

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL**



**TESIS**

**“MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE  
DECISIONES DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS  
DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO SANITARIO**

**PRESENTADO POR:**

**OMAR EDUARDO OLIVOS LARA**

**TOMO I**

**LIMA, PERÚ**

**2014**

Este trabajo va dedicado a mi madre, por su amor y apoyo incondicional en cada uno de los pasos que he realizado durante todas las etapas de mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS**

Son varias las personas que me gustaría agradecer que me han ayudado para la elaboración de la presente tesis. En primer lugar, agradecer el asesoramiento prestado a mi asesor de tesis, Jorge Olivarez, quien me apoyó y orientó en la en este trabajo de investigación y ha realizado varias aportaciones a la misma. Es de reconocer que ha seguido con enorme interés el desarrollo de la tesis.

Así también, quiero agradecer a todos mis amigos y compañeros de trabajo que prestaron su ayuda y aportaron puntos de vista a lo largo del desarrollo de la tesis.

También quisiera reconocer el apoyo de los amigos y colegas que respondieron cada una de las consultas realizadas.

Por último quiero acordarme de todos los amigos que estuvieron dándome apoyo y ánimos para la culminación de la tesis y agradecer a mi madre por su apoyo incondicional.

## RESUMEN

En la zona norte de Lima, existe una limitada calidad de servicio de agua potable, debido a restricciones en el control operacional al no contar con una sectorización implantada en el ámbito de la Gerencia de Servicios Norte de la EPS SEDAPAL, por las restricciones en cobertura y por el importante nivel de pérdidas, debido a un sistema de distribución secundaria de agua potable desde el punto de vista hidráulico deteriorado por la antigüedad y nivel mínimo de mantenimiento, por ende deficiente, lo que incide en la discontinuidad del servicio; asimismo, el deterioro de calidad de servicio, por limitaciones en gestión de mantenimiento, siendo el mismo solo para realizar trabajos en mayor proporción del tipo correctivo, debido a las alta incidencias de roturas y fugas en las redes secundarias y conexiones domiciliarias de agua potable

Por tal motivo si bien la zona cuenta con servicio de agua potable y alcantarillado, sin embargo el mismo no es continuo debido en gran medida a las pérdidas técnicas y comerciales que presenta el sistema, que son del orden de 40 y 10%, respectivamente, tanto en las redes de distribución como en las conexiones domiciliarias de agua potable.

El estudio pretende evaluar mediante un análisis técnico económico social y ambiental la viabilidad de renovación y/o rehabilitación de los sistemas de redes secundarios de agua potable frente a la política de mantener el sistema de redes secundarias existentes de agua potable y su gestión actual de operación y mantenimiento.

La presente tesis de investigación empieza con una revisión de los principales tipos de materiales utilizados a lo largo de la historia en el Perú y el resto del mundo, en las redes de distribución de agua potable y muestra las principales ventajas y desventajas, así como los criterios y razones que se deben adoptar la decisión de renovación y/o rehabilitación de las tuberías en los sistemas de distribución de agua.

Asimismo, también presenta los factores de influencia y modelos de ayuda a la decisión para la elección del momento y orden de renovación de tuberías.

Se analiza el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua en la zona norte de Lima y se presenta una estimación de auditoría hídrica necesaria para estimar los costos asociados a las pérdidas de agua. Así también se realiza una revisión de los indicadores de gestión utilizados por la empresa que administra el servicio de agua en Lima.

A continuación, se estudia la influencia de cada uno de los costos en la determinación del periodo óptimo de renovación. Para ello, se propone un modelo técnico económico de soporte para la toma de decisión de renovación, en el cual se incluye además de los costos tradicionales de renovación ( $C_1$ ), costos de reparación y mantenimiento ( $C_2$ ), los costos variables asociados a las pérdidas de agua y de energía, los costos sociales originados por la ejecución de las obras y los posibles ahorros que se podrían obtener si la obra se realiza entre varias empresas.

Si bien, el modelo técnico económico analiza el momento óptimo de sustitución de las tuberías, en una red de abastecimiento no solo es importante definir en qué momento se debería realizar la sustitución con el criterio de optimizar todos los costos asociados a dicha renovación, sino también es preciso determinar la priorización de la renovación de las redes de agua en el área de estudio, razón por la cual en el presente estudio se analizan 3 factores que inciden en la priorización de la sustitución de tuberías en la red de distribución de agua: i) factor por objetivo de reducción del agua no facturada, ii) factor técnico, y, iii) factor de orden económico; cada uno de ellos son los limitantes para definir el porcentaje de redes a sustituir en un sistema de distribución con problemas de antigüedad, deteriorado, con altas incidencias operativas de fugas y roturas de red, con niveles de mantenimiento y renovación mínimo que inciden en la continuidad y calidad del servicio.

Finalmente, se analiza cuáles son los parámetros que más afectan el periodo óptimo de renovación y los márgenes de sensibilidad por incremento del costo total de renovación respecto al tiempo de adelanto o retraso de la sustitución de las tuberías en el sistema de distribución de agua.

Como parte de sustento de la presente tesis se incorporan los Anexos (A) Indicadores operacionales de la gestión del agua, (B) Información de incidencias operativas fugas, (C) Análisis del Agua No Facturada, Estudio de tuberías en Lima Norte, (E) Estudio de tránsito, (F) Metodología para la determinación de los costos sociales, (G) Técnicas de rehabilitación sin zanja, (H) Costos de renovación de redes de agua, (I) Planos y Esquemas.

## INDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	II
AGRADECIMIENTOS .....	III
RESUMEN .....	IV
INDICE GENERAL .....	VII
INDICE DE FIGURAS .....	XIV
INDICE DE TABLAS .....	XXI

### PRIMERA PARTE: INTRODUCCIÓN

#### CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes .....	02
1.2	Planteamiento del problema .....	07
1.3	Justificación .....	08
1.4	Hipótesis .....	10
1.5	Objetivos .....	10
	1.5.1 Objetivo General .....	10
	1.5.2 Objetivos específicos .....	11
1.6	Variables y definición de términos .....	11
	1.6.1 Variable Independiente .....	11
	1.6.2 Variable dependiente .....	11
	1.6.3 Variable interviniente .....	12
	1.6.4 Definición de términos .....	12
1.7	Limitaciones .....	17
	1.7.1 Limitación temporal .....	17
	1.7.2 Limitación espacial .....	18
	1.7.3 Limitación económica .....	18
1.8	Ubicación .....	18

### SEGUNDA PARTE: MARCO TEÓRICO

#### CAPÍTULO II: REHABILITACIÓN Y RENOVACIÓN DE TUBERÍAS

2.1	Introducción .....	23
-----	--------------------	----

2.2	Historia de las tuberías de agua potable .....	24
2.3	Tipos de materiales utilizados en las tuberías de agua potable .....	32
2.3.1	Tuberías de asbesto cemento .....	33
2.3.2	Tuberías de hierro dúctil .....	37
2.3.3	Tuberías de acero .....	46
2.3.4	Tuberías de concreto .....	52
2.3.5	Tuberías de policloruro de vinilo .....	58
2.3.6	Tuberías de polietileno .....	64
2.3.7	Tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio .....	68
2.3.8	Tuberías en desuso .....	71
	1. Tubería de fundición gris .....	71
2.3.9	Tablas resumen de las características de las tuberías según los tipos de materiales .....	75
2.3.10	Evolución de las roturas según el tipo de tubería .....	77
2.4	Materiales utilizados en los sistemas de abastecimiento de agua .....	82
2.4.1	Utilización de tuberías en Europa .....	82
2.4.2	Utilización de tuberías en Norteamérica .....	83
2.4.3	Utilización de tuberías en Lima y Callao .....	85
2.5	Criterios para la rehabilitación y/o renovación de tuberías .....	89
2.5.1	Razones que aconsejan la renovación y/o renovación .....	89
2.5.2	Criterios que se deben adoptar en la renovación .....	93
2.5.3	Los sistemas de soporte para la toma de decisión .....	95

### **CAPÍTULO III:FACTORES DE INFLUENCIA Y MODELOS DE AYUDA A LA DECISIÓN**

3.1	Factores de influencia en los fallos de las tuberías .....	97
3.1.1	Indicadores estructurales .....	102
	a) La edad y el periodo de instalación .....	102
	b) Número de roturas previas .....	103
	c) Corrosión .....	104
	d) Diámetro .....	104
	e) Longitud de la tubería .....	105
	f) Material de la tubería .....	105
3.1.2	Variaciones temporales .....	106



	a) Condiciones del suelo .....	106
	b) Proximidad en las excavaciones .....	107
	c) Presión .....	107
	d) Uso del suelo .....	108
3.2	Indicadores para la medición de fallos en las tuberías de agua .....	108
	3.2.1 Índice de Fugas .....	108
	3.2.2 Índice de Roturas .....	109
3.3	Modelos de ayuda a la toma de decisión .....	109
	3.3.1 Modelo AWWA .....	110
	3.3.2 Modelo de Shamir y Howard .....	113
	3.3.3 Modelo Técnico Económico .....	118
	3.3.4 Modelo Multicriterio .....	143

### **TERCERA PARTE: METODOLOGÍA TÉCNICA DE ESTUDIO**

#### **CAPITULO IV: METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (AUDITORÍA HÍDRICA)**

4.1	Ámbito de responsabilidad .....	151
4.2	Sistema de agua potable existente .....	153
	4.2.1 Fuentes de agua potable para Lima Metropolitana .....	153
	4.2.2 Producción de agua potable para Lima Metropolitana .....	167
	4.2.3 Demanda de agua potable para Lima Metropolitana .....	168
	4.2.4 Fuentes de agua potable para el área de estudio .....	176
	4.2.5 Producción de agua potable para el área de estudio .....	178
	4.2.6 Sistema de distribución primaria de agua potable .....	181
	4.2.7 Sistema de almacenamiento .....	189
	4.2.8 Red de distribución secundaria de agua potable .....	191
4.3	Gestión operativa y de mantenimiento de SEDAPAL .....	212
	4.3.1 Procedimiento actual para la operación y mantenimiento .....	212
	4.3.2 O&M de los servicios de abastecimiento de agua potable .....	212
	4.3.3 O&M de los servicios de alcantarillado .....	217
4.4	Metodología de Auditoría Hídrica .....	223
	4.4.1 Consumo autorizado .....	226

4.4.2	Volumen no facturado .....	226
4.4.3	Pérdidas totales .....	227
4.4.4	Fugas aparentes .....	227
4.4.5	Fugas reales .....	229
4.5	Realización de la auditoría .....	236
4.6	Indicadores de Gestión más utilizados .....	238
4.6.1	Rendimiento volumétrico de una red de distribución .....	240
4.6.2	Indicadores de gestión relacionados con la auditoría hídrica ...	240
4.6.3	Agua no facturada, ANF .....	242
4.6.4	Umbral mínimo de fugas, UMF .....	243
4.6.5	Índice de fugas estructural, IFE ó ILI .....	243
4.7	Indicadores de Gestión utilizados en SEDAPAL .....	247
4.7.1	Indicadores de Gestión en Lima Norte I .....	247
4.7.1.1	Calidad del agua .....	247
4.7.1.2	Presión .....	247
4.7.1.3	Continuidad de abastecimiento .....	249
4.7.1.4	Conexiones .....	251
4.7.1.5	Micromedición .....	253
4.7.1.6	Incidencias operativas en la red de agua potable .....	256
4.7.1.7	Análisis del agua no facturada .....	259
4.7.1.8	Análisis del consumo horario .....	268

## **CAPITULO V: METODOLOGÍA TÉCNICA DE ESTUDIOS DE FUGAS**

5.1	Introducción .....	271
5.2	Uso y necesidades de la estadística en el estudio .....	271
5.2.1	Consideraciones previas .....	274
5.2.2	Tamaño óptimo de una muestra .....	274
5.2.3	Las técnicas de inferencia estadística .....	275
5.3	Metodología aplicada para la realización de los trabajos de campo ...	277
5.3.1	Análisis de la información disponible para el estudio .....	277
5.3.2	Definición de las subpoblaciones de estudio .....	277
5.3.3	Elección de la muestra piloto .....	287
5.3.4	Realización de los trabajos de campo en las subpoblaciones ..	294
5.3.4.1	Sub Población 339A -334 .....	296

5.3.4.2	Sub Población 338B .....	298
5.3.4.3	Sub Población 338A .....	301
5.3.4.4	Sub Población 340 .....	304
5.3.4.5	Sub Población 86 .....	307
5.3.4.6	Sub Población 344 .....	307
5.3.5	Análisis de los resultados de los trabajos de campo .....	313
5.3.6	Estimación del costo de reparación de fugas en el horizonte de estudio (Modelo AWWA) .....	314
5.3.7	Costos adicionales (modelo AWWA) .....	319
5.3.8	Resultados globales del modelo AWWA) .....	324
5.4	Tiempo óptimo de sustitución según modelo Shamir y Howard .....	325
5.5	Pruebas de presión complementarias .....	327
5.6	Consideraciones finales .....	331

#### **CUARTA PARTE: APLICACIÓN DE RESULTADOS EN EL MODELO TÉCNICO ECONÓMICO**

#### **CAPITULO VI: MODELO TECNICO ECONÓMICO DE AYUDA A LA DECISIÓN RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE**

6.1	Introducción .....	333
6.2	Planteamiento del problema .....	336
6.3	Análisis de los costos existentes en $T_p$ .....	338
6.3.1	Costo de renovación ( $C_1$ ) .....	340
6.3.2	Costo de reparación y mantenimiento ( $C_2$ ) .....	341
6.3.3	Costos variables relacionados al agua ( $C_3$ ) .....	344
6.3.3.1	Costos variables relacionados con las pérdidas de agua ( $C_{31}$ ) .....	345
6.3.3.2	Costos de pérdida de energía ligada a las fugas ( $C_{32a}$ ) .....	348
6.3.3.3	Costos de energía perdida por efecto de fugas ( $C_{32b}$ )... ..	351
6.3.4	Costo social asociado a la perturbación por obras ( $C_{41}$ ) .....	354
6.4	Otros costos imputables de aparición ocasional .....	363
6.4.1	Costo asociado a la pérdida de estándares ( $C_{42}$ ) .....	363
6.4.2	Costo de oportunidad ( $C_5$ ) .....	368

6.5	Obtención del periodo óptimo de renovación .....	370
6.5.1	Periodo óptimo de renovación para la primera renovación .....	370
6.5.1.1	Periodo óptimo de renovación de los sectores 339A y 334 .....	371
6.5.1.2	Periodo óptimo de renovación del sector 338B .....	372
6.5.1.3	Periodo óptimo de renovación del sector 338A .....	373
6.5.1.4	Periodo óptimo de renovación del sector 340 .....	374
6.5.1.5	Periodo óptimo de renovación del sector 86 .....	375
6.5.1.6	Periodo óptimo de renovación de los sectores 344 y otros.....	376
6.5.1.7	Periodo óptimo de renovación global .....	377
6.5.1.8	Tratamiento de los costos de aparición ocasional .....	380
6.5.2	Periodo óptimo de renovación para las infinitas renovaciones..	382
6.5.2.1	Caso 1: Se mantienen las condiciones de las tuberías .	382
6.5.2.2	Caso 2: Considerando la mejora del sistema de distribución de agua .....	385
6.5.2.3	Cálculo del costo total de infinitas renovaciones .....	388

## **QUINTA PARTE: ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MODELO TÉCNICO ECONÓMICO**

### **CAPITULO VII: PARAMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO ÓPTIMO DE REONOVACIÓN**

7.1	Introducción .....	391
7.2	Parámetros influyentes en el periodo óptimo de renovación .....	392
7.3	Análisis de sensibilidad .....	396
7.3.1	Influencia de la técnica de renovación .....	403
7.3.2	Influencia del costo del agua ( $C_w$ ) .....	405
7.3.3	Influencia de la huella energética del agua ( $C_{we}$ ) .....	407
7.3.4	Influencia del caudal medio unitario por fuga ( $q_f$ ) .....	408
7.3.5	Influencia del tiempo medio de actividad de la fuga ( $\Delta t_a$ ) .....	409
7.3.6	Influencia de la tasa de actualización ( $r$ ) .....	410
7.3.7	Influencia del índice de crecimiento de fugas ( $A$ ) .....	412
7.4	Factores de Priorización de renovación .....	413

7.4.1	Factores por objetivo de ANF .....	414
7.4.2	Factores económicos .....	423
7.4.3	Factores técnicos .....	424
7.5	Análisis y discusión final .....	426
7.6	Análisis de variabilidad de la oportunidad de renovación .....	432
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>434</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>		<b>438</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>443</b>
	Anexo A: Indicadores operacionales de gestión del agua .....	A-1
	Anexo B: Información de incidencias operativas de fugas .....	B-1
	Anexo C: Análisis del Agua No Facturada y Consumo Horario .....	C-1
	Anexo D: Estudio de tuberías en Lima Norte I .....	D-1
	D.1 Estudio pérdidas en redes y conexiones de agua	
	D.2 Pruebas de campo de detección y localización de fugas	
	D.3 Pruebas complementarias de presión	
	Anexo E: Estudio de tránsito y planes de desvío .....	E-1
	Anexo F: Metodología para la determinación de los costos sociales ..	F-1
	Anexo G: Técnicas de rehabilitación sin zanja .....	G-1
	Anexo H: Costos de renovación de redes de agua .....	H-1
	Anexo I: Planos y Esquemas .....	I -1

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Área de Optimización del Proyecto de Agua Potable y Alcantarillado en Lima Norte I, II, III y IV.....	6
Figura 3. Macro-Ubicación Geográfica del área de estudio .....	20
Figura 4. Micro-Ubicación Geográfica del área de estudio .....	20
Figura 5. Área de Influencia de estudio “Optimización Lima Norte I” .....	21
Figura 6. Tubería de arcilla utilizada en el año 1800 en California.....	24
Figura 7. Tubería de madera instalada en Hamilton, Ontario (RAJANI, 2009a).....	26
Figura 8. Tubería de Plomo en Bath.....	26
Figura 9. Tubería de fundición gris que sirve para traer agua hasta los jardines de Versalles. Todavía en servicio en el año 1914 .....	26
Figura 10. Primeros pasos en la fabricación de fundición gris, 1880. ....	27
Figura 11. Unión campana y espiga con sellado de la junta de plomo... ..	28
Figura 12 Instalación de tubería de fibrocemento, año 1953 .....	29
Figura 13. Tubería de fundición gris revestida con plomo.....	31
Figura 14 Utilización de los diversos materiales con el tiempo en EE.UU. (Cromwell & Speranza, January 2007). .....	33
Figura 15. Patrón de roturas de las tuberías de fibrocemento de Regina (Hu & Hubble, 2007).....	37
Figura 16. Aspecto de las tensiones en tuberías de fundición dúctil (parte izquierda, nódulo esférico) y fundición gris (parte derecha, una lámina de grafito).....	39
Figura 17. Instalación de un ánodo de sacrificio en una tubería metálica.....	41
Figura 18. Ejemplo de corrosión en tubería de hierro dúctil. ....	42
Figura 19. Patrón de roturas de las tuberías de fundición dúctil instaladas en Scarborough (Rajani, 2009b). .....	45
Figura 20. Tuberías de concreto armado y postensado con camisa.....	52
Figura 21. Posición de los distintos componentes que se utilizan para el hormigón en caso de ser de tipo cilindro alineado, (parte izquierda) o cilindro encamisado (parte derecha).....	53

