis de las Decisiones Multicriterio*, Serie de Monografías de Ingeniería de Sistemas, ISDEFE, 1996, Madrid.



-
- Sadiq, R., Kleiner, Y., & Rajani, B.B. (2004). Aggregative risk analysis for water quality failure in distribution networks. *AQUA – Journal of Water Supply: Research & Technology*, 53(4), 241–261.
- Savic, D. and Walters, G. (1997) Genetic algorithms for least cost design of water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*. Vol.123, n°2. pp 67-77.
- States, S.; Scheuring, M.; Kuchta, J.; Newberry, J.; and Casson, L.; (2003), Utility-Based Analytical Methods to Ensure Public Water Supply Security, *Journal of American Water Works Association*, vol. 95, núm. 4, abr., pp. 103- 115, 17.
- Schneider, C.R., Haimes, Y.Y.; Li, D. and Lambert, J.H. (1996) Capacity Reliability of Water Distribution Networks and Optimum Rehabilitation Decision Making, *Water Resources Research*, Vol. 32, No. 7, pp. 2271-2278,
- Shamir U., and Howard, C.C.D. (1979) An Analytic Approach to Scheduling Pipe Replacement, *Journal of AWWA*, Vol. 71, No 5, May, pp. 248-258.
- Sharp, W. and Walski, W. Predicting Internal roughness in water mains. *Journal of American Water Works Association*, Vol. 80, No. 11. 1988.
- Skipworth, P.; Engelhardt, M.; Cashman, A.; Savic, D.; Saul, A. and Walters, G. (2002). *Whole life costing water distribution network management*. Thomas Telford Publishing Edition. ISBN 072773032 0. London 203 p.
- Sundahl, A.C. (1997). Geographical analysis of water main breaks in the city of Malmo, Sweden. *Journal of Water Supply Research and Technology-Aqua*, 46(1), pp. 40-47.
- Suokas, J., & Rouhiainen, V. (1993). *Quality Management of Safety and Risk Analysis*. Amsterdam: Elsevier Science Publishers.
- Todini, E. (2000). Looped water distribution network design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water* n°2. pp115-122.
- Torterotot J.P., Rebelo, M., Wery, C., Craveiro, J., Guerra, R. (2003). Rehabilitation of water networks: decision-making processes and socio-economic issues. CARE-W Project (Computer Aided Rehabilitation of Water Networks) - Projet du 5ème Programme Communautaire de Recherche et Développement - contrat n°EVK1-CT-2000-00053 - 77p.
- Vairavamoorthy, K., and Lumbers, J. (1998). Leakage reduction in water distribution systems: Optimal valve control. *J. Hydrologic Eng.*, 124 (11), 1,146–1,154.
- Vatn, J. (1993). *OREDA Data Analysis Guidelines*. report STF75 F93024, SINTEF Sikkerhet og palitelighet, Trondheim.
- Vincoli, J.W. (1994). *Basic Guide to Accident Investigation and Loss Control*. New York: Van Nostrand Reinhold

-
- Vitkovský, J. P., Simpson, A. R., and Lambert, M. F. (2000). Leak detection and calibration using transients and genetic algorithms. *J. Water Resour. Plan. Manage.*, 126 (4), 262–265.
- Wagner, J.M., Shamir, U. and Marks, D.H. (1988a). Water Distribution Reliability: Analytical Methods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, May, 114, pp. 253-275.
- Wagner, J.M., Shamir, U. and Marks, D.H. (1988b). Water Distribution Reliability: Simulation Method. *Journal of Water Resources Planning and Management*, May, 114, pp. 276-294.
- Walski, T.M., Pellicia, A. (1982). Economic analysis of water main breaks, *Journal AWWA*, Vol n° 74,n°3. pp.140-147.
- Walski, T. M. et al. (1987). Battle of networks models: Epilogue. *J. Water Resour. Plan. Manage.*, 113(2), 191–203.
- Walski, T. M. (1993). Tips for saving energy in pumping operations. *J. Am. Water Works Assoc.*, 85(7), 49–53.
- Walski, T. M., and Gessler, J. (1999). Discussion of Improved design of Anytown Distribution network using structured messy genetic algorithms, by G. A. Walters, D. Halhal, D. A. Savic, and D. Ouzar. *Urban Water*, Vol 1 n°2, pp 265–268.
- Wengstrom, T.R. (1993a). *Comparative analysis of pipe break rates: a literature review*. Institutionen for vattenforsorjnings- och avloppsteknik, Chalmers tekniska hogskola.
- Wu, S.J., Yoon, J.H. and Quimpo, R.G. (1993). Capacity-Weighted Water Distribution-System Reliability. *Reliability Engineering & System Safety*, 42, pp.39-46.
- Xu, C. And Goulter, I.C. (1999) Reliability-Based Optimal Design of Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Volume 125, n° 6. pp. 352-362.
- Zadeh, L. A. (1965). Fuzzy sets. *Information and Control*, 8, 338– 353.
- Zitzler, E, Deb, K.E. and Thiele, L.(2000) Comparison of multiobjective evolutionary algorithms: Empirical results. *Evolutionary Computation Journal*, 8(2), 125-148.