Figura 22. Rotura frágil de los alambres de acero por exposición al hidrógeno .....	56
. Dos Figura 23. Tipos de roturas de una tubería de hormigón armado. .	57
Figura 24. Rotura de tuberías de gran diámetro hormigón armado y pretensado(Rajani, 2009a). .....	57
FIGURA25. ROTURA LONGITUDINAL DE UNA TUBERÍA DE 300 MM DE PVC.(RAJANI, 2009C).....	61
FIGURA 26. PATRÓN DE ROTURAS PARA TUBERÍAS DE PVC (RAJANI, 2009C) .....	62
FIGURA 27. ROTURA FRÁGIL DE TUBERÍA DE PVC. ....	62
Figura 28. Decapado interno de las tuberías de ldpe y problemas de obstrucción de un medidor domiciliario.....	66
Figura 29. Decapado exterior en una tubería de ldpe .....	67
Figura 30. Fundición gris con trazas de grafito (parte izqda) y grafito agrupado con forma de red (parte derecha). ....	72
Figura 31. patrón de roturas de las tuberías de fundición gris de ottawa (Rajani, 2009d).....	74
Figura 32. Tipos de rotura en tubería de fundición gris.....	75
Figura 33. Influencia del terreno en el índice de roturas en tuberías de acero (Newport, 1981).....	82
Figura 34. Porcentaje de utilización de los diferentes materiales en Europa (Rajani, 2009a). ....	83
Figura 35. Porcentaje de utilización de los diferentes materiales en Norteamérica (Rajani, 2009a).....	84
Figura 36. Análisis económico acerca del tipo de plan de fugas a implementar .....	112
Figura 37.Enumeración de los costos totales considerados .....	120
Figura 38. Escala de tiempo .....	123
Figura 39. Representación del costo de renovación de la tubería en Soles del año presente.....	125
Figura 40. Representación del costo de mantenimiento .....	127
Figura 41. Representación de los costos del agua fugada .....	128
Figura 42. Representación de infinitas renovaciones .....	138

Figura 43. Evolución de los costos desde el año presente hasta el instante t *	141
Figura 44. Ámbito de responsabilidad de SEDAPAL	152
Figura 45. Área de Estudio - Cuencas Chillón, Rímac, Lurín y Alto Mantaro	153
Figura 46. Caudales medios en el río Rímac 1965 - 2009	154
Figura 47. Caudales medios en el río Chillón 1968 - 1993	157
Figura 48. Caudales medios en el río Lurín 1968 - 1993	159
Figura 49. Régimen de Explotación del Acuífero Rímac-Chillón. Período 1955-2009	163
Figura 50. Oferta y Demanda de Agua Potable – Lima Metropolitana (2010-2040)	173
Figura 51. Áreas de abastecimiento Pta Huachipa	180
Figura 52. Sistema de agua potable existente en Lima Norte I.	183
FIGURA 53. REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR TIPO DE MATERIAL	192
FIGURA 54. REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR ANTIGÜEDAD	194
FIGURA 55. REDES SECUNDARIAS DE A.P. POR ENTIDAD EJECUTORA	197
FIGURA 56. HORARIOS DE ABASTECIMIENTO EN ÁREA DE ESTUDIO	200
Figura 57. Tubería de Agua Potable de material Asbesto Cemento con incrustaciones de Carbonatos (Caliche)	201
Figura 58. Fuga en unión de tubería de Agua Potable AC D=4" por resecaimiento del anillo de jebe	203
FIGURA 59. COLAPSO DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE AC D=6" EN ZONA EJECUTADA POR TERCEROS	204
FIGURA 60. CONEXIÓN CLANDESTINA DETECTADA EN LIMA NORTE I.	205
FIGURA 61. AGRIETAMIENTO Y COLAPSO DE TUBERÍA DE AC	205
Figura 62. Incremento de incidencias y disminución de la resistencia en tuberías de AC (Japan Waterworks Association)	207
Figura 63. Tubería de PVC "ITINTEC": Tubería PVC con pegamento con una estructura rígida	208
Figura 64. Reducción con Plomo de AC a PVC	209
Figura 65. Inadecuada perforación en tubería de AC para insertar válvula corporation	210



FIGURA 66. OBSTRUCCIÓN TOTAL DE TUBERÍA DE PVC DEBIDO AL CONTENIDO DE CARBONATOS EN EL AGUA SUBTERRÁNEA .....	211
Figura 67. Concepto BABE (Burst and Background estimate) .....	231
FIGURA 68. PRESIONES DE SERVICIO EN LA RED SECUNDARIA EXISTENTE DE AGUA DE LIMA NORTE I .....	248
FIGURA 69. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE TARIFA... ..	252
FIGURA 70. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE TARIFA	TABLA
71. COBERTURA DE MICROMEDICIÓN POR SECTORES EN LIMA NORTE I ....	254
Figura 71. Agua no facturada 2008 – 2010 de las EPS .....	259
Figura 72. Consumos Horarios de las áreas sectorizadas .....	263
Figura 73. Índice de ANF e Índice de Pérdidas Técnicas en las áreas sectorizadas .....	266
Figura 74. resultados del análisis de ANF y objetivo de la renovación..	267
Figura 75. Consumo Horario Proyectado en Caso de un 20% de Pérdidas Técnicas.....	269
Figura 76. Número de viviendas y consumo horario proyectado en caso de 20% de pérdidas técnicas.....	270
Figura 77. Zona Norte Lima objeto del estudio: las partes en rosa representan las tuberías con menos de 25 años de edad. ....	279
Figura 78. Subpoblación 339 A - 334 .....	280
Figura 79. Subpoblación 338B .....	281
Figura 80. Subpoblación 338A .....	282
Figura 81. Subpoblación 340.....	283
Figura 82. Subpoblación 86.....	284
Figura 83. Subpoblación 344.....	285
Figura 84. Las partes restantes de las tuberías con menos de 25 años de edad que no han podido ser objeto de campañas de detección de fugas. ....	286
Figura 85. Varilla de escucha para la detección de fugas en conexión.	288
Figura 86. Plano utilizado por los técnicos en una campaña de campo	288
Figura 87. Equipo DPK III registrador de presión.....	328
Figura 88. Áreas de trabajo para las pruebas de presión .....	329
Figura 89. Prueba de Presión. resultados.....	330
Figura 90. Costos totales considerados.....	336

Figura 91. Escala de tiempo .....	340
Figura 92. Curva de costo de renovación de la red de agua.....	341
FIGURA 93. CURVA DE COSTO DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO ( $C_2$ ) .....	344
FIGURA 94. CURVA DE COSTOS RELACIONADOS CON PÉRDIDAS DE AGUA ( $C_{31}$ ) .....	347
FIGURA 95. CURVA DE COSTOS PÉRDIDAS DE ENERGÍA LIGADAS A LAS FUGAS ( $C_{32A}$ ) .....	350
FIGURA 96. CURVA DE COSTOS DE ENERGÍA PERDIDA POR FRICCIÓN EFECTO DE LAS FUGAS ( $C_{32B}$ ) .....	354
FIGURA 97. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PERTURBACIÓN DE LA OBRA ( $C_{41}$ ) .....	362
FIGURA 98. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ ).....	367
FIGURA 99. INFLUENCIA DEL COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ ) EN EL COSTO Y PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA .....	368
FIGURA 100. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 339A Y 334 .....	371
FIGURA 101. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 338B.....	372
FIGURA 102. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 338A.....	373
FIGURA 103. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 340 .....	374
FIGURA 104. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 86 .....	375
FIGURA 105. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 344 .....	376
FIGURA 106. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL ÁREA DE ESTUDIO.....	379
FIGURA 107. VARIACIÓN DEL COSTO TOTAL CUANDO SE INCUMPLEN LOS ESTÁNDARES DE SERVICIO A PARTIR DEL SEGUNDO AÑO .....	380
FIGURA 108. INFLUENCIA DEL COSTO DE OPORTUNIDAD EN LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA .....	381

FIGURA 109. COSTOS DE LAS INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA. APLICACIÓN NUMÉRICA CONSIDERADA SI LA TUBERÍA SE ACABA DE INSTALAR .....	383
FIGURA 110. COSTOS DE LAS INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA..	386
Figura 111. Representación de infinitas renovaciones de una tubería..	387
Figura 112. Distribución temporal de costos de renovación de una tubería: Caso habitual en el cual se comienza con una red que se encuentra en un estado determinado.....	389
Figura 113. Periodo óptimo de renovación y costos totales de infinitas renovaciones de una tubería .....	389
Figura 114. Clasificación de los parámetros que influyen en el periodo óptimo de renovación .....	393
Figura 115. Variación del periodo óptimo de renovación según diferentes valores de los parámetros $a$ , $r$ , $N(t_p)$ , $l_j$ , $M$ . .....	400
Figura 116. Variación del periodo óptimo de renovación según diferentes valores de los parámetros menos significativos.....	402
Figura 117. representación de los costos totales asociados a la renovación de una tubería para las diferentes técnicas empleadas.....	404
Figura 118. Curvas de costos totales según el costo del agua .....	406
FIGURA 119. $C_{31}$ SEGÚN VARIACIÓN DEL COSTO DEL AGUA .....	406
FIGURA 120. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL COSTO ENERGÉTICO DEL AGUA .....	408
FIGURA 121. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL CAUDAL MEDIO UNITARIO POR FUGA ( $Q_F$ ).....	409
FIGURA 122. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL TIEMPO MEDIO DE ACTIVIDAD DE LA FUGA ( $\Delta T_A$ ). .....	410
FIGURA 123. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DE LA TASA DE ACTUALIZACIÓN ( $r$ ). .....	411
FIGURA 124. VARIACIÓN DEL COSTO MÍNIMO TOTAL SEGÚN VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE CRECIMIENTO DE FUGAS ( $A$ ). .....	412
FIGURA 125. FALLAS EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE, SUS CAUSAS Y SOLUCIONES TÉCNICAS NECESARIAS. ....	415

FIGURA 126. REDUCCIÓN DEL VOLUMEN DE PÉRDIDAS TÉCNICAS POR RENOVACIÓN DE LAS TUBERÍAS SECUNDARIAS O CONEXIONES DOMICILIARIAS. .....	420
FIGURA 127. REDUCCIÓN DEL ANF EN LOS CINCO CASOS. ....	422

## INDICE DE TABLAS

TABLA 1.COMONENTES DE INVERSIÓN PARA LA REHABILITACIÓN Y SECTORIZACIÓN EN EL ÁMBITO DE LA PTA HUACHIPA Y GERENCIA DE SERVICIOS NORTE. ....	4
Tabla 2. Terminología propuesta por la IWA para ser utilizada en un balance hidráulico .....	14
Tabla 3. Ubicación Geográfica del área de estudio (Lima Norte I).....	19
Tabla 4. Tipos de revestimientos que protegen las tuberías de fundición dúctil (Rajani&Kleiner, 2002). ....	43
Tabla 5. Revestimientos habituales en los tubos de acero (CEDEX, 2006). .....	50
Tabla 6. Alambres de pretensado. Valores mínimos de la estricción tras el ensayo de tracción en porcentaje (Cedex, 2006).....	55
Tabla 7. Diámetros nominales y exteriores de tuberías .....	76
Tabla 8. Coeficientes de rugosidad por material.....	77
Tabla 9. Roturas por unidad de longitud y año en tuberías del Reino Unido (Mackellar & Pearson, 2003). ....	78
Tabla 10. Roturas observadas en 21 ciudades de Canadá (NRC, 1993). .....	78
Tabla 11. Daños registrados en las tuberías de Alemania(Hirner, 1997a). .....	79
Tabla 12. Parámetros característicos de la red de distribución de Ho Chi Minh (Luong y Fujiwara, 2002). ....	80
Tabla 13. Composición de la red de distribución .....	81
Tabla 14. Roturas producidas en los años de estudio (Di Federico y col., 2002). ....	81
Tabla 15. Longitud de tuberías instaladas en EE.UU. (AWWA, 2004) ....	85
tabla 16 Longitud de tuberías instaladas en Lima y Callao. (SEDAPAL, 2010).....	86
Tabla 17. Longitud de las redes secundarias de agua potable por tipo de material en el área de influencia (SEDAPAL, 2010) .....	87

Tabla 18. Longitud de redes secundarias de agua potable de asbesto cemento por diámetro en el área de influencia (SEDAPAL, 2010).....	88
Tabla 19. Problemas de epidemias por contaminación de aguas (Lindley & Buchberger, 2002) .....	90
Tabla 20. Causas de las epidemias (Rajani, 2009).....	91
Tabla 21. Valores recomendados de fugas de agua específicas en Alemania (Hirner, 1997) .....	92
Tabla 22. Vida útil de algunos dispositivos hidráulicos .....	94
Tabla 23. Factores de influencia en el índice de fallos de roturas.....	98
Tabla 24. Factores de influencia en el índice de fallos de roturas (adaptado de Stone <i>et al.</i> , para EPA 2002) .....	99
Tabla 25. Clasificación de factores tomada de Stephens y Jackson (2003).....	100
Tabla 26. Factores de influencia considerados en cada uno de los modelos (Leng y Pratti, 2002).....	101
Tabla 27. Caracterización de los costos .....	121
Tabla 28. Sistemas y volúmenes de regulación en el río Rímac.....	155
Tabla 29. Balance oferta – demanda Rímac – Alto Mantaro.....	156
Tabla 30. Balance oferta – demanda Chillón .....	158
Tabla 31. Balance oferta – demanda cuenca Lurín .....	160
Tabla 32. Producción anual de agua potable por fuentes .....	167
Tabla 33. Oferta y demanda de agua potable – 2010 ( $m^3/s$ ).....	171
Tabla 34. Oferta y demanda de agua potable – período 2010-2040.....	174
Tabla 35. Producción de Agua Potable 2010 en la PTA La Atarjea ( $m^3/s$ ) .....	178
Tabla 36. Histórico de producción de agua en la PTA La Atarjea.....	178
Tabla 37. Producción de Agua Potable en la PTA Chillón (miles $m^3$ )....	179
Tabla 38. AREAS DE ABASTECIMIENTO EN LIMA NORTE I.....	185
Tabla 39. Reservorios en el Área de Influencia de Lima Norte I.....	190
Tabla 40. Longitud de las Redes Secundarias de Agua Potable por tipo de material en Lima Norte I .....	191
Tabla 41. Longitud de Redes Secundarias de Agua Potable de Asbesto .....	193

Tabla 42. Longitud de las Redes Secundarias de Agua Potable por Antigüedad de Instalación en Lima Norte I .....	194
TABLA 43. LONGITUD DE LAS REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE DE ASBESTO CEMENTO CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS EN LIMA NORTE I	195
TABLA 44. LONGITUDES DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN ENTIDAD EJECUTORA DE OBRAS EN LIMA NORTE I .....	196
TABLA 45. RESUMEN DE LONGITUD DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR ANTIGÜEDAD Y MATERIAL .....	196
TABLA 46 RESUMEN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO .....	212
Tabla 47. Roturas en redes de agua potable .....	213
Tabla 48. Actividades de mantenimiento (2010) .....	214
Tabla 49. Actividades en conexiones domiciliarias (2010) .....	214
Tabla 50. Instalación y reemplazo de tuberías .....	215
Tabla 51. Actividades de control de válvulas .....	215
Tabla 52. Actividades relacionadas a las válvulas .....	216
Tabla 53. Estudio de fugas no visibles (1997-2010) .....	216
Tabla 54. Reemplazo de medidores .....	217
Tabla 55. Limpieza de atoros en colectores .....	219
Tabla 56. Reparación e instalación de tuberías de alcantarillado .....	219
Tabla 57. Actividades en conexiones domiciliarias de alcantarillado ....	219
Tabla 58. Limpieza de buzones .....	220
Tabla 59. Limpieza de colectores .....	221
Tabla 60. Instalación de colectores .....	222
Tabla 61. Auditoría Hídrica (IWA,2000) .....	224
Tabla 62. Auditoría Hídrica (Almandoz y col. 2005) .....	225
Tabla 63. Componentes del caudal mínimo nocturno .....	234
Tabla 64. Indicadores de gestión de agua .....	239
Tabla 65. Valores de IFE en países desarrollados y en vías de desarrollo (Liemberger, 2005) .....	244
TABLA 66. VALORES DEL IFE (MCKENZIE Y COL., 2007) .....	245
Tabla 67. Valores del IFE como descriptores y como objetivo (AWWA, 2003) .....	246
TABLA 68. HORAS DE ABASTECIMIENTO EN LIMA NORTE I- 2011 .....	249

TABLA 69. HORAS DE ABASTECIMIENTO POR SECTORES EN LIMA NORTE I.	250
TABLA 70. NÚMERO DE CONEXIONES DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN LIMA NORTE I.....	253
FIGURA 70. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE TARIFA	
TABLA 71. COBERTURA DE MICROMEDICIÓN POR SECTORES EN LIMA NORTE I ....	254
TABLA 72. ANTIGÜEDAD DE MEDIDORES EN LIMA NORTE I .....	256
TABLA 73. INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS Y ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I.....	258
Tabla 74. ANF en las zonas sectorizadas y en la zona de Lima Norte .	260
Tabla 75. Índice estimado de pérdidas técnicas .....	265
Tabla 76. Tramos de la muestra piloto. ....	289
Tabla 77. Resultados en la muestra piloto.....	289
Tabla 78. Estadísticos en la muestra piloto. ....	290
Tabla 79. Campaña de campo completa en la subpoblación 339 A - 334 .....	291
Tabla 80. Estadísticos definitivos en la subpoblación 339 A - 334.....	291
Tabla 81. Partición en tramos de tuberías en las subpoblaciones .....	295
Tabla 82. Resultado de la campaña de campo sectores 339A - 334 ....	296
Tabla 83. Resultado de la prueba t - student sectores 339A - 334 .....	297
Tabla 84. Resultado de la campaña piloto en el sector 338B .....	298
Tabla 85. Resultado de la campaña de campo sectores 338B .....	299
Tabla 86. Resultado de la prueba t - student sectores 338B .....	300
Tabla 87. Resultado de la campaña piloto en el sector 338A .....	301
Tabla 88. Resultado de la campaña de campo sectores 338A .....	302
Tabla 89. Resultado de la prueba t - student sectores 338A .....	303
Tabla 90. Resultado de la campaña piloto en el sector 340.....	304
Tabla 91. Resultado de la campaña de campo sectores 340.....	305
Tabla 92. Resultado de la prueba t - student sectores 340.....	306
Tabla 93. Resultado de la campaña piloto en el sector 86.....	307
Tabla 94. Resultado de la campaña de campo sectores 86 .....	308
Tabla 95. Resultado de la prueba t - student sectores 86.....	309
Tabla 96. Resultado de la campaña piloto en el sector 344.....	310
Tabla 97. Resultado de la campaña de campo sectores 86 .....	311
Tabla 98. Resultado de la prueba t - student sectores 344.....	312



Tabla 99. Resumen de resultados de pruebas detección de fugas en sectores de Lima Norte I .....	313
Tabla 100. Costo de Reparación de tubería de agua ( $C_{2r}$ ) en soles/m..	315
Tabla 101. Costo de Reparación de tubería conexión de agua ( $C_{2c}$ ) en Soles/und .....	315
Tabla 102. Costo de Detección y Localización de Fugas ( $C_{2c}$ ) en Soles/km .....	316
Tabla 103. Costo de reparación de conexión domiciliaria por ml tubería de agua .....	316
Tabla 104. Incidencia de Fugas en redes secundarias de agua potable .....	318
Tabla 105. Índice de crecimiento de fugas A (años-1) .....	318
Tabla 106. Factor M y Factor de Actualización P.....	318
Tabla 107. Costos totales de Reparaciones en redes y conexiones de agua .....	319
Tabla 108. Costo de detección y localización de fugas en horizonte de 10 años .....	320
Tabla 109. Estadística de los seguros cobrados por los usuarios.....	321
Tabla 110. Costo total por pago de seguros en horizonte de 10 años ..	321
Tabla 111. Costo por pérdida de agua en horizonte de 10 años.....	323
Tabla 112. Renovación anual de redes en ciudades alemanas (1993) .	323
Tabla 113. Costo de Renovación anual de redes en el horizonte de 10 años .....	324
Tabla 114. Costo Total de reparación y pérdidas de agua en las redes de agua en el horizonte de 10 años .....	325
Tabla 115. Tiempo óptimo de sustitución de las redes de agua .....	326
Tabla 116. Caracterización de los costos en el modelo técnico económico .....	337
Tabla 117. Factor K del costo de reparación y mantenimiento por sectores .....	343
Tabla 118. costo de reparación y mantenimiento ( $C_2$ ) por sectores y total .....	343
Tabla 119. Factor K del costo relacionado con pérdidas de agua ( $C_{31}$ )	346

Tabla 120. Costos variables relacionados con las pérdidas de agua ( $C_{31}$ ) .....	347
Tabla 121. Huella energética del agua ( $C_{32a}$ ).....	348
Tabla 122. Factor K del costo de pérdida de energía ligado a las fugas ( $C_{32A}$ ).....	349
Tabla 123. Costo de pérdida de energía ligado a las fugas ( $C_{32A}$ ) .....	350
Tabla 124. Longitud y presión media de servicio en Lima Norte I.....	351
Tabla 125. Factor K del costo de energía pérdida .....	353
Tabla 126. costo de energía pérdida por fricción efecto de las fugas ( $C_{32B}$ ).....	353
Tabla 127. Coeficientes de tecnología empleados en la cuantificación de los costos sociales .....	357
Tabla 128. Cálculo de coeficientes del término costo social para los sectores 339A, 334 en vías colectoras .....	359
Tabla 129. Cálculo de coeficientes del término costo social para los sectores 339A, 334 en vías secundarias .....	360
Tabla 130. Resumen de Costos Sociales por sectores y promedio .....	361
Tabla 131. Costo social asociado a la perturbación de obras ( $C_{41}$ ).....	362
Tabla 132. Infracciones y Sanciones por Calidad del Servicio.....	364
TABLA 133. TOPES Y CONDICIONES DE PENALIDADES Y SANCIONES .....	365
TABLA 134. ESTIMACIÓN DE INGRESOS POR SERVICIO DE AGUA EN LIMA NORTE I .....	365
TABLA 135. ESTIMACIÓN COSTO DE PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ ) .....	366
Tabla 136. Costo social asociado a la pérdida de estándar de servicio ( $C_{42}$ ) .....	367
Tabla 137. Costo por componentes y total del sector 339-A y 334 .....	371
Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-B.....	372
Tabla 139. Costos por componentes y total del sector 338-A.....	373
Tabla 140. Costos por componentes y total del sector 340 .....	374
Tabla 141. Costos por componentes y total del sector 86 .....	375
Tabla 142. Costos por componentes y total del sector 344 y otros.....	376
Tabla 143. Costos por componentes y total en toda el área de estudio	379
Tabla 144. Costos de infinitas renovaciones de una tubería.....	383

Tabla 145. Derivada de la función de costos de infinitas renovaciones	384
Tabla 146. Costos de infinitas renovaciones de una tubería.....	385
Tabla 147. Derivada de la función de costos de infinitas renovaciones	386
Tabla 148. Valores adoptados para los principales parámetros que influyen en el periodo óptimo de renovación.....	396
Tabla 149. Valores adoptados por Sedapal para los parámetros que determinan los parámetros de inversión y mantenimiento. ....	397
Tabla 150. Costo de Renovación y Costo Social según técnica de renovación.....	403
Tabla 151. Periodo optimo de renovación según técnica empleada. ....	404
Tabla 152. Relación entre costo del agua y periodo óptimo de renovación. ....	405
Tabla 153. Relación entre la huella energética del agua y periodo óptimo de renovación.....	407
Tabla 154. Relación entre el caudal medio de fuga y el periodo óptimo de renovación.....	408
Tabla 155. Relación entre $\Delta t_a$ y el periodo óptimo de renovación .....	409
Tabla 156. Relación entre la tasa de actualización y el periodo óptimo de renovación.....	411
Tabla 157. Relación entre el índice de crecimiento de fugas y el periodo óptimo de renovación .....	413
Tabla 158. Incidencias Operativas en las redes secundarias y conexiones domiciliarias en el área de estudio.....	418
Tabla 159. Estimación de la pérdida de agua en las redes secundarias y conexiones domiciliarias.....	419
Tabla 160. Estimación del índice de ANF según tipo de intervención en las redes secundarias y conexiones domiciliarias en Lima Norte .....	421
Tabla 161. Categorización de la distribución del agua según tipo de intervención en las redes secundarias y conexiones domiciliarias ( $m^3$ )	422
Tabla 162. Priorización de renovación de redes secundarias de agua .	423
Tabla 163. Selección de la alternativa de renovación de redes y conexiones en función a factores técnicos .....	425
Tabla 164. Variación de los costos totales.....	432

# **PRIMERA PARTE**

---

## **INTRODUCCIÓN**

# CAPITULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

En los últimos años SEDAPAL viene desarrollando proyectos y ejecutando obras que se orientan a la rehabilitación y mejoramiento de las redes de agua potable y alcantarillado, así como, la implementación de la sectorización de redes de distribución de agua potable para una eficiente operación de los sistemas que redunde en un mejor servicio a los clientes.

En el año 1995, mediante Convenio de Préstamo 3811-PE, entre la República del Perú y el BIRF, se ejecutaron obras de rehabilitación de los sistema de agua potable y alcantarillado en diversos distritos de Lima y Callao; sin embargo, este esfuerzo, debe de ser complementado, por este motivo, SEDAPAL, actualmente viene realizando acciones y estudios de obras de rehabilitación de redes con sus propios recursos.

Para complementar la sectorización SEDAPAL ha comenzado con la implementación de un sistema electrónico de control y operación a distancia (Sistema SCADA), lo que permite conocer en tiempo real variables operativas importantes (caudal, presión, calidad de agua), así como activar mecanismos con telemando para el manejo adecuado de los sectores hidráulicos. Por otro lado, dentro de la política de la empresa está la incorporación de la medición domiciliaría mediante programas específicos (Plan Integral de Reposición y Ampliación de Medidores), lo que posibilita la optimización de programas de reducción de pérdidas físicas focalizadas dentro de los sectores.

Dentro de la estrategia de la empresa para contar con suficiente capacidad de producción que garantice un adecuado servicio para la creciente población de Lima Metropolitana se vienen desarrollando

proyectos en la zona norte, como la construcción de la Planta de Tratamiento de Agua (PTA) Huachipa y la construcción del Ramal Norte, proyectos que vienen siendo ejecutado por SEDAPAL y cuenta con financiamiento de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA, siglas en inglés). El objetivo de estos proyectos es afianzar la capacidad de producción y distribución de agua potable de la empresa, beneficiando a los distritos de Independencia, Comas, Puente Piedra, Carabayllo, San Martín de Porres, Los Olivos, Callao y Ventanilla, dentro del ámbito de administración de la Gerencia de Servicios Norte.

La definición del área de Influencia de la PTA Huachipa, se determinó mediante la consideración de que es prioridad el contar con un nuevo sistema de tratamiento de agua para la ciudad de Lima, debido a que existe un desaprovechamiento de las fuentes disponibles en la cuenca del río Rímac en épocas de estiaje, existe obsolescencia tecnológica en las actuales plantas de tratamiento, inexistencia de infraestructura de tratamiento que supla las deficiencias de las actuales instalaciones, altas turbiedades en las aguas superficiales en épocas de avenidas, en consecuencia según estas circunstancias se constituye en un proyecto prioritario para SEDAPAL; los beneficios de incorporar esta unidad de producción, deben de ir asociados al mejoramiento del sistema de distribución, de lo contrario no se lograrán.

Es así que el área de influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Huachipa, en el ámbito de la Gerencia de Servicios Norte, comprende los sectores de distribución ubicados en los distritos de Independencia, Comas, Puente Piedra, Carabayllo, San Martín de Porres, Los Olivos, Callao y Ventanilla; por otro lado el proceso de rehabilitación y mejoramiento de los sistemas de agua y alcantarillado, debe de desarrollarse sobre áreas concordantes con la implementación de la sectorización, por esta razón SEDAPAL en el año 2007 estructuró un Programa de Inversión, considerando la compactibilidad de ambos procesos, (sectorización y rehabilitación), en la que se estableció que unidad de análisis se conformaría sobre la base de las áreas de drenaje

de los colectores principales, en este caso se definieron las siguientes áreas de análisis: Colector Comas – Chillón, Colector Puente Piedra, Colector Sinchi Roca, Colector Oquendo.

TABLA 1.COMONENTES DE INVERSIÓN PARA LA REHABILITACIÓN Y SECTORIZACIÓN EN EL ÁMBITO DE LA PTA HUACHIPA Y GERENCIA DE SERVICIOS NORTE.

<b>Componente</b>	<b>Proyecto</b>	<b>Denominación común</b>
Nº 1	Optimización de la Infraestructura de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado: Sectorización, Rehabilitación de Redes y Actualización del Catastro de la Gerencia de Servicios Norte en el Área de Influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Huachipa- Área de Drenaje de Colector Comas-Chillón.	Lima Norte I
Nº 2	Optimización de la Infraestructura de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado: Sectorización, Rehabilitación de Redes y Actualización del Catastro de la Gerencia de Servicios Norte en el Área de Influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Huachipa- Área de Drenaje de Colector Puente Piedra, Sinchi Roca y Oquendo	Lima Norte II
Nº 3	Optimización de la Infraestructura de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado: Sectorización, Rehabilitación de Redes y Actualización del Catastro de la Gerencia de Servicios Norte en el Área de Influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Huachipa- Área de Drenaje Callao y Rímac.	Lima Norte III
Nº 4	Optimización de la Infraestructura de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado: Sectorización, Rehabilitación de Redes y Actualización del Catastro de la Gerencia de Servicios Norte en el Área de Influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable de Huachipa- Área de Drenaje de Ventanilla, Santa Rosa y Puente Piedra	Lima Norte IV

Por otra parte, en el ámbito de administración de la Gerencia de Servicios Norte (GSN) de SEDAPAL, se presentan niveles de Agua No Facturada (ANF) que se estiman superiores al 50%, situación que debe ser revertida para que se optimicen proyectos orientados a incrementar el abastecimiento, como el de la PTA Huachipa.

Por esta razón y asociada al ingreso en operación de la planta indicada, en el ámbito de influencia de la Gerencia de Servicios Norte, se determinó que el área priorizada corresponde a la Zona de Drenaje del colector Comas-Chillón dentro del ámbito de influencia de la PTA Huachipa, en el área de administración de la GSN.

En el presente estudio, describirá, analizará, y determinará mediante la ayuda un modelo técnico económico a la toma de decisión la conveniencia de la renovación de las redes secundarias dentro del ámbito de influencia de la zona más crítica dentro de la Gerencia de Servicios Norte de SEDAPAL, correspondiente al área denominada Lima Norte I (ver TABLA 1y Figura 5).





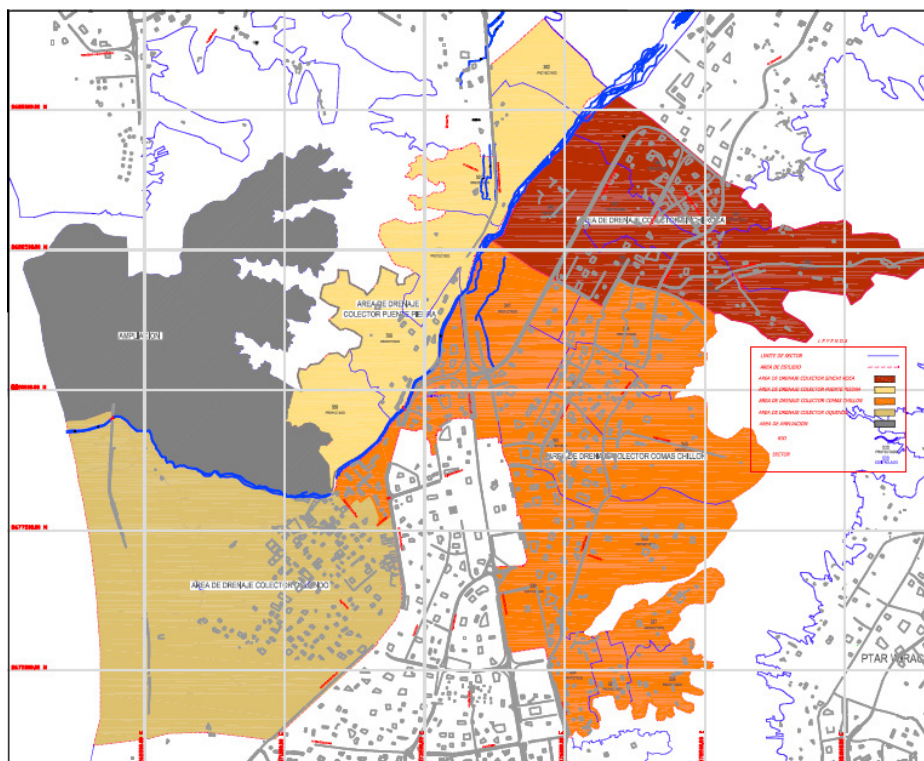


FIGURA 2. ZONAS DE INTERVENCIÓN DE SECTORIZACIÓN Y REHABILITACIÓN EN LA GERENCIA DE SERVICIOS NORTE (LIMA NORTE I Y II)

## 1.2 Planteamiento del problema

En la zona norte de Lima, existe una limitada calidad de servicio de agua potable, debido a restricciones en el control operacional al no contar con una sectorización implantada en el ámbito de la Gerencia de Servicios Norte de la EPS SEDAPAL, por las restricciones en cobertura y por el importante nivel de pérdidas, debido a un sistema de distribución secundaria de agua potable desde el punto de vista hidráulico deteriorado por la antigüedad y nivel mínimo de mantenimiento, por ende deficiente, lo que incide en la discontinuidad del servicio; asimismo, el deterioro de calidad de servicio, por limitaciones en gestión de mantenimiento, siendo el mismo solo para realizar trabajos en mayor proporción del tipo correctivo, debido a las alta incidencias de roturas y fugas en las redes secundarias y conexiones domiciliarias de agua potable

Por tal motivo si bien la zona cuenta con servicio de agua potable y alcantarillado, sin embargo el mismo no es continuo debido en gran medida a las pérdidas técnicas y comerciales que presenta el sistema, que son del orden de 40 y 10%, respectivamente, tanto en las redes de distribución como en las conexiones domiciliarias de agua potable.

Todo ello conlleva a que el problema central sea la inadecuada prestación del servicio de agua potable y alcantarillado en la zona Norte de Lima en el área de influencia de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Huachipa dentro del ámbito de la Gerencia de Servicios Norte de SEDAPAL.

El megaproyecto Rehabilitación Zona Norte y Callao, tiene como fin reducir el agua no facturada al 25% en la zona norte de la ciudad que presenta actualmente la mayor incidencia de pérdidas en las redes. Para ello se realizará la renovación de los sistemas de agua potable.

#### 1.2.1 Problema Principal

¿Cómo influyen los indicadores del modelo técnico económico en la toma de decisión de renovación de redes secundarias de agua potable en la zona norte de Lima?

### 1.3 Justificación

Los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado en la zona norte de Lima, se desarrollaron en la misma medida que fueron creciendo las habilitaciones urbanas sin un planeamiento urbano por los gobiernos locales debido principalmente a la migración del campo a la ciudad. Ello conllevó a que muchos de los proyectos desarrollados hace más de 30 años, fueran diseñados, construidos, sin supervisión técnica así como sin un control de calidad de los materiales y accesorios, y operados por las misma población. SEDAPAL, en los años 80 y 90 comenzó a recibir los sistemas de abastecimientos, e implementó

algunas mejoras y adecuaciones para poder interconectar los sistemas de agua potable existentes a su red abastecimiento.

Todo lo mencionado da como resultado que actualmente tenemos redes de distribución de agua potable deterioradas por la antigüedad, mantenimiento insuficiente que no prevé intervenciones que sean sustentadas en una planificación de renovación parcial a largo, que producen que en la zona norte de Lima actualmente el agua no contabilizada sea del orden superior al 49.1%, ocasionando que la gestión de sistema distribución de agua potable tenga problemas de bajas presiones en la red, insuficiencia volumétrica de suministro, discontinuidad, disminuya la calidad del agua.

Asimismo, la EPS SEDAPAL con la implementación de la Nueva Planta de Agua Potable Huachipa y Ramal Norte, y los Proyectos de Optimización de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de Lima Norte, pretende mejorar las condiciones de servicio de presiones adecuadas, continuidad del servicio a 24 horas, cambio de fuente subterránea por superficial en muchas habilitaciones de Lima Norte, abastecimiento por gravedad (ya que la planta de tratamiento se encuentra en una cota más alta que la planta Atarjea), disminuyendo los bombeos de agua a los sectores ubicados en las partes altas, con ello se consigue la disminución de los costos de energía y operación y mantenimiento y reposición de equipamiento hidráulico y electro mecánico. Para ello dentro de la política de gestión integral de la nueva sectorización de los sistemas de distribución de agua potable se deberá evaluar la conveniencia de renovar las redes secundarias de agua potable y conexiones domiciliarias de modo que estén preparadas para soportar las nuevas condiciones hidráulicas y su eficiencia en conjunto sea que minimice el nivel de pérdidas técnicas y comerciales en el sistema de distribución secundario, siendo agua un recursos económico y escaso, conseguir la disminución de la demanda de agua, y contar con la disponibilidad de disponer de este volumen para abastecer a otras habilitaciones urbanas que actualmente carecen del servicio.

## **1.4 Hipótesis**

Los sistemas de distribución de redes secundarias en la zona norte de Lima, presenta en la actualidad una suma de problemas como son: gran porcentaje de las tuberías han sobrepasado su periodo de vida útil, elevados niveles de pérdidas en las redes de agua potable, funcionamiento hidráulico insuficiente, gran parte de las redes fueron instaladas sin supervisión técnica entre otros.

Esta investigación, buscará demostrar que aquellas tuberías de las redes secundarias de agua potable en la zona norte de Lima que no han cumplido 25 años de instaladas<sup>1</sup> deban ser en cualquier caso sustituidas aplicando para esta toma de decisiones de renovación un modelo técnico económico que incluya los costos de renovación de las redes, costos de reparación de roturas y fugas en redes y conexiones de agua potable, los costos asociados a los pérdidas de agua y consumo de energía, costos asociados a los problemas sociales y ambientales.

## **1.5 Objetivos**

### **1.5.1 Objetivo General**

El estudio pretende evaluar mediante un análisis técnico económico social y ambiental la viabilidad de renovación y/o rehabilitación de los sistemas de redes secundarios de agua potable frente a la política de mantener el sistema de redes secundarias existentes de agua potable y su gestión actual de operación y mantenimiento.

---

<sup>1</sup> En el área de estudio, el 88.82% de las tuberías son de AC y el 46.9% de las tuberías son mayores a 25 años, de éstas el 98.80% son de Asbesto Cemento. Si con el estudio se demuestra que se necesita una renovación total de las redes de agua que aún no han cumplido 25 años y que tienen los mismos factores de deterioro que las tuberías mayores de 25 años podremos inferir, que éstas últimas también deberán ser sustituidas. Asimismo, según Japan Works Association, el ciclo de vida promedio de una tubería de AC fluctúa entre 25 y 30 años. Este ciclo de vida puede ser afectado por los factores de deterioro.

### 1.5.2 Objetivos específicos

- Evaluar mediante un análisis técnico económico social y ambiental si aquellas tuberías que no han cumplido 25 años de instaladas deben ser en cualquier caso sustituidas.
- Comparar las eficiencias técnica y económica del sistema de distribución secundario existente de agua potable y la propuesta de renovación.
- Determinar los tiempos óptimos de sustitución de los sistemas de distribución secundarios de agua potable.

### 1.6 Variables y definición de términos

#### 1.6.1 Variable Independiente: Redes secundarias de agua potable

Indicadores	Índice	Und
Características Físicas	Edad	(años)
	Material	(PVC, AC, HD, FF)
	Longitud	(km)
	Micromedición	(%)
Características Constructivas	Instalación	(SEDAPAL, terceros)
Características Técnicas de Operación y mantenimiento	Presión	(m.c.a.)
	Continuidad	(horas)
	Nivel de pérdidas	(%)
	Índice de Fugas	(N° fugas/km/año)

#### 1.6.2 Variable Dependiente: Toma de decisión de renovación

Indicadores	Índice	Und
Temporal	Periodo óptimo de renovación	(años)
Eficiencia de red secundaria	Reducción de ANF	(%)
Renovación	Longitud de renovación	(km)
	Índice de renovación	(%)

### 1.6.3 Variable Interviniente: Modelo Técnico Económico

Indicadores	Índice	Und
Indicadores	Coeficiente de crecimiento de fugas, $A$	(años <sup>-1</sup> )
Técnicos	Número de fugas, $N(t)$	(N° fugas/km/año)
	Caudal unitario por fuga, $q_f$	(m <sup>3</sup> /día)
	Tiempo medio de la actividad de la fuga, $\Delta t_a$	(días)
	Rendimiento de grupos de bombeo, $\eta$	(adimensional)
	Tasa continua de actualización, $r$	(%)
Económicos	Costo de renovación de la tubería, $C_{rj}$	(Soles/m)
	Costo Social, $C_{sj}$	(Soles/m)
	Costo unitario de una reparación puntual, $C_b$	(Soles)
	Costo total del agua, excepto de la parte energética, $C_w$	(Soles/m <sup>3</sup> )
	Costo energético del agua, $C_{we}$	(Soles/m <sup>3</sup> )
	Costo de la energía consumida por los equipos de bombeo en la etapa de distribución, $C_e$	(Soles/KWh)

### 1.6.4 Definición de términos

**Abastecimiento.-** Suministro de agua

**Agua Potable.-** Agua apta para el consumo humano que cumple con los estándares físicos, químicos y microbiológicos de acuerdo a la normatividad.

**Conexión domiciliaria de agua potable.-** Conjunto de elementos sanitarios incorporados al sistema con la finalidad de abastecer de agua cada lote (doméstico, comercial, industrial, estatal, social, o multifamiliar).

**Diámetro nominal.-** Es un número de referencia de la norma de fabricación, que no necesariamente corresponde al diámetro interior o efectivo.

**Diámetro efectivo.-** Diámetro interior, real o útil, con el que se definen los cálculos.

**Fuga.-** Salida o escape de un líquido o de un gas por una abertura provocada accidentalmente. En el caso de la red de agua potable, se entiende la salida o pérdida de agua, a través de las tuberías, accesorios, uniones y/o conexiones domiciliarias de agua, que pueden ser visibles, o no visibles.

**Líneas de agua potable.-** Conjunto de tuberías de impulsión, aducción, conducción, redes de distribución, incluyendo las conexiones domiciliarias o piletas públicas, con sus accesorios: válvulas, cámaras de ingreso a sectores, medidores de caudal, grifos contra incendio, etc.

**Macromedición.-** Proceso mediante el cual se instala medidores en las redes principales de agua potable, para el registro y control de grandes zonas de consumo.

**Medidor.-** Elemento que registra el volumen de agua que pasa a través de él.

**Micromedición.-** Proceso mediante el cual se instala medidores de consumo a clientes, con fines de medición y facturación del agua potable registrada.

**Pérdidas de agua.-** Las pérdidas de agua potable en un sistema de distribución, representan la diferencia que existe entre la medición de la cantidad de agua suministrada al sistema de distribución (agua producida) y el volumen de agua considerado como base para la facturación y cobro de los servicios (agua facturada).

$$\text{Pérdidas de agua} = \text{Agua Producida} - \text{Agua Facturada}$$

**Pérdidas técnicas.-** Las pérdidas reales (o pérdidas técnicas) comprenden las fugas ocurridas por daños en la hermeticidad de los tanques de almacenamiento y en los componentes del sistema de distribución como tuberías, conexiones prediales, accesorios de unión



y de control de la red; sean estos escapes visibles y no visibles (FARLEY & TROW, 2003).

El volumen de pérdidas de agua potable asociado a las pérdidas reales depende de las políticas de reparaciones de la empresa y de las características de la red de distribución. Características tales como: la presión de servicio de la red de distribución, la frecuencia y los caudales promedios de las fugas y roturas, la cantidad de fugas visibles nuevas reportadas, el tiempo transcurrido entre la notificación, localización y reparación de las fugas visibles y el nivel de fugas de fondo existente en la red de distribución.

Debido a la diversidad de términos utilizados en un balance hidráulico para calcular las pérdidas de agua potable en un sistema de distribución, la Internacional Water Association (IWA - Sociedad Internacional de Agua) definió la terminología mostrada en la tabla 2. Esta terminología estandariza y define las pérdidas de agua potable como:

$$\text{Pérdidas de agua} = \text{Pérdidas "reales"} + \text{Pérdidas "aparentes"}$$

TABLA 2. TERMINOLOGÍA PROPUESTA POR LA IWA PARA SER UTILIZADA EN UN BALANCE HIDRÁULICO

Volumen suministrado al sistema de distribución	Consumo autorizado	Consumo autorizado facturado	Consumo medido facturado	Agua Contabilizada	
			Consumo no medido facturado		
		Consumo autorizado no facturado	Consumo medido no facturado	Agua No Contabilizada	
			Consumo no medido no facturado		
	Pérdidas de agua potable	Pérdidas aparentes	Consumo no autorizado		
			Errores de medición		
		Pérdidas reales	Fugas en la red de distribución		
			Fugas y reboses en tanques de almacenamiento (reservorios)		
	Fugas en acometidas				

**Pérdidas aparentes-** Las pérdidas aparentes (o pérdidas comerciales) representan la eficiencia del sistema de medición y se relacionan con aspectos de evaluación de cantidades de agua y no con pérdidas propiamente dichas, reflejándose en pérdidas de ingresos.

Estas pérdidas se asocian a los consumos no registrados y no facturados debido a: errores de medición, consumos clandestinos y fraudulentos (masivos o dispersos), consumos no facturados por errores en la subestimación de consumo, fraude de usuarios legales, y errores en las estimaciones de consumos no registrados que se producen en la red de abastecimiento.

Para propósitos de comprensión del origen de las pérdidas comerciales, a continuación se hace referencia a las causas que constituyen cada uno de sus componentes(JIMENEZ, 2003):

1. *Volumen por error de medición:* es la parte del volumen consumido por los usuarios que no es facturado a causa de la imprecisión originada en la sensibilidad (arranque a bajo caudal) y/o deterioro de exactitud con el tiempo del aparato de medición.
2. *Volumen de consumo clandestino:* es la parte del volumen consumido por los usuarios que no es facturado debido al uso de conexiones ilegales, sean estas dispersas o localizadas en asentamientos masivos. También incluyen consumos no autorizados a través de hidrantes.
3. *Volumen de consumo fraudulento:* es la parte del volumen consumido por los usuarios legales que no es facturado a causa del uso de conexiones paralelas a la acometida oficial o por adulteraciones del medidor.
4. *Volumen no facturado por subestimación de consumo:* es el volumen consumido por encima del facturado para usuarios que carecen de medidor y que reciben facturación estimada promedio.

Generalmente en los sistemas de distribución sin medición, el componente predominante de las pérdidas de agua potable son las fugas o pérdidas reales; mientras que en los sistemas de distribución con medición, las pérdidas aparentes pueden constituir un factor significativo. Sin embargo, en 1992, una comisión de observación de la IWA determinó que en los países desarrollados las fugas son usualmente el mayor componente de las pérdidas de agua potable; sin embargo en los países parcialmente desarrollados o en desarrollo son más trascendentes las conexiones ilegales, los errores de medición y errores de estimación(CABRERA MARCEL, 2006).

**Rehabilitación.**-Se entiende por rehabilitación, a las técnicas sin apertura de zanja que mejoran las condiciones internas de la antigua tubería sin necesidad de destruirla.

**Renovación.**-Se entiende por renovación a las técnicas con apertura de zanja que requieren de la destrucción de la antigua tubería, ya sea para reemplazarla por un excesivo deterioro o para aumentar el diámetro debido a un incremento en la demanda hidráulica.

**Red de distribución.**- Conjunto de tuberías, con sus accesorios, válvulas y estructuras que abastecen de agua potable a la población mediante conexiones domiciliarias y/o piletas públicas.

**Rotura de tubería.**-Falla de la tubería, que ocasiona la interrupción del servicio de agua, causada por acciones externas o internas.

**SCADA – Supervisory Control and data Acquisition.**-Sistema de supervisión de control y adquisición de datos. Es una aplicación de software especialmente diseñada para el control de procesos a distancia, proporcionando comunicación con los dispositivos de campo (como medidores de caudal, presión, cloro, nivel, PLCs), los cuales reportan información de las variables principales permitiendo visualizarlas en

tiempo real, supervisarlas y cambiar el comportamiento del proceso mediante órdenes remotas.

**Sectores.-** Son áreas con redes secundarias de distribución de agua potable aisladas unas de otras, cada una dotada generalmente de un solo punto de ingreso y otro de emergencia, permitiendo lograr un abastecimiento equilibrado con presiones de servicio entre 15 a 50 mca, control del caudal y cloro entregado y optimizar la gestión en la operación de los sistemas de agua potable.

**Sistema de distribución de agua potable.-**Es el conjunto de estructuras, equipos e instalaciones que tiene por objeto transportar el agua desde la fuente de abastecimiento, hasta los puntos de consumo en condiciones adecuadas de calidad, cantidad, presión y continuidad. Comprende los siguientes componentes: almacenamiento, línea de aducción, redes de distribución, conexiones domiciliarias, pileta pública, surtidor público u otros.

**Zona de presión.-** Delimitación de la red de distribución, dentro de la que se cumple con las presiones de servicio mínima y máxima reglamentarias.

## **1.7 Limitaciones**

### **1.7.1 Limitación temporal**

El desarrollo de las actividades de planificación, trabajos de campo, para la determinación de los índices de fugas y roturas en el área de estudio se desarrollará en base a la disponibilidad de la información proporcionada por SEDAPAL, así como la programación de las actividades de detección de fugas mediante el sondeo con las unidades móviles de SEDAPAL, se realizarán en función a su disponibilidad operativa, en un tiempo máximo de 01 mes contado a partir del inicio de los trabajos.

En la etapa de trabajo de gabinete, la limitación temporal para la obtención de resultados estará en base a la programación de las actividades, obtención y discusión de resultados.

### **1.7.2 Limitación espacial**

El área de estudio de la presente tesis, dada la limitación económica será para la zona con mayores problemas operacionales y de mantenimiento, conocida como Lima Norte I (ver Tabla 1)

### **1.7.3 Limitación económica**

Debido a la disponibilidad económica, el presente estudio se realizó con financiamiento propio de la entidad, con participación del graduando en los trabajos de planificación, trabajos de campo y de gabinete, como parte de sus actividades laborales en SEDAPAL, en base a la información disponible, equipos, software, instrumentos y herramientas con que cuenta SEDAPAL para el desarrollo de sus actividades en las áreas de planeamiento, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable.

## **1.8 Ubicación**

El área de estudio de la presente tesis se ubica en el departamento y región de Lima, comprendida en la provincia de Lima, en la ciudad de Lima Metropolitana y zonas adyacentes que en los próximos años se anexarían al ámbito jurisdiccional de SEDAPAL, tal como se indican en la Tabla 3y Figura 5.

Esta zona se localiza específicamente en el área geográfica del ámbito operativo de la Gerencia de Servicios Norte de SEDAPAL, incluida a su vez en el área de influencia (que se abastecerá) por la nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable Huachipa y en la Zona de Drenaje del colector primario Comas-Chillón, alcanzando a 12 sectores de distribución identificados en el estudio de sectorización realizado en 1996, ubicados en los distritos de Los Olivos, Independencia, Comas y San Martín de Porres.

Estos sectores son operados manualmente dado que aún no se implementan los accesorios y obras para su delimitación efectiva; no obstante conforme al estudio de factibilidad de Optimización Lima Norte I ha determinado que se deberían considerar 18 sectores y subsectores para el adecuado funcionamiento hidráulico de los sistemas. Las áreas involucradas en el estudio correspondientes a los distritos de Los Olivos y San Martín de Porres son relativamente pequeñas, siendo algo mayores las áreas involucradas del distrito de Independencia y mucho mayores las del distrito de Comas, el cual comprende el área más representativa del proyecto, como se ilustra en la Figura 5.

TABLA 3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO (LIMA NORTE I)

PROVINCIA	DISTRITOS	SECTOR (*)
LIMA	Los Olivos – San Martín de Porres	86
	Independencia	334
		335
		336
		337
	Comas –Los Olivos	338
	Comas	339
		340
		341
		342
		343
		344

(\*) Fuente: Gerencia de Servicios Norte. Centro de Servicios Comas.

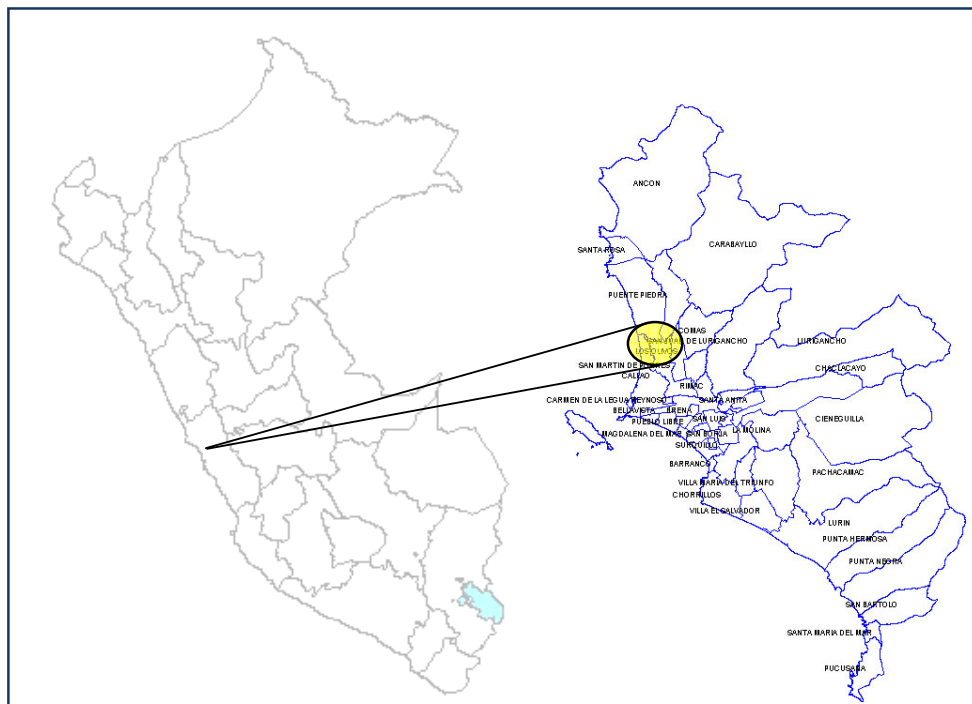


FIGURA 3. MACRO-UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

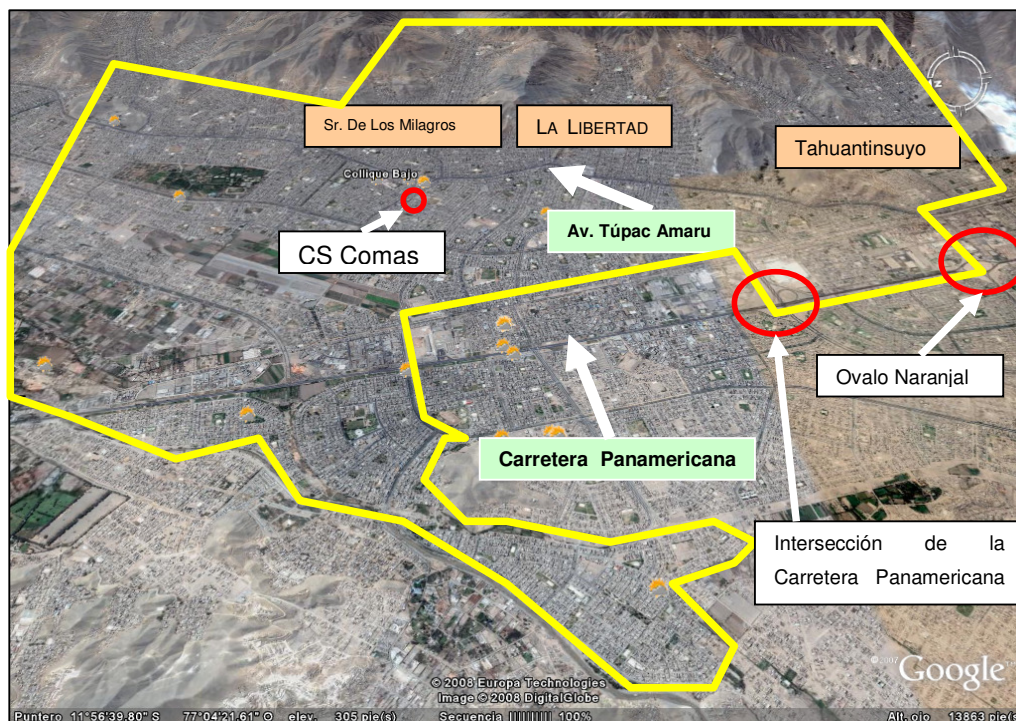


FIGURA 4. MICRO-UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

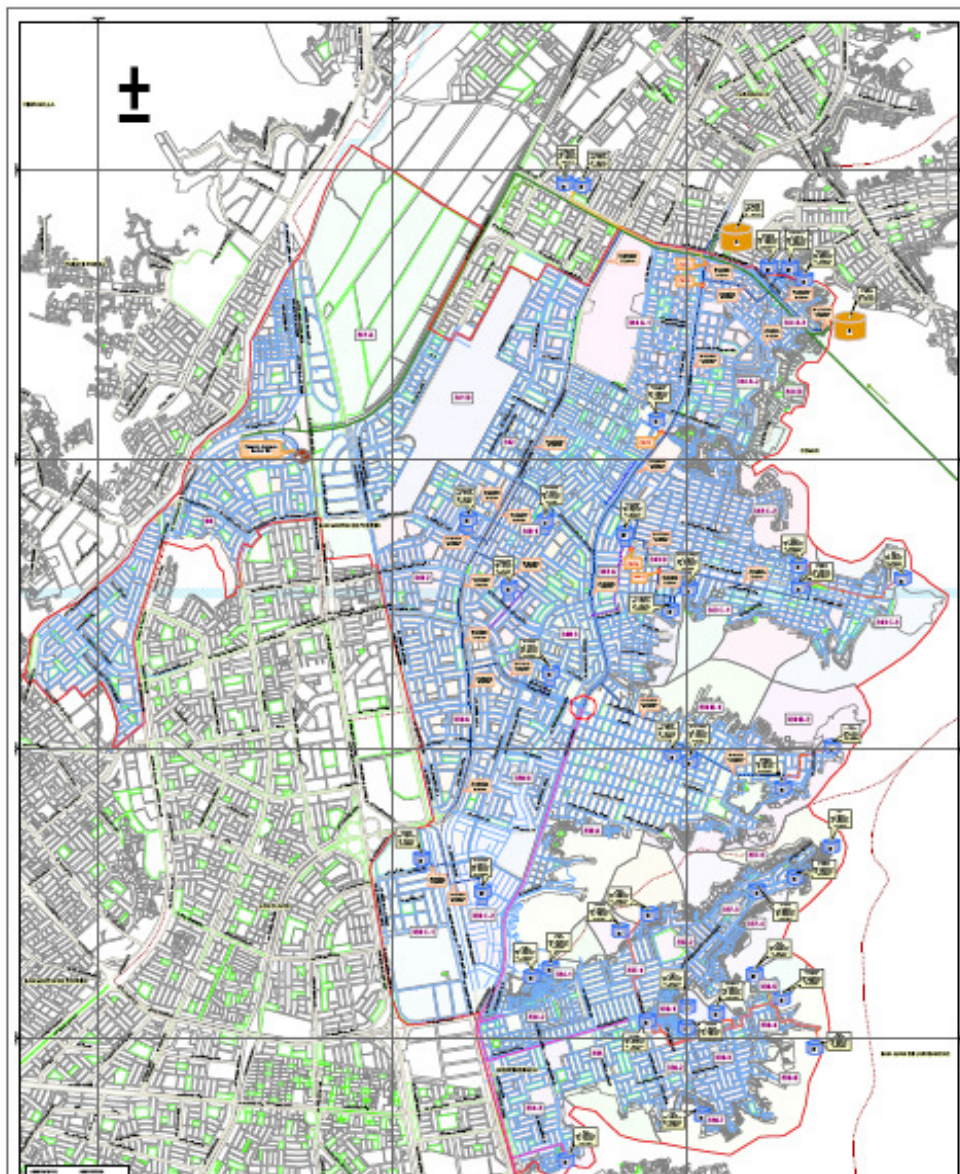


FIGURA 5. ÁREA DE INFLUENCIA DE ESTUDIO “OPTIMIZACIÓN LIMA NORTE I”



## **SEGUNDA PARTE**

---

### **MARCO TEÓRICO**

## **CAPITULO II**

### **REHABILITACIÓN Y RENOVACIÓN DE TUBERÍAS**

#### **2.1 Introducción**

Cierta parte de los 12,615 km de tuberías de agua potable enterradas en la ciudad de Lima Metropolitana<sup>4</sup> y específicamente un gran porcentaje de los 506.24 km de redes secundarias en la zona de Lima Norte I han cumplido ya un poco más de 50 años (vida útil razonable de la mayoría de materiales), por lo que en muchas ocasiones se ha de plantear una estrategia de corto, mediano y largo plazo para renovar estas infraestructuras envejecidas. Este capítulo pretende abordar el principal factor para ello: el funcionamiento de los distintos materiales instalados en las redes de distribución secundaria en la zona de Lima Norte I.

El presente capítulo comienza con un paseo por la historia de las tuberías, y muestra la evolución de los materiales empleados desde la era de los romanos, con tuberías cerámicas, hasta la era actual con las innovaciones realizadas por la industria en materiales plásticos. Tras esto se detallan las características particulares de cada uno de los materiales más frecuentemente utilizados en el suministro de agua potable (fundición dúctil, acero, etc.). Asimismo, se analizan los detalles de las tuberías en desuso (fundición gris y fibrocemento) por su extensa presencia en las redes de agua. En Lima y Callao, específicamente en el área de estudio Lima Norte I, el 88.8% y el 10.2% de las tuberías son de Asbesto Cemento y PVC, respectivamente. De igual modo, se cuantifica la proporción de tuberías según el material en abastecimientos de Estados Unidos, algunos países europeos, y la ciudad de Lima Metropolitana.

Por último, se describen los criterios que se adoptan para abordar la decisión de renovar y/o rehabilitar las conducciones de la red. La

---

<sup>4</sup> Anuario Estadístico de SEDAPAL 2010.

comprensión de estos criterios es básica para la construcción de una herramienta propia que permita la toma de decisiones para la renovación. Esta herramienta debe considerar múltiples factores y se construye tanto a partir de las propiedades físicas del sistema como del análisis de los datos estadísticos disponibles.

La obtención de un modelo que permita al gestor decidir qué tubería renovar es un problema que, aunque se ha intentado universalizar, se ha mostrado muy dependiente tanto de las particularidades propias de la red (deterioro de las tuberías, etc.) como de los datos disponibles en cada abastecimiento. Así, la estructura de dicho modelo debe ser flexible y capaz de incorporar las particularidades de la red de estudio.

## 2.2 Historia de las tuberías de agua potable

Las tuberías son una de las mayores contribuciones para garantizar la salubridad (especialmente las empleadas en redes de saneamiento) y el confort (las de agua limpia) de las poblaciones a lo largo de la historia. Desde la tubería de arcilla o cerámica de los tempranos días de Babilonia (4000 A.C.) ha existido un considerable esfuerzo para llegar al estado actual, una tubería que pudiera fabricarse económicamente y que mantuviese sus características estructurales bajo tierra durante un periodo de tiempo elevado.



FIGURA 6. TUBERÍA DE ARCILLA UTILIZADA EN EL AÑO 1800 EN CALIFORNIA

Ya en el año 1500 A.C. se construyó un acueducto en la ciudad cretense de Cnosos que utilizaba conductos tubulares para el transporte del agua. Sin embargo, del siguiente acueducto del que se tiene constancia data del año 700A.C. en Jerusalén. En esa misma época, 600 A.C. los antiguos griegos construyeron acueductos en Atenas, Samos y Siracusa (todavía en uso).

En el 144 A.C. los romanos construyeron el primer acueducto aquamarcia de 90 km de longitud y que abastecía a la propia Roma. En esa época se construyeron principalmente de piedra y cemento natural, eran sencillos pero funcionales.

Aunque los técnicos romanos usaban también conducciones bajo presión por tubos de plomo o de cerámica, rara vez escogían estas conducciones. Las tuberías cerámicas eran baratas y fáciles de fabricar a pie de obra, pero resultaban demasiado frágiles mientras que las de plomo, además del elevado costo del material, exigían un transporte muy laborioso, dado su peso. Los romanos consiguieron refinar las conducciones de arcillas o madera para el transporte en el año 50 A.C. en la ciudad de Bath, Reino Unido, utilizando plomo. En Bath, se canalizaba agua caliente proveniente de un manantial natural y se empleó este material para evitar el deterioro de las tuberías de madera o de arcilla que eran las frecuentemente empleadas. Los romanos ya imaginaban que el plomo podría causar serios problemas de salud. Ellos achacaban a este material la locura y la muerte. Sin embargo, estaban tan confiados en los diversos usos que presentaba que infravaloraron los riesgos asociados al mismo. En el año 14 A.C. el arquitecto romano Vitrubio ya percibe la complexión pálida y las enfermedades contraídas por los operarios que trabajan con plomo. En su libro De architectura sugirió que el agua que circulaba por las tuberías de plomo contaminaba la sangre humana.

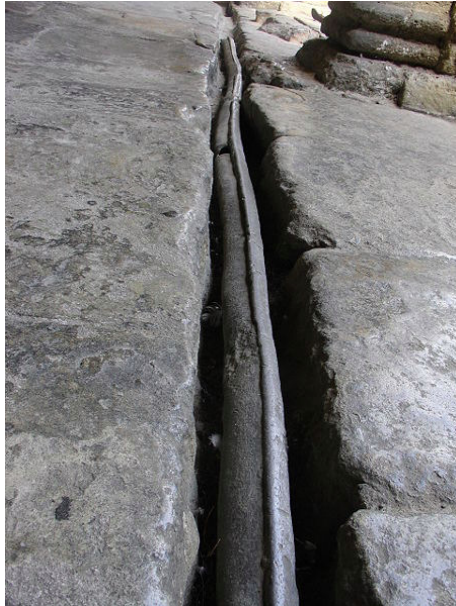


FIGURA 8. TUBERÍA DE PLOMO EN BATH



FIGURA 7. TUBERÍA DE MADERA INSTALADA EN HAMILTON, ONTARIO (RAJANI, 2009A).

Por otra parte, el hierro se conocía desde las épocas prehistóricas, aunque la fecha más temprana de su empleo a gran escala se remonta a 1313 (manufactura de cañones de hierro fundido en Gante, Bélgica). La primera aplicación del hierro en relación con la distribución de agua se realizó el año 1455, en el que se instaló una tubería de fundición en el castillo Dillenbergh, Alemania (Tyco, 2000). En 1664, se emplearon tuberías de fundición gris (diámetro de 400 mm y 8 km de longitud) en Versalles (Rajani, 2009A). Todavía en la actualidad existen algunos tramos de la misma que se mantienen en servicio.



FIGURA 9. TUBERÍA DE FUNDICIÓN GRIS QUE SIRVE PARA TRAER AGUA HASTA LOS JARDINES DE VERSALLES. TODAVÍA EN SERVICIO EN EL AÑO 1914

En 1692, se instaló en Boston una tubería de madera para el abastecimiento de agua (Rajani, 2009a). Más de un siglo después, en 1746, se tuvo constancia de la instalación de una tubería de fundición en Londres, mientras que en el nuevo continente, fue en Filadelfia donde se instaló la primera tubería de fundición gris, año 1804, ya que anteriormente todas eran de madera. Dicha tubería, procedente de Inglaterra, fue servida en tramos de 3 m y se instaló con juntas campana y enchufe (bell and spigot).

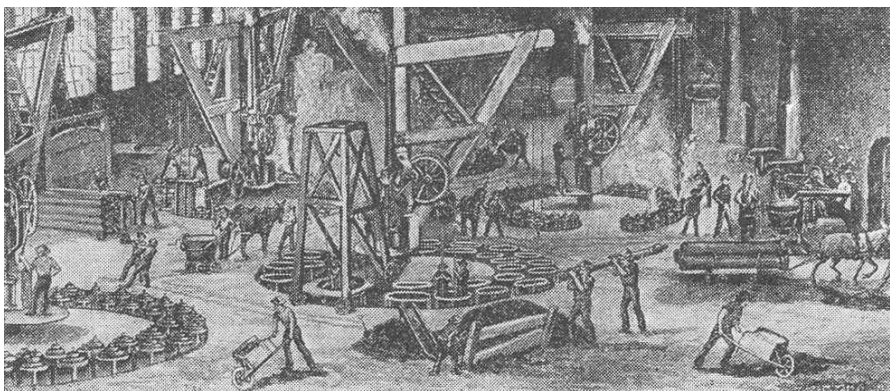


FIGURA 10. PRIMEROS PASOS EN LA FABRICACIÓN DE FUNDICIÓN GRIS, 1880.

Durante el siglo XVII, las tuberías de fundición se utilizaron en casos aislados para llevar agua hacia propiedades de la aristocracia como mansiones, casas de campo, jardines y otros. En 1785, la Chelsea Water Company en Londres comenzó a utilizar la junta de campana y enchufe con un sellado de plomo. Este tipo de junta, inventado por Sir Thomas Simpson, consistía en añadir cáñamo en el ensanchamiento de la campana (que realizaba la función de la junta) y posteriormente se añadía plomo fundido sobre esta junta. Cuando el plomo solidificaba se movía y ajustaba a tope con martillo y cincel por parte del operario.

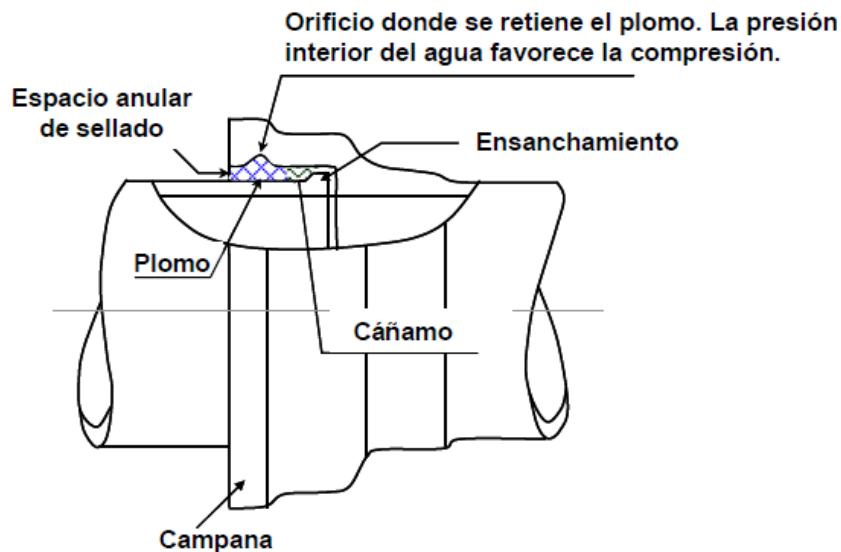


FIGURA 11. UNIÓN CAMPANA Y ESPIGA CON SELLADO DE LA JUNTA DE PLOMO

En el siglo XIX con la llegada de la revolución industrial, pueblos, ciudades e industria empezaron a desarrollarse. El crecimiento y la concentración demográfica motivaron la ampliación de las infraestructuras de agua potable, gas y recogida de aguas residuales. Por ejemplo, en 1842 finalizó la construcción del acueducto de Croton, que abasteció de agua a la ciudad de Nueva York. En 1915, se construyó otro acueducto de 150 km de longitud que unía el antiguo acueducto de Croton con el sistema de distribución de Manhattan. El agua circulaba con una velocidad de 1.2 m/s y con un caudal de 1.9 hm<sup>3</sup>/día.

A finales de siglo XIX, se produjo la expansión de la industria de los tubos de hormigón. En 1886, P. H. Jackson, un ingeniero de San Francisco, California, obtuvo las patentes para atar varillas de acero en piedras artificiales y en arcos de hormigón que servían como losas de pisos. En 1907 se creó la interstate cement tile manufactures association, que en 1914 pasa a ser la american concrete pipe association (ACPA). En ese mismo año, se empezaban a escribir las primeras especificaciones sobre tubos de hormigón. La contribución más importante en la industria del hormigón se atribuye al ingeniero francés Eugène Freyssinet, quien en

1928, inició el desarrollo moderno del hormigón pretensado usando alambres de acero. Pretensar un elemento estructural consiste en crear en él esfuerzos de tal magnitud que al combinarse con las fuerzas externas, anulen o disminuyan las tensiones y las mantenga por debajo de las admisibles por el material.

Las primeras tuberías de fibrocemento se fabricaron en Italia en los años 1906 - 1913 aproximadamente. Sin duda, su pequeño peso, fácil transportabilidad y bajos costos de instalación provocaron que se convirtiera en una tubería muy utilizada en la distribución urbana de agua a lo largo del siglo XX. Ya en el año 1930, el inspector médico Edward Merewether encontró la relación entre la exposición al amianto y la aparición de asbestosis, lo que llevó a la adopción de las primeras regulaciones industriales que fijaban valores máximos de exposición.



FIGURA 12 INSTALACIÓN DE TUBERÍA DE FIBROCEMENTO, AÑO 1953



En 1920 se empezó a revestir con mortero de cemento las tuberías de agua para minimizar corrosión y crecimiento bacteriano. Los procedimientos para la limpieza y el revestimiento estructural de las tuberías se desarrollaron en los años 30.

Los materiales plásticos fueron desarrollados en los años 30. Las primeras tuberías de policloruro de vinilo (PVC) se construyeron en Alemania en 1932, y se empezaron a instalar en redes a presión y saneamiento en 1936 en ese mismo país. En Estados Unidos, se utilizó el PVC en tuberías de abastecimiento en el año 1955, y las primeras normas específicas para dicha tuberías (ASTM D1785) fueron publicadas en el año 1960.

Durante la segunda guerra mundial se desarrolló el poliéster reforzado con fibra de vidrio en el Reino Unido. Si bien, su primer uso fue militar (reemplazo de piezas de madera contrachapada en aviones), pasó al uso civil en los años 50 como material de construcción de botes, y posteriormente se utilizó en tuberías de agua potable y saneamiento.

En 1959, los fabricantes de polietileno (PE) encontraron en la fabricación de tuberías de agua potable un mercado para dicho material. El polietileno de alta densidad (HDPE) se dedicó a la distribución de agua a presión, mientras que el de baja densidad (LDPE) se empleó en redes de riego y en acometidas de viviendas, aunque su aplicación fundamental es en fabricación de juguetes, bolsas plásticas, etc.

Otra vez en tubería metálica, el desarrollo de la fundición dúctil surgió en 1948. En un período relativamente corto, esta tubería desplazó casi totalmente a la de fundición gris. Las especificaciones para el uso de fundición dúctil han provocado que todas las tuberías de hierro que se han instalado en los últimos años hayan sido de tipo dúctil, y que la tubería de fundición gris ya no se fabrique por la fragilidad de la misma.

En cambio, el plomo, que se había utilizado ampliamente para la fabricación de tuberías (desde los romanos en Bath) se deja de instalar cuando se comprueba sus efectos perjudiciales para la salud humana, que especialmente afectan al cerebro, riñón y sistema nervioso. Un informe de la environmental protection agency (EPA, 1973) confirmó el, hasta entonces supuesto, efecto perjudicial del plomo en la salud pública. Aunque el informe se centró en el efecto del plomo añadido como catalizador a las gasolinas, se hizo extensible a sus aplicaciones habituales como material con el que se fabricaban tuberías, pinturas, etc. Sin embargo, hasta 1988 no se publicó una norma para establecer los requerimientos mínimos para el control de las aguas que están en contacto con el plomo (NSF/ANSI Standard 61).



FIGURA 13. TUBERÍA DE FUNDICIÓN GRIS REVESTIDA CON PLOMO

Otro problema de salud asociado al empleo de tuberías se encontró en la liberación de fibras de amianto en tuberías de fibrocemento. Se demostró que las tuberías de fibrocemento incrementaban las concentraciones de amianto en agua (Chatfield y Dillon, 1979; Webber y col., 1989; Millette y col., 1983). En 1993, la organización mundial de la Salud (OMS) subrayó las escasas evidencias de los efectos cancerígenos de la ingesta de fibras de amianto, y que en estudios de laboratorio no se comprobó el

aumento de la probabilidad de tumores en el tracto gastrointestinal. Las tuberías de fibrocemento son un peligro para la salud en el manejo de las mismas, aunque no bebiendo agua que haya circulado por ellas. El desuso de dichas tuberías es provocado sobre todo por la aparición de nuevos materiales así como por la alarma producida por los posibles problemas de calidad asociados a las fibras de amianto. A través de la Orden de 7 de diciembre de 2001, España transpuso la Directiva Comunitaria 1999/77/CE, por la que se prohibió el uso y comercialización de todo tipo de amianto y de los productos que lo contengan. La prohibición se hizo efectiva para la fabricación el 15 de junio de 2002 y para la instalación a finales de ese mismo año.

En el Perú, mediante la Ley N° 29662, a partir del 1 de julio del 2011, se prohíbe en todo el territorio nacional la posesión, elaboración, exportación, importación, distribución, manufactura y cesión, de todas las variedades de fibras de asbesto anfíboles: crocidolita, amosita, actinolita, antofilita y tremolita, así como de las variedades de fibras o productos que contengan dicho compuesto por considerarse cancerígenos. Asimismo, regula las actividades de explotación, manufactura, importación, elaboración, distribución y comercialización de todas las variedades de fibras de asbesto crisotilo o asbesto blanco. En Perú, a partir del año 2000 se dejó de producir tuberías de asbesto, debido a su competitividad frente a las nuevas tuberías de PVC, tanto en costos por material, sino también por aspectos de facilidad de instalación, mejor capacidad hidráulica de las últimas.

### **2.3 Tipos de materiales utilizados en las tuberías de agua potable**

Numerosos materiales se han utilizado en la construcción de las redes de abastecimiento. En cada época, existe un material predominante, no sólo en la nueva instalación sino también en la renovación. Prueba de ello es la inversión anual para cada material, tal y como lo muestran Cromwell y col. (2007), (Figura 14). En el eje horizontal se representa el año y en el vertical las inversiones realizadas (en M\$) en cada tipo de tubería. Por

tanto, se puede observar que en la actualidad la inversión (o sea los materiales que se instalan) se centra en tuberías de fundición dúctil y PVC. En Perú, la situación es similar a la mostrada en este estudio aunque retrasada unos 20 ó 30 años. Por ejemplo, el asbesto cemento se instaló en las redes de Lima y Callao a partir de los años 50, y su instalación se mantuvo para nuevos sistemas de agua hasta finales de los años 90.

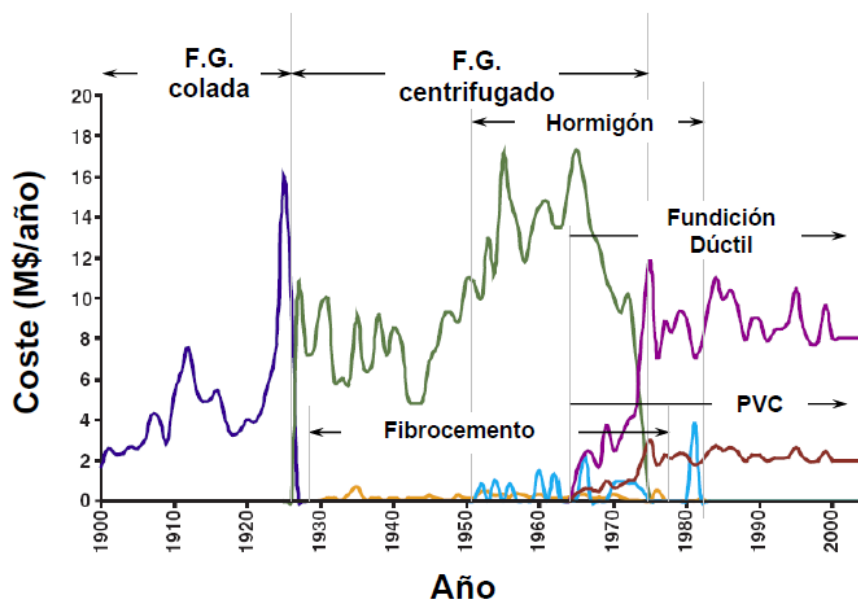


FIGURA 14 UTILIZACIÓN DE LOS DIVERSOS MATERIALES CON EL TIEMPO EN EE.UU. (CROMWELL & SPERANZA, JANUARY 2007).

Seguidamente se muestran las principales características de las tuberías empleadas en redes de distribución de agua. Algunas como la fundición gris y el fibrocemento están en desuso, pero su estudio se justifica porque representan una parte importante de las tuberías instaladas en la actualidad.

### 2.3.1 Tuberías de asbesto cemento

El interés en la actualidad que todavía despierta el asbesto cemento radica en que entre el 35% a 40% de las tuberías que se han utilizado en

las redes secundarias de Lima y Callao, están constituidas de este material, y en la zona de Lima Norte I, es cercano al 88.8% de la longitud de la red. Con ese elevado porcentaje son frecuentes las averías, nuevas conexiones o renovación en tuberías de asbesto cemento.

#### *Características físicas fundamentales*

Las tuberías de fibrocemento se fabrican a partir de una mezcla de cemento portland, fibras de amianto y agua. Una capa delgada de la mezcla (de 0.1 a 0.2 mm) se enrolla de una forma continua sobre una barra de acero, cuya longitud coincide con la del tubo que se desea fabricar. Las sucesivas capas, fuertemente comprimidas, originan el crecimiento progresivo del espesor de pared de la tubería hasta alcanzar la medida prevista.

A continuación, los tubos se sumergen en agua durante varios días y, posteriormente, se almacenan al aire libre. Durante este proceso han adquirido el endurecimiento necesario para soportar una presión de prueba equivalente al doble de la presión de servicio.

Una de las ventajas de la utilización del fibrocemento es que es muy económico en relación a otros materiales, tanto en inversión como en mantenimiento, además es también muy ligero. Para la fabricación de este material se utilizaba el amianto como fibra de refuerzo, pero cuando se hicieron patentes los problemas de salud que originaba, se fue abandonando paulatinamente su uso en los distintos países. Hasta ahora, los intentos de sustitución del amianto o asbesto por otros tipos de fibras, como celulosa, fibra de vidrio o vinílicas han tenido poco éxito.

El problema de la asbestosis se genera por inhalación del amianto, no por migración de las fibras en contacto con el agua. Por tanto, no hay que cambiar las tuberías instaladas urgentemente sino de manera gradual, ya que el costo de la renovación de todas las tuberías de fibrocemento en Lima sería de una mega inversión. La seguridad en la operación de corte de las tuberías se garantiza con la utilización de dispositivos de corte

equipados con un sistema de inyección de agua (corte húmedo) o bien con la utilización de trajes de protección integral de polietileno. Ésta última posibilidad no evita la expansión del polvo producido por el corte, y aunque el técnico esté protegido, no lo está la zona circundante.

#### *Dimensiones*

Las tuberías de fibrocemento se podían fabricar para diámetros comprendidos entre los 50 y los 900 mm, presentando su máxima aplicabilidad entre los 100 y 500 mm.

#### *Propiedades*

1. Peso específico: 2 g/cm<sup>3</sup>.
2. Coeficiente de dilatación lineal:  $1.2 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ .
3. La curva de tensión-deformación: incluso en estados con poca tensión no es lineal. El proceso químico de fraguado de la mezcla de cemento portland, amianto y agua causa un incremento de la resistencia mecánica con el tiempo.
4. Resistencia química: Debido a su composición inorgánica, el fibrocemento resiste todo tipo de ataques biológicos. Los fenómenos electrolíticos no producen ningún tipo de corrosión en estos tubos, tampoco se oxidan ni se pudren por efecto de la humedad, son resistentes a los rayos ultravioleta y pueden permanecer al sol por largos períodos sin afectar a sus propiedades físicas y químicas.
5. Propiedades aislantes: El fibrocemento tiene una alta capacidad como aislante térmico y no es un conductor eléctrico. Por tal motivo, la corrosión electrolítica no puede ocurrir aun con corrientes inducidas.

#### *Mecanismos de deterioro*

La tubería de fibrocemento tiene buena resistencia a los ataques químicos del entorno, salvo de aquellos que sean ácidos (pH menor que 6), contengan sulfatos (en concentración superior al 0.3%) o tengan una alta alcalinidad. Los principales problemas de deterioro en tuberías de

fibrocemento surgen con aguas blandas (dureza inferior a 3 grados hidrométricos franceses<sup>5</sup>).

Para evitar el desgaste de la tubería de este material, se emplean revestimientos internos de los siguientes tipos:

- Bituminoso: Elaborado a base de compuestos derivados de carbón y resistente a la acción de sales neutras, ácidos y álcalis diluidos. No resiste la acción de aceites grasos e hidrocarburos aromáticos.
- Epóxico: Revestimientos elaborado a partir de resinas epoxi, alquitrán de hulla y catalizador de amina. Resistente a la acción de álcalis, ácidos, abrasión y gasolina. La acción de la intemperie prolongada puede deteriorar el recubrimiento.

Finalmente, cuando se presenta la degradación química en estos tubos, ésta se manifiesta por un ablandamiento de la superficie de la tubería.

Las fibras de amianto quedan al desnudo por la deposición de calcio, que se entrelazan formando un tejido semejante a un filtro, y establece una autoprotección del material contra el avance gradual del deterioro.

Debido a todas estas características, en condiciones normales, puede considerarse que la vida útil de los tubos de fibrocemento es prácticamente indefinida, ya que están constituidos por componentes inorgánicos y no metálicos.

#### *Patrón de rotura*

Un ejemplo de obtención del patrón de roturas en tuberías de fibrocemento se muestra en trazos discontinuos en la Figura 15. En este caso se estudiaron las roturas en 530 km de tuberías de fibrocemento con diámetros 100-400 mm en Regina, Canadá. El número de roturas

---

<sup>5</sup>El grado francés es un indicativo de la dureza del agua, 1 f=10 mg/l de CaCO<sub>3</sub>.

registrado fue de 2282 y por su disposición temporal, se consiguió trazar el patrón de roturas.

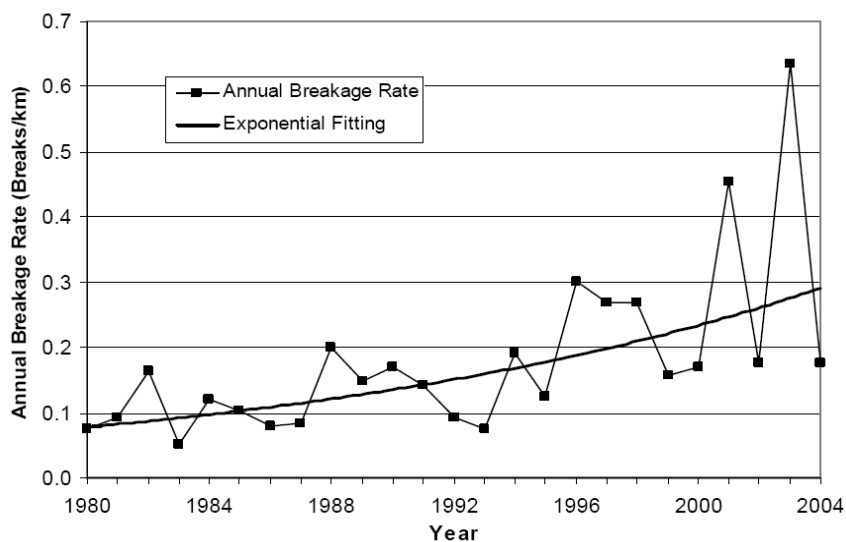


FIGURA 15. PATRÓN DE ROTURAS DE LAS TUBERÍAS DE FIBROCEMENTO DE REGINA (HU & HUBBLE, 2007).

Las causas fundamentales de las roturas en el abastecimiento estudiado son el clima y el tipo de suelo. El movimiento del suelo adyacente a la tubería es la primera causa de las roturas circunferenciales. Otros factores, de menor relevancia tras el estudio, son la edad de la tubería, el diámetro de la conducción y los métodos de reparación y construcción.

### 2.3.2 Tuberías de hierro dúctil

Los tubos de hierro dúctil son utilizados en Europa desde el año 1948. Tal y como se ha comentado. Este material ha desplazado completamente a la antigua fundición gris (de menor resistencia y susceptible de sufrir roturas frágiles), que venía siendo empleada desde mucho antes (siglo XVIII).



### *Características físicas fundamentales*

El hierro fundido en forma de arrabio<sup>6</sup> se obtiene con la aleación de carbón decoque en un alto horno con el mineral de hierro en un proceso denominado como fundición. En este proceso, parte del carbono se disuelve en el hierro líquido, disminuyendo el punto de fusión desde los 1540 hasta los 1150°C. Éste es el requisito más importante para el procesamiento industrial, ya que permite la reducción del gasto de energía, de material refractario y de material fundido. Otra ventaja sucede cuando el hierro fundido solidifica: la contracción del volumen del hierro cuando pasa a sólido es contrarrestada por el volumen del carbono disuelto que cristaliza. En consecuencia, los productos hechos de hierro fundido suelen tener una micro estructura densa y libre de cavidades.

La forma de cristalización del carbono se modifica mediante un tratamiento metalúrgico de la fusión por medio de metales con alta afinidad al oxígeno, por ejemplo cerio o magnesio. En un caldo de hierro fundido, el carbono ya no cristaliza en forma laminar como en el caso de la fundición gris (si se impide la grafitización de la cementita eutectoide, la matriz será totalmente perlítica y el producto será fundición dúctil) sino en forma esferoidal gracias a los aditivos. La mayoría de las fundiciones dúctiles son aleaciones que contienen un 3.5% de carbono, 2.5% de silicio, 0.4% de manganeso, 0.005% de azufre, 0.06% de fósforo y 0.04% de magnesio.

Mientras que en fundición gris el grafito rompe la estructura cristalina (CEDEX, 2006) y ello conlleva la tradicional rotura frágil de ésta, el grafito en forma esferoidal reduce la concentración de tensiones internas en el metal base. En la Figura se comparan las tensiones existentes en una muestra de fundición dúctil (con el grafito cristalizado en forma de esfera) y otra de fundición gris (con el grafito en forma de una lámina). La resistencia de la fundición que contiene grafito esferoidal es considerablemente mayor que la que contiene grafito en forma de lámina,

---

<sup>6</sup>Arrabio. Fundición de hierro que se obtiene en el alto horno y que constituye la materia prima de la industria del hierro y del acero.

y es capaz de deformarse plásticamente bajo la acción de cargas externas.

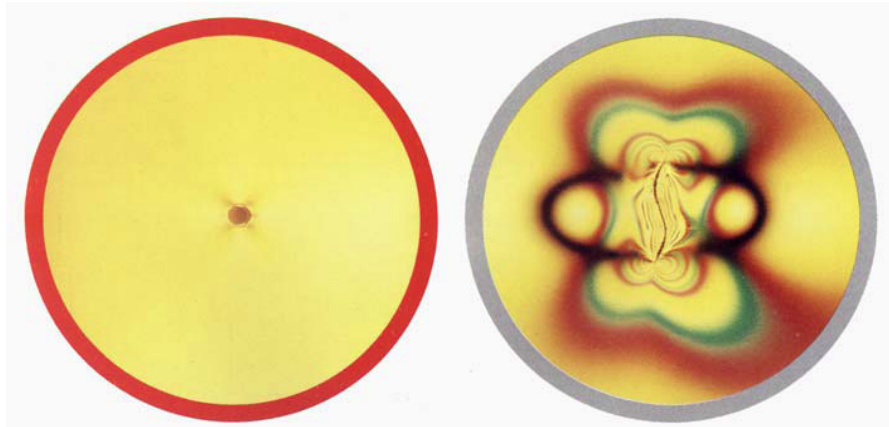


FIGURA 16. ASPECTO DE LAS TENSIONES EN TUBERÍAS DE FUNDICIÓN DÚCTIL (PARTE IZQUIERDA, NÓDULO ESFÉRICO) Y FUNDICIÓN GRIS (PARTE DERECHA, UNA LÁMINA DE GRAFITO).

#### *Dimensiones*

Las tuberías de fundición dúctil están normalizadas por UNE-EN hasta el diámetro 2000 mm, si bien se pueden fabricar hasta 2600 mm (no empleados habitualmente). Asimismo, las longitudes en las que se fabrica no son superiores a los 5-6 m (CEDEX, 2006).

#### *Propiedades*

Entre las ventajas de los tubos de fundición dúctil debe destacarse, en primer lugar, el excelente comportamiento de los mismos ante la presión hidráulica interior y la acción de las cargas externas, lo que hace que su campo de aplicación abarque un amplio rango de diámetros. Las características físicas que más destacables son las siguientes:

1. Resistencia a la tracción: 420 MPa.
2. Resistencia a la compresión: 420 MPa (mismo valor que la tracción).
3. Alargamiento: entre el 10 y el 25%.

4. Dureza: entre 165 a 230 Brinell<sup>7</sup> (Kg/mm<sup>2</sup>).
5. Módulo Elástico: 165-180 GPa.
6. Otros: la instalación de tubos de fundición dúctil se ve facilitada porque éstos son fácilmente mecanizables en obra (se pueden cortar, taladrar, roscar, etc.) y también porque el tipo de unión habitual (flexible, de espiga y campana) es de fácil colocación.

#### *Mecanismos de deterioro*

La tubería de fundición dúctil se deteriora únicamente por corrosión, la destrucción de los cuerpos metálicos por un ataque electroquímico de agentes externos (oxidación). La velocidad de la misma depende de diversos factores como la temperatura, la salinidad del fluido y el tipo de material en cuestión. La corrosión sucede bien por la unión de metales diferentes (acometidas de cobre-plomo, nuevas tuberías conectadas a viejas, etc.), o bien por la existencia de distintos tipos de terreno, o distinta compactación de los mismos en presencia de oxígeno). Las condiciones de la superficie de la tubería (arañazos causados en el transporte o instalación de la tubería) es uno de los factores que facilita la corrosión.

Los posibles sistemas de protección de la tubería frente a la corrosión son, básicamente la protección catódica o el recubrimiento mediante revestimientos (aislamiento de la tubería). La elección entre un método de protección u otro es básicamente una cuestión económica que depende de las circunstancias particulares de cada instalación.

La protección catódica se caracteriza por impedir que la tubería metálica sea el ánodo en las reacciones de oxidación-reducción. Existen dos maneras de asegurar esto:

- Instalación de un material que interfiera en la corrosión (ánodos de sacrificio): El ánodo de sacrificio tiene menor electronegatividad que la tubería a proteger, de manera, que la corrosión sucede en este

---

<sup>7</sup>Se denomina dureza Brinell a la medición de la dureza de un material.

material y no en la tubería que protege (Figura 17). Como ánodos o electrodos de sacrificio se emplean algunas aleaciones de magnesio, cinc o aluminio. Estos ánodos van enterrados y se rodean de una mezcla activadora que evita la pasivación del ánodo y disminuye su resistencia a tierra. La mezcla activadora suele estar compuesta por yeso, bentonita y sulfato sódico.



FIGURA 17. INSTALACIÓN DE UN ÁNODO DE SACRIFICIO EN UNA TUBERÍA METÁLICA

- Por fuentes de corriente impresa, rectificadores manuales o regulados: Los sistemas de corriente impresa con rectificador manual se caracterizan por forzar la salida de corriente continua hacia el suelo a través de un lecho de ánodos, actuando la tubería como cátodo y recibiendo corriente continua del suelo que la rodea. Los ánodos son, en general, de grafito, ferro silicio, titanio activado con platino o mezcla de óxidos metálicos. Ocasionalmente, incluso se utiliza acero. El contacto de los ánodos con el suelo suele mejorarse utilizando rellenos de grafito, coque de hulla y coque de petróleo calcinado. Los sistemas de “corriente impresa con rectificador automático” trabajan igual que el caso de rectificación manual, pero

con un sistema de regulación de la corriente de protección en función del potencial de la tubería.

La protección frente a corrosión con protección catódica requiere que la tubería sea eléctricamente continua. La instalación de uniones flexibles rompe la continuidad eléctrica y, como se deben evitar discontinuidades, es frecuente la instalación de puentes, elementos mecánicos u otros accesorios que garanticen la misma.

En general, la protección catódica no suele emplearse en Perú, y la protección frente a la corrosión se realiza casi exclusivamente mediante revestimientos o mangas de polietileno. Ésta no requiere continuidad eléctrica y por tanto, el tipo de unión entre los tubos es irrelevante. Los tubos de fundición dúctil van provistos de revestimientos tanto exteriores como interiores, el material empleado para realizar este revestimiento depende de las características del agua a transportar y del medio en el que se instalen (aunque generalmente el revestimiento suele ser mortero de cemento). En la instalación de los mismos, al ser un tubo flexible en diámetros grandes (y por tanto resistir las sollicitaciones deformándose y contando con la ayuda del empuje pasivo del relleno), las características y grado de compactación de los materiales a colocar alrededor de la tubería adquieren gran importancia, lo que obliga a una cuidadosa ejecución en obra.



FIGURA 18. EJEMPLO DE CORROSIÓN EN TUBERÍA DE HIERRO DÚCTIL.

Rajani & Kleiner, (2003) estudiaron los tipos de revestimientos orgánicos e inorgánicos, y obtuvieron los resultados siguientes (ver Tabla 4).

TABLA 4. TIPOS DE REVESTIMIENTOS QUE PROTEGEN LAS TUBERÍAS DE FUNDICIÓN DÚCTIL (RAJANI&KLEINER, 2002).

Revestimientos inorgánicos		Mínimo espesor del revestimiento	Calidad de la protección
Mortero de cemento		5 mm	Durabilidad a largo plazo (para pH no bajos)
Zinc + capa semi-impermeable en la superficie		130 g/m <sup>2</sup> + 50 μm	Durabilidad a largo plazo (para pH no bajos)
Zinc + entubado con PE (envuelto)		130 g/m <sup>2</sup> + 200 μm	Durabilidad a largo plazo (para pH no bajos).
Revestimientos orgánicos		Mínimo espesor del revestimiento	Calidad de la protección
Fino	Bituminosa	50 mm	Mala
	Bituminosa + entubado PE	50 mm + 200 mm	Parcial, reduce la corrosión
	Poliuretano	250 mm	Completa
Grueso	Poliuretano	1.8 mm	Completa
	Epoxi	250 mm	Completa
	Alquitrán y Epoxi	250 mm	Completa
Poliuretano		250 mm	Completa

El estudio anterior muestra las características fundamentales de los revestimientos existentes para la fundición dúctil.

### *Patrón de rotura*

La obtención del patrón de rotura en cualquier tipo de material es un arduo trabajo que exige, sobre todo, una notable disciplina por parte del personal de mantenimiento de la compañía o institución encargada de la red de abastecimiento. Debido a que son múltiples los factores que influyen en la ocurrencia de las roturas (condiciones de instalación, entorno, etc.), no se puede, ni tampoco se pretende, generalizar un patrón de roturas para cada tipo de tubería.

Sin embargo, sí que se puede particularizar un patrón de roturas por material para cada red específica.

Un ejemplo se obtuvo en Scarborough, Canadá, donde se encontraron 247 roturas en 124 Km de tuberías de 150 mm de fundición dúctil no revestidas e instaladas entre 1960 y 1994. La evolución temporal de las roturas (trazada con puntos) define un patrón de roturas (línea de trazos discontinuos, Figura 19). Las primeras roturas se produjeron sólo 7 años más tarde de la instalación de las tuberías. A partir de 1984, se comenzó un programa de protección catódica de tipo hot spot, es decir, instalando ánodos de sacrificio y conectando eléctricamente las tuberías aprovechando la ocasión de una apertura de zanja para rehabilitación de un tramo de tubería. Esta protección catódica permitió controlar las roturas, de modo que, tras unos años, las mismas decrecieron.

En trazos discontinuos (Figura 19) se puede observar la evolución exponencial calculada del número de roturas, y que el crecimiento del éste no sigue tal exponencial a partir de la protección catódica.

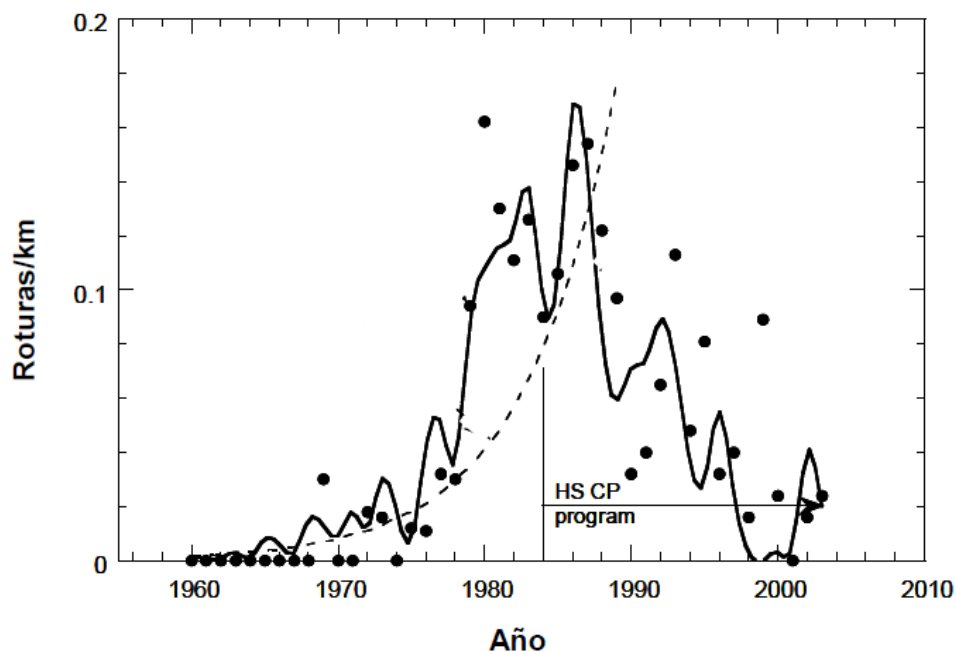


FIGURA 19. PATRÓN DE ROTURAS DE LAS TUBERÍAS DE FUNDICIÓN DÚCTIL INSTALADAS EN SCARBOROUGH (RAJANI, 2009B).

*Normas y especificaciones técnicas utilizadas en Perú.*

En el Perú, existen las normas técnicas peruanas para tuberías de fierro fundido dúctil. Asimismo, en el código GPO-D-04 (Revisión 1): Código de Normas Técnicas de la EPS SEDAPAL, establece que para la utilización de tuberías de fierro dúctil, revestimientos se deberá tener en consideración las siguientes normas:

- Norma Técnica Peruana ISO – 2531: 2001 .- Tubos de Fierro Fundido Dúctil
- Norma Técnica Peruana ISO –10221: 1998 Tubos de Fierro Fundido Dúctil, anillos de caucho para juntas de tuberías que transportan agua potable.

Otras Normas relacionadas al producto:

- Norma ISO – 8179-1 .- Revestimiento exterior de zinc



- Norma ISO – 4179 : 1998 .- Revestimiento interno de mortero de cemento centrifugado.

Para la elección del tipo de revestimiento exterior deberá tenerse en cuenta lo especificado en el anexo A de la norma NTP-ISO 2531.

Las tuberías de Fierro Fundido Dúctil centrifugado, corresponden a la clase K-9 para líneas de agua potable tipo espiga campana, salvo indicación expresa en el proyecto y presupuesto que podría requerir del tipo acerrojado o bridado.

Los Tubos y accesorios llevarán una protección exterior de pintura bituminosa de espesor no menor a 70 micras; en accesorios, la protección interior será del mismo tipo.

### **2.3.3 Tuberías de acero**

Los tubos de acero se han utilizado desde el siglo XIX. Por ejemplo, en EE.UU. existen referencias de su empleo a mediados de dicho siglo, mientras que en España se empezaron a fabricar en el año 1926. Las tuberías de acero pertenecen a las de tipo metálico y se emplean especialmente en casos de altas presiones. Las características de estas tuberías se detallan a continuación.

#### *Características físicas fundamentales*

El acero es una aleación de hierro y carbono, donde el carbono no supera el 2.1% en peso de la composición de la aleación, alcanzando normalmente porcentajes entre el 0.2% y el 0.3%. Porcentajes mayores que el 2.0% de carbono dan lugar a las fundiciones, que no se pueden forjar y que en cambio, a diferencia de los aceros, se moldean.

Los tubos de acero pueden ser sin y con soldadura. Los primeros se obtienen por extrusión y un posterior laminado o estirado, tanto en caliente como en frío.

También pueden obtenerse por colada centrifugada. En general, el diámetro de estos tubos es inferior a 200 mm. Los segundos se obtienen por conformación de un producto plano laminado, en caliente o frío, hasta conseguir una sección circular. Los tipos de soldadura son a tope por presión, por inducción o por arco sumergido. Generalmente, los tubos de acero para el transporte de agua a presión son soldados helicoidalmente (soldadura por inducción o por arco sumergido). Las piezas especiales se obtienen por soldadura a partir de trozos de tubo o de chapas de acero iguales a las utilizadas en los tubos.

#### *Dimensiones*

Las tuberías de acero se fabrican en un amplio rango de diámetros, desde 150 a 3600 mm, e incluso superiores. Su máxima utilización, en países con una amplia tradición (Estados Unidos) se corresponde con el rango de diámetros 400-1500 mm. Se suele fabricar en longitudes de 5 m. Por ejemplo, el transvase Júcar - Vinalopó se ha construido con acero helico soldado y en algunos tramos tiene diámetros de 1900 mm.

#### *Propiedades*

Determinar las propiedades físicas y mecánicas del acero es complejo ya que éstas varían según la composición y los tratamientos térmicos, químicos o mecánicos, con los que se adecua el acero a la aplicación final. Pese a todo, se citan algunas propiedades genéricas:

1. Densidad: 7.85 g/cm<sup>3</sup>.
2. Punto de fusión: en general el acero presenta frecuentemente temperaturas de fusión alrededor de 1375°C.
3. Resistencia a la tracción y a la compresión: según la norma de referencia (prEN 10224:1998), las resistencias del acero L 235 varía entre 360 y 500 MPa, para el acero L 275 entre 430 a 570 MPa y finalmente para el acero L 355 entre 500 y 600 MPa. En cambio, la norma de UNE 63080 o la UNE EN 10025, definen otras características de los aceros.

4. Alargamiento: el acero L 235 presenta un alargamiento mínimo en la rotura longitudinal del 25% y 23% en la rotura transversal. Otros aceros como los L 275 y L 355 muestran valores menores, 21% y 19% respectivamente.
5. Dureza: el acero tiene dureza de 175-300 Brinell.
6. Coeficiente de dilatación:  $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ .
7. Módulo Elástico:  $E = 2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .
8. Otros: el acero es fácilmente soldable, presenta baja fragilidad y un amplio rango de tipos de juntas y diámetros disponibles. Asimismo, es muy resistente a condiciones externas de operación, e incluso puede soportar presiones internas de 400 m.c.a. Los tubos de acero se pueden adaptar a las exigencias de funcionamiento concreto sin necesidad de un sobre dimensionamiento excesivo por mor de los numerosos aceros existentes y del amplio escalonamiento posible de los espesores. Como tubos flexibles que son, exigen una cuidadosa compactación de los rellenos de las zanjas.

En definitiva, la resistencia a la tracción/compresión depende del acero considerado y del espesor de la tubería, pero los valores oscilan entre 300 y 900 MPa.

#### *Mecanismos de deterioro*

La corrosión es la mayor desventaja de los aceros ya que el hierro se oxida con facilidad incrementando su volumen y provocando grietas superficiales que posibilitan el progreso de la oxidación hasta que se consume la pieza por completo. Tradicionalmente los aceros se han venido protegiendo mediante tratamientos superficiales diversos, si bien existen aleaciones con resistencia a la corrosión mejorada como los aceros inoxidables.

Todos los tubos y piezas especiales deben protegerse con revestimientos exteriores e interiores, que recubran uniformemente la totalidad de sus contornos y que constituyan superficies lisas y regulares, exentas de defectos tales como cavidades o burbujas. El revestimiento,

preferiblemente de secado rápido, se debe adherir adecuadamente al acero, sin exfoliación ni descascarillado. Para todo tipo de revestimientos empleado, las condiciones exigibles son las siguientes:

1. Protección del acero contra el medio corrosivo en que esté situado.
2. Impermeabilidad al medio corrosivo.
3. Buena adherencia a la superficie de la tubería a proteger.
4. Resistencia a la abrasión, choques, variaciones de temperatura, etc.
5. Baja rugosidad, en el caso de protecciones interiores.

Los revestimientos de tipo metálico, epoxi y con mortero de cemento se emplean tanto en las superficies exteriores e interiores de los tubos de acero. En cambio, los de tipo plástico únicamente se utilizan en la superficie exterior de los mismos (Tabla 5).

La protección catódica es el otro mecanismo para evitar la corrosión en tuberías de acero. En este caso, se deben seguir las mismas especificaciones definidas en la protección catódica de tuberías de fundición dúctil.

TABLA 5. REVESTIMIENTOS HABITUALES EN LOS TUBOS DE ACERO (CEDEX, 2006).

Tipo de revestimiento		Normativa de aplicación	Aplicabilidad	Espesor mínimo	Otras
Revestimientos metálicos	Metalización (cincado)	UNE-EN 22063:1994	Interior o exterior	120 $\mu$ m	Riqueza en Zinc 1200 g/m <sup>2</sup>
	Galvanizado	UNE 37501:1988 UNE 37508:1988	Interior o Exterior		
Revestimientos a base de resinas epoxi	Epoxi líquido	AWWA C210-97 prEN 10289:2001	Interior o Exterior	200 $\mu$ m	Res. Tracción 2.7 N/mm <sup>2</sup>
	Epoxi en polvo	AWWA C213-96 prEN 10310:2001	Interior o Exterior	380 $\mu$ m (int) 300 $\mu$ m (ext)	Res. Tracción 20.6 N/mm <sup>2</sup>
	Epoxi reforzado con fibra de vidrio		Interior o Exterior No apta para agua potable	300 $\mu$ m	Res. Tracción 3.7 N/mm <sup>2</sup>
	Epoxi sin disolvente		Interior o Exterior	200 $\mu$ m	Res. Tracción 2.5 - 3 N/mm <sup>2</sup>
Revestimientos a base de materiales plásticos	Poliétileno	DIN 30670:1991	Exterior	1.8 a 5 mm	
	Poliuretano	DIN 30671:1992 prEN 10290:2001	Exterior	800 $\mu$ m	
	Cintas plásticas	AWWA C203-91 AWWA C209-91 AWWA C214-00	Exterior	1150 $\mu$ m	Res. Tracción 3.7 N/m ancho
	Poliolefinas	AWWA C215-88 AWWA C217-90 MR0274: 1995 RP0185:1996	Exterior		
Revestimientos de mortero de cemento	AWWA C205-00	Interior o Exterior	6 mm (DN $\leq$ 250) 8 mm (250<DN $\leq$ 600) 10 mm (600<DN $\leq$ 900) 13 mm (DN>900)		

*Normas y especificaciones técnicas utilizadas en Perú.*

En el Perú, en la actualidad no existe normas de tuberías de acero para transporte de agua a presión; sin embargo, es común ante la ausencia de normas seguir las siguientes normas internacionales:

- Norma ASTM A-53 Grado B Tubos sin costura o con costura soldado por resistencia eléctrica (ERW)
- Norma ASTM A-106 Tubos sin costura
- Norma ASTM A-120 Tubos sin costura o con costura soldado por resistencia eléctrica (ERW)

La tubería soldada tendrá un factor de eficiencia de costura  $E = 1.00$

- Para las dimensiones de los Accesorios de acero: NTP 350.111.2001
- En tuberías de acero al carbono “nuevas”, el tratamiento y pintado exterior de las mismas en fábrica debe cumplir con:
  - a. Limpieza al metal blanco con abrasivo a presión según norma SSPC-SSP5 con una rugosidad de espesor 37.50 micras (1.5 mils)
  - b. Primera capa: base con pintura de resinas epoxi poliamida con polvo de zinc metálico de espesor 50 micras mínimo (2 mils)
  - c. Dos capas de acabado:
    - para tuberías en casetas o expuestas, dos capas de pintura a base de resinas epoxi amina de espesor 100 micras por cada capa ( 4 mils por capa)
    - Para tuberías enterradas, dos capas de pintura a base de alquitrán de hulla y resina poliamida de espesor 200 micras cada una ( 8 mils por capa)

### 2.3.4 Tuberías de concreto

Los tubos de concreto u hormigón se emplean para grandes diámetros (normalizados en UNEEN) y para presiones medias y elevadas. Se emplean, por tanto en redes arteriales y en aducciones.

SEDAPAL, a través de algunos proyectos, desde finales de los años 70 ha implementado este tipo de tuberías en las redes primarias de agua potable.

Estas tuberías para la conducción de líquidos (agua potable) a presión pueden ser, en general, de los siguientes tipos:

- Tubos de concreto armado sin camisa de chapa.
- Tubos de concreto con armadura difusa, sin camisa de chapa.
- Tubos de concreto armado con camisa de chapa.
- Tubos de concreto pretensado sin camisa de chapa.
- Tubos de concreto pretensado con camisa de chapa.

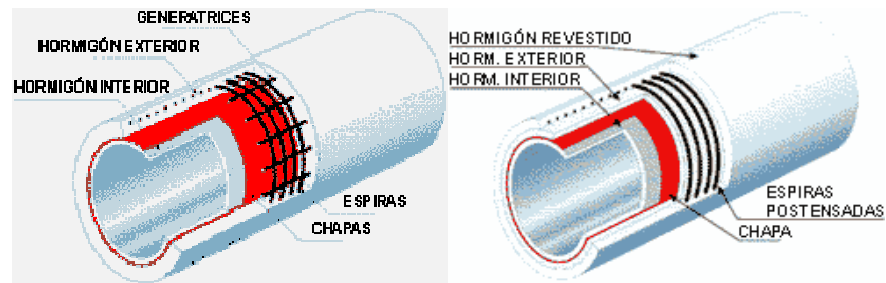


FIGURA 20. TUBERÍAS DE CONCRETO ARMADO Y POSTENSADO CON CAMISA DE CHAPA.

Debido a la escasa resistencia a la tracción del hormigón, no se pueden utilizar tubos de hormigón en masa para transporte de agua a presión, y es necesario recurrir al hormigón armado (bien con armaduras activas o pasivas) para poder resistir adecuadamente los esfuerzos de tracción. Además, en los tubos sin camisa de chapa, puede producirse entrada de

agua externa y contaminación en el caso de niveles freáticos altos y/o terrenos contaminados por vertidos, por lo que son inadmisibles en el caso de agua potable. Los tubos de hormigón con armadura difusa sin camisa de chapa, por su parte, son de muy poca utilización en las redes primarias de agua potable de Lima y Callao y los pretensados sin camisa de chapa están en desuso.

#### *Características físicas fundamentales*

Se denomina hormigón pretensado a aquél que dispone de unos elementos estructurales (fundamentalmente cables de acero) sometidos intencionadamente a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio. Esta tensión se aplica a los cables de acero que son tensados y anclados al hormigón. De este modo, se supera la debilidad natural del hormigón a los esfuerzos de tracción. El hormigón pretensado con camisa de chapa se compone de los siguientes componentes:

- Núcleo de hormigón. Aprovecha la resistencia a compresión del hormigón.
- Cilindro de acero (chapa). Actúa como membrana impermeable.
- Barras pretensadas. Mantienen el núcleo de hormigón a compresión.
- Revestimiento de mortero. Protege las barras frente a la corrosión.

Existen dos tipos de hormigón pretensado con camisa de chapa, según la disposición de sus elementos (Figura 21):

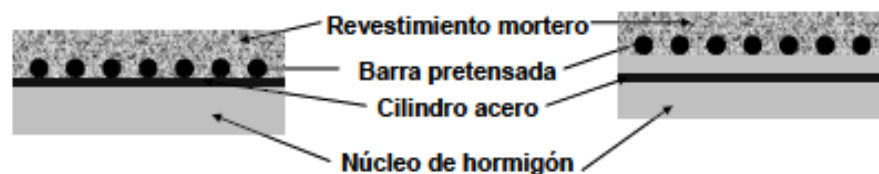


FIGURA 21. POSICIÓN DE LOS DISTINTOS COMPONENTES QUE SE UTILIZAN PARA EL HORMIGÓN EN CASO DE SER DE TIPO CILINDRO ALINEADO, (PARTE IZQUIERDA) O CILINDRO ENCAMISADO (PARTE DERECHA).



- a) Cilindro alineado (hormigón añadido por la cara interna del cilindro). El rango de diámetros es amplio, desde 400 hasta 1500 mm. El cilindro de acero se encuentra entre el núcleo de hormigón y el revestimiento de mortero, y las barras de acero son envolventes sobre el cilindro.
- b) Cilindro encamisado (hormigón añadido a ambas caras del cilindro). El rango de diámetros es todavía superior al anterior tipo, con un valor mínimo de 750 y máximo de 6000 mm. El cilindro de acero se sitúa dentro del núcleo de hormigón y las barras de acero son envolventes sobre el mismo núcleo.

#### *Dimensiones*

Se fabrica para una alta gama de diámetros, entre 200 y 5000 mm, e incluso valores superiores, si bien el rango de mayor utilización se sitúa entre los 600 y los 2000 mm. Son tuberías normalizadas hasta diámetros de 4000 mm.

#### *Propiedades*

Los materiales a emplear en los tubos de hormigón armado y pretensado, deben cumplir con lo especificado en la vigente instrucción de hormigón estructural, EHE. Otras características fundamentales se subrayan a continuación.

1. *Resistencia a la tracción:* Las cargas de tracción son soportadas por los alambres pretensados y por tanto, la sección de éstos determinarán la resistencia a la tracción de los mismos y no se proporciona un valor guía o referencia. El diámetro de los alambres de pretensado suelen oscilar entre los 5 y 8 mm. Cuando se seleccionan los alambres que pueden ser empleados como armaduras activas se exige que la estricción<sup>8</sup> de las mismas tras el ensayo de tracción no sea inferior a los valores mostrados en la Tabla 6.

---

<sup>8</sup>La estricción es la reducción de la sección que se produce en la zona de la rotura.

TABLA 6. ALAMBRES DE PRETENSADO. VALORES MÍNIMOS DE LA ESTRICCIÓN TRAS EL ENSAYO DE TRACCIÓN EN PORCENTAJE (CEDEX, 2006).

Diámetro alambre (mm)	Carga unitaria máxima a tracción del acero $f_{max}$ (n/mm <sup>2</sup> )			
	1500	1600	1700	1800
5	35	34	32	31
6	34	33	31	30
7	33	32	30	-
8	32	31	-	-

2. Resistencia a la compresión: como el hormigón es el encargado de soportar las cargas a compresión, la resistencia a compresión de la tubería es la propia de éste. No se facilita un valor por depender de la composición del mismo para adoptar un valor numérico.
3. Alargamiento: 1.5%
4. Módulo elástico: 150 GPa.
5. Otros: la instalación conlleva altos costos de transporte por el elevado peso de la tubería. La manipulación in situ y la dificultad para cortar los tubos para adaptarlos a las condiciones propias de cada montaje suponen una limitación notable.

#### *Mecanismos de deterioro*

La protección de los alambres de pretensado es imprescindible para proteger de la corrosión que se produce por el alto índice de alcalinidad del cemento. Las armaduras activas transversales deben estar protegidas por un revestimiento exterior de hormigón (espesor mínimo 20 mm) o mortero de cemento (espesor mínimo 15 mm). El tipo y espesor del revestimiento vendrá impuesto por las características del medio en el que se instale el tubo.

El revestimiento exterior de hormigón se debe compactar de forma que se consiga un bajo índice de porosidad y permeabilidad. Por tanto, se requiere que la cantidad mínima de cemento sea de 400 kg/m<sup>3</sup>, y que la relación máxima de agua y cemento 0.45 (UNE-EN 642:1995). En caso

de que el revestimiento exterior fuera de mortero de cemento, los requerimientos son que tenga una relación de agua y cemento menor que 0.35 y de cemento y arena menor que 0.33. La corrosión de los cables de acero, incrustados dentro del núcleo de hormigón, se inhibe si existe una capa de óxido que recubra los mismos. Por tanto, se pretende crear esta capa mediante agentes químicos (cloruros y sulfatos). La corrosión de los cables depende de la disponibilidad de oxígeno, lo que está regulado por la porosidad del mortero de cemento externo.

Un tipo de corrosión muy común es la fragilización por hidrógeno, hydrogen embrittlement, un proceso en el que el acero se vuelve frágil y se rompe por su exposición al hidrógeno. Debido a la rotura de cables, se reduce la resistencia a la tracción a un valor menor que el de las condiciones iniciales de diseño. El fallo sucede en cualquier tipo de cable (Figura 22) aunque es más susceptible cuando soporta mayores tensiones.



FIGURA 22. ROTURA FRÁGIL DE LOS ALAMBRES DE ACERO POR EXPOSICIÓN AL HIDRÓGENO

El principal problema de estas tuberías consiste en que el fallo es repentino y catastrófico (Figura 24). Asimismo, debido a que las tuberías de hormigón tienen un elevado diámetro, pertenecientes a la red arterial de la ciudad y generalmente no redundantes. Por tanto, la inspección de las mismas, aunque es costosa en términos económicos ya que se debe realizar en su pared interna, debe ser planificada para reducir el riesgo. Generalmente, se buscan marcas de corrosión y decapado, o

desprendimiento de capa de mortero de cemento como indicativo de una próxima rotura.

En contrapartida, éste es el material que mejor se comporta frente a roturas, ya que rara vez presenta fugas en el tubo, si bien su punto débil son las juntas (tanto elásticas como soldadas).



FIGURA 23. TIPOS DE ROTURAS DE UNA TUBERÍA DE HORMIGÓN ARMADO.



FIGURA 24. ROTURA DE TUBERÍAS DE GRAN DIÁMETRO HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO(RAJANI, 2009A).

### 2.3.5 Tuberías de policloruro de vinilo

Las tuberías de policloruro de vinilo (PVC) tienen la condición de termoplásticos. Pueden ser de tres tipos, PVC-U (no plastificado), PVC-P (plastificado) y PVC-M(modificado). De estos tres, es el primero el que se emplea para la fabricación de tuberías. El PVC-U, comúnmente designado PVC, es una resina que resulta de la polimerización del cloruro de vinilo. El procedimiento de fabricación usual de los tubos es la extrusión, mientras que las piezas especiales generalmente se fabrican por inyección en moldes o bien mediante manipulación a partir del tubo. La fabricación por unión mediante soldadura o pegamento, se realiza en fábrica y no se considera una solución adecuada para pequeños diámetros. Las tuberías y conexiones de policloruro de vinilo no plastificado(PVC-U)deberán cumplir con lo indicado en el ítem siguiente:

#### *Normas y especificaciones técnicas utilizadas en Perú.*

En el Perú, existen normas para la manufactura de tuberías conducción de agua potable a presión, y su aplicación varían en función al diámetro de la tubería. Así se tiene que:

- Hasta DN < 63 mm Diámetro Nominal, Especificaciones de SEDAPAL.
- Para  $\geq$  DN 63 mm NTP ISO – 4422-2 : 2003 .(tabla anexo A) -, UNE 53-112-88,48 para tracción y alargamiento
- Tipo de Unión:
  - Hasta 63 mm DN con anillo elastomérico Norma ISO – 4633 o mediante cemento disolvente la N.T.P.399.090
  - Mayores a 63 mm DN con anillo elastomérico Norma ISO - 4633
- Las Conexiones serán del tipo inyectados. y cumplirán la norma NTP-ISO 4422-3:2003 Tubos y Conexiones de POLI (Cloruro de Vinilo) no plastificado (PVC-U) para el abastecimiento de agua. Especificaciones. Parte 3:Conexiones y juntas. 1° Edición.

### *Dimensiones*

Las tuberías de PVC se pueden fabricar para diámetros de hasta 1000 mm, presentando su máxima aplicabilidad hasta el diámetro 700 mm. Se suele fabricaren longitudes de 6 m.

### *Propiedades*

1. Densidad: 1.35-1.46 g/cm<sup>3</sup>.
2. Módulo de elasticidad a corto plazo: 3000 – 3600 N/mm<sup>2</sup>.
3. Módulo de elasticidad a largo plazo: 1750 N/mm<sup>2</sup>.
4. Dureza: a 20°C, 70 -85 Shore<sup>9</sup>, 3.3 – 4.3 MPa m<sup>1/2</sup>.
5. Coeficiente de Poisson: 0.35.
6. Resistencia al impacto: <10%.
7. Resistencia a la tracción: 34-62 MPa.
8. Resistencia a la compresión: 55-90 MPa.
9. Resistencia a la flexión: 69-110 MPa.
10. Modulo elástico: 24-41 MPa.
11. Módulo elástico: 165-180 GPa.
12. Otros: la ligereza del PVC implica mayor simplicidad en la instalación de los tubos en obra. Presenta baja rugosidad, por lo que dispone de una mayor capacidad hidráulica frente a otros materiales, y una elevada resistencia al ataque químico. Otras características son un elevado coeficiente de dilatación térmica y una disminución de la resistencia y módulo de elasticidad con el tiempo. El PVC es mecanizable en obra (se puede cortar, taladrar, roscar, etc.) y el tipo de unión habitualmente empleado (flexible, de espiga y campana) es de fácil colocación.

---

<sup>9</sup> La dureza Shore se obtiene con el ensayo Barcol. Se basa en la reacción elástica del material cuando se deja caer sobre él otro material más duro. No produce ninguna huella y es de tipo no destructivo.

### *Mecanismos de deterioro*

El envejecimiento puede ser debido a:

- *Factores ambientales.* Así se designan la temperatura ambiente, oxígeno atmosférico, radiaciones solares, medios agresivos, etc. a los que está sometido el PVC por efecto del entorno. De los anteriores, el más perjudicial para las tuberías plásticas es la acción de los rayos UV. El PVC presenta un mayor deterioro por esta causa que otros materiales plásticos como el polietileno. Para impedir dicha degradación, se utilizan materiales estabilizadores como el estaño (en Norteamérica), o como el calcio y el zinc (en Europa). También se empleó el plomo aunque actualmente se encuentra en desuso.
  
- *Factores funcionales.* Por este nombre se conocen las características propias en su operación habitual (presión interna del agua, fatiga del material, esfuerzos mecánicos de tracción, compresión, flexión, agresión química irreversible del agua, esfuerzos térmicos, esfuerzos eléctricos, etc.).

Las roturas suelen tener forma de fisura o raja longitudinal, y aparecen por lo general cuando la tubería ya tiene ciertos años. Posiblemente, esto se debe al tipo de estructura molecular que se rigidiza longitudinalmente. La mayoría de los fallos de estas tuberías son longitudinales (FIGURA25) y se producen en juntas. La proporción de roturas circulares es menor.



FIGURA25. ROTURA LONGITUDINAL DE UNA TUBERÍA DE 300 MM DE PVC.(RAJANI, 2009C)

Como prácticas recomendables en todas las tuberías plásticas, no únicamente en el PVC, cabe resaltar que una cama de buena calidad y el relleno adecuado de la zanja son vitales para alargar la vida de la tubería. También es importante prestar especial atención durante las fases de transporte y de instalación, ya que la mayoría de los fallos de las tuberías plásticas son debidos a daños previos en la tubería. Asimismo, los arañazos y picaduras de tubería reducen sensiblemente su vida útil.

La vida útil requerida para una tubería destinada a la distribución de agua a presión es de 50 años. El valor inicial del coeficiente de seguridad es 5.5, y como éste es decreciente con el tiempo el valor estimado a los 50 años será de 1.5. Asimismo, el PVC suele verse muy afectado por la temperatura. En laboratorios, la rotura es dúctil y dependiente del tiempo debido a la fluencia y a la flexión. El tipo de rotura cambia de dúctil a frágil por efecto de las bajas temperaturas.

#### *Patrón de rotura*

En un estudio realizado en el Reino Unido para tuberías de PVC con diámetros entre 50 y 500 mm, se ha podido obtener la evolución de las roturas con la edad de la tubería.



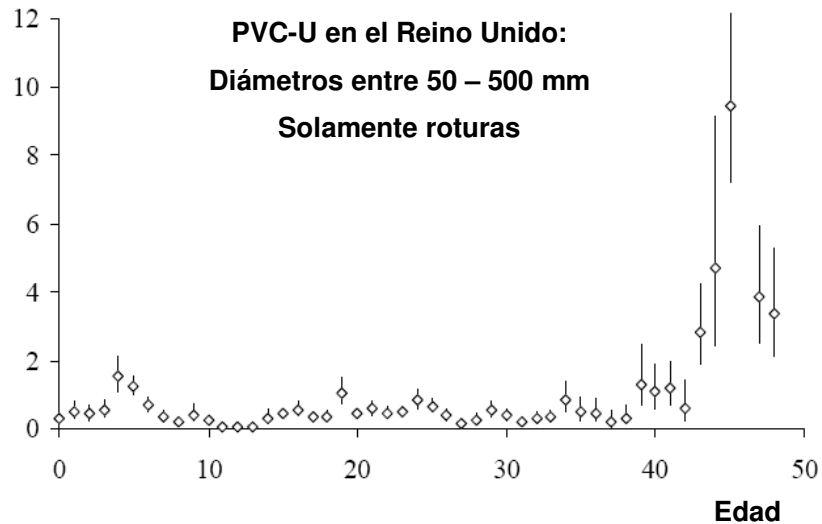


FIGURA 26. PATRÓN DE ROTURAS PARA TUBERÍAS DE PVC (RAJANI, 2009C)

El PVC, como el resto de tuberías termoplásticas, se degrada con el tiempo. Asimismo, es un material sensible a la exposición a productos químicos, a las juntas de plástico-metal y a los elevados coeficientes de expansión térmica. Quizá el mayor problema de este grupo de materiales es el conocimiento incompleto del mecanismo de degradación, y por ahora, no existe el procedimiento de conocer su comportamiento a largo plazo.



FIGURA 27. ROTURA FRÁGIL DE TUBERÍA DE PVC.

#### *Problemas medioambientales del PVC*

Tanto a escala nacional como internacional, la asociación Greenpeace mantiene una postura abiertamente contraria al uso del PVC

(Greenpeace, 2001). Según esta asociación “el PVC es un veneno medioambiental y los productos de PVC son tóxicos”.

El 30% de la producción mundial de cloro se emplea en la fabricación de PVC. Éste es un gas tóxico que al combinarse con sustancias orgánicas forma compuestos órgano clorados muy estables y con efectos perjudiciales para el medio ambiente y los seres vivos (especialmente en los sistemas inmunitario, reproductor, endocrino y nervioso). Por otra parte, el PVC necesita estabilizantes, plastificadores, biocidas, pirorretardantes<sup>10</sup> y otros que contienen metales pesados (bario, estaño, plomo, cadmio, zinc) ftalatos o compuestos orgánicos extremadamente tóxicos. Estos aditivos se liberan de los productos de PVC durante su uso, contaminando el medio circundante.

Por estos motivos, Dinamarca adoptó en 1996 la decisión de eliminar progresivamente el uso del PVC e implantó la ley correspondiente (vigente para todos los usos de dicho material excepto en tuberías) en Septiembre del año 1999.

Con anterioridad (1991) Luxemburgo ya había recomendado a las compañías que no instalasen tuberías de PVC en la ciudad de Luxemburgo, aunque sin una prohibición expresa. En Austria, está prohibido envasar todo tipo de bebidas y alimentos en PVC. Dos de los nueve estados austriacos no autorizan el uso de PVC en sus edificios públicos, y en tres de las capitales regionales está absolutamente prohibido. En Viena, varios centros hospitalarios están reemplazando los productos de PVC por otros de materiales alternativos. En Lake in the Hills, Illinois, se produjo la primera prohibición expresa de utilización de este material ya en 1996. Algo similar sucedió en el estado de Kansas donde la prohibición se debió a la aparición de cloruro de vinilo en el

---

<sup>10</sup>Sustancia química que se añade a los materiales durante su fabricación con el doble fin de reducir la probabilidad de que el producto final se incendie y ralentizar su combustión.

agua de boca por la migración del material en tuberías mayores de 20 años. Por último, en Shiga City, Japón, también se prohibió la instalación de PVC a partir del año 2000. En esta ciudad, el 48% de la longitud total de tuberías (680 Km) están compuestas de PVC.

### **2.3.6 Tuberías de polietileno**

El polietileno PE se obtiene por polimerización del etileno. Por su alta producción mundial (60 millones de toneladas/año) es también el más barato, siendo uno de los plásticos más comunes. Existen dos procedimientos distintos que dan lugar al polietileno de baja densidad (LDPE) y al polietileno de alta densidad (HDPE).

#### *Características físicas fundamentales*

Este polímero puede ser producido por diferentes reacciones de polimerización: polimerización aniónica, por coordinación de iones, catiónica o por radicales libres (producción LDPE y HDPE si se realiza a bajas presiones y empleando catalizadores tipo Ziegler-Natta). Las cadenas de polietileno se agrupan bajo la temperatura de reblandecimiento en regiones amorfas y semicristalinas. La estructura es irregular y cuanto peor está agrupado es de menor densidad. El peso molecular del LDPE oscila entre  $2 \times 10^4$  y  $6 \times 10^4$  g/mol, en cambio, el HDPE presenta una mejor alineación de las cadenas y, por tanto, un peso molecular entre  $2 \times 10^5$  y  $4 \times 10^5$  g/mol.

Al igual que el PVC, el PE es un excelente dieléctrico que, en frío, resiste muy bien las acciones químicas. En cambio en caliente su resistencia es mucho menor. La situación de la normativa aplicable en el diseño de los tubos de PE es compleja.

#### *Dimensiones*

Las tuberías de PE se pueden fabricar para diámetros de hasta 1600 mm, presentando su máxima aplicabilidad hasta el diámetro 1200 mm. Se suele fabricar en longitudes de 12 m.

### *Propiedades*

1. Densidad: LDPE tiene una densidad que oscila entre los valores 0.91-0.97 g/cm<sup>3</sup>, mientras que para el HDPE ese rango es 0.94-0.97 g/cm<sup>3</sup>.
2. Resistencia a la tracción: El rango de valores para LDPE es 7-16 MPa, y para el HDPE es 21-41 MPa.
3. Resistencia a la compresión: La resistencia a la compresión del LDPE es 11-17 MPa, y para HDPE es 17-22 MPa.
4. Resistencia a la flexión: Para el HDPE es 14-21 MPa, y en el caso del LDPE no existe la fractura por flexión (Rajani, 2009c).
5. Modulo elástico: El LDPE tiene un módulo elástico con valores comprendidos entre los 1-2.5 MPa, mientras que el HDPE tiene valores entre los 5.5-10.5 MPa.
6. Alargamiento: El alargamiento del LPDE, oscila entre el 90 y el 650%, mientras que ese rango tiene los valores límites de 15 – 1000% para el HDPE.
7. Uniones: Los tipos de uniones habituales son la soldada térmicamente a tope (calentar los extremos hasta una temperatura de 210°C y comunicar una determinada presión), la unión mediante accesorios mecánico (la estanqueidad se consigue al comprimir una junta sobre el tubo, a la vez que un elemento de agarre se clava ligeramente sobre el mismo para evitar el arrancamiento) y la electrofusión (rodear el tubo a unir por unos accesorios con espiras metálicas por la que circula corriente que por el calor desprendido por efecto Joule suelda el tubo con el accesorio).
8. Otros: El PE es un material ligero, lo cual simplifica notablemente las tareas de instalación de los tubos en obra. Presenta una baja rugosidad, y ello implica una mayor capacidad hidráulica frente a otros materiales, así como una elevada resistencia al ataque químico.

### *Mecanismos de deterioro*

Los mecanismos de deterioro son los mismos que los de la tubería de PVC (en el ítem 2.3.5 se ha detallado el deterioro de los materiales plásticos de manera más extensa). Un mecanismo de protección contra el

envejecimiento, causado por las radiaciones ultravioleta, el calor y el oxígeno del aire, muy común en tuberías de PE consiste en añadir negro de humo (un absorbente y reflector de la radiación infrarroja) de partículas muy finas y disperso en la masa y material antioxidante (en proporción menor del 0.3%). La vida de estas tuberías se espera esté entre los 50-75 años.

#### *Problema del polietileno*

En la actualidad, el principal problema del LDPE es el desprendimiento de una capa de polietileno tras el funcionamiento de la tubería durante cierto tiempo (aproximadamente 10-15 años). El deterioro de la tubería se debe a un decapado de la parte interna de la tubería y el posterior desprendimiento de una parte de la tubería que visualmente parece una serpiente (Figura 28). Se generan, por tanto, dos problemas, el primero es el descenso de la capacidad estructural de la tubería, mientras que el segundo es de tipo operacional, ya que el polietileno desprendido obstruye los medidores de agua y las válvulas de corte situados aguas abajo.



FIGURA 28. DECAPADO INTERNO DE LAS TUBERÍAS DE LDPE Y PROBLEMAS DE OBSTRUCCIÓN DE UN MEDIDOR DOMICILIARIO.

Aunque por el momento la causa de este problema es desconocido, los fabricantes creen que puede ser debido al efecto del cloro sobre las tuberías. No en vano, en el abastecimiento de la ciudad de Valencia se realizó una prueba que puede confirmar la afirmación anterior. En una

tubería ciega se dejó una tubería de LDPE en contacto con el agua de la red durante un periodo de tiempo y se comprobó que se había producido la exfoliación en la parte exterior de la misma (ya que dicha tubería estaba llena de burbujas, Figura 29). Tras esto, aún sin una evidencia científica probada, casi se puede afirmar que la causa de dicho desprendimiento es el cloro, ya que fue el único elemento químico que estuvo en contacto con el tubo.



FIGURA 29. DECAPADO EXTERIOR EN UNA TUBERÍA DE LDPE

Por tanto, el futuro de la tubería de baja densidad es incierto por el clima de preocupación surgido recientemente. Por el momento, ningún fabricante ha sabido justificar este problema, y la solución adoptada consiste en instalar HDPE, que aparentemente no se ve afectado por este problema. Esta problemática fue expuesta en el curso de Renovación y rehabilitación de redes de agua potable que se desarrolló en la universidad Politécnica de Valencia en junio de 2009 por el personal encargado del abastecimiento en la ciudad de Valencia. Ningún fabricante respondió a estas cuestiones.

### *Normas y especificaciones técnicas utilizadas en Perú*

En el Perú, existen las normas técnicas peruanas para tuberías de polietileno de alta densidad. Asimismo, en el código GPO-D-04 (Revisión 1): Código de Normas Técnicas de la EPS SEDAPAL, establece que para la utilización de estas tuberías, se deberá tener en consideración la norma:

- NTP-ISO 4427-1:2008 SISTEMA DE TUBERÍAS PLÁSTICAS. Tubos de polietileno(PE) y conexiones para abastecimiento de agua. Parte 1:General. 1ª Edición. Reemplaza a la NTP-ISO4427:2000
- NTP-ISO 4427-2:2008 SISTEMA DE TUBERÍAS PLÁSTICAS. Tubos de polietileno(PE) y conexiones para abastecimiento de agua. Parte 2:Tubos. 1ª Edición. Reemplaza a la NTP-ISO4427:2000.
- NTP-ISO 4427-3:2008 SISTEMA DE TUBERÍAS PLÁSTICAS. Tubos de polietileno(PE) y conexiones para abastecimiento de agua. Parte 3:Conexiones. 1ª Edición. Reemplaza a la NTP-ISO4427:2000
- NTP-ISO 4427-5:2008 SISTEMA DE TUBERÍAS PLÁSTICAS. Tubos de polietileno(PE) y conexiones para abastecimiento de agua. Parte 5:Propósito del sistema. 1ª Edición. Reemplaza a la NTP-ISO4427:2000.

### **2.3.7 Tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio**

Los tubos de PRFV tuvieron sus orígenes en los años 50 y fueron inicialmente concebidos para las industrias petrolífera y química. Para el transporte de agua(saneamientos o abastecimientos) comenzaron a utilizarse en los años 60. La primera obra realizada con tubería de PRFV se hizo en Suiza en el año 1963.Desde entonces se han instalado en todo el mundo más de 60000 kilómetros de tubería de PRFV en más de 50 países de los cinco continentes. Características físicas fundamentales Los materiales empleados en la fabricación del PRFV son una resina de poliéster no saturado, fibra de vidrio (que forma la estructura del tubo) y

materiales que aporten resistencia estructural a la mezcla (si se emplean áridos, por ejemplo, éstos deberán tener un tamaño máximo de 1/5 del espesor de la pared del tubo o como máximo 2.5 mm).

Asimismo, se puede añadir ciertos aditivos que mejoran la calidad del producto. La adición de estos se realizará en cantidades tales que no se produzcan elementos tóxicos, ni provoquen crecimientos microbianos. Tampoco deben perjudicar el proceso de fabricación ni afectar a las propiedades físicas, químicas o mecánicas del material, especialmente en lo que se refiere a la resistencia a largo plazo y al impacto.

Los procedimientos habituales de fabricación son los siguientes:

- Material enrollado mecánicamente sobre mandril. El proceso de fabricación consta de la aplicación de los diferentes componentes encima de un mandril metálico fijo que realiza la función de molde interior. El mandril metálico realiza un movimiento de rotación sobre su eje, en el cual se van aplicándolas resinas primeras mediante un cabezal inyector. Éste se desplaza en sentido longitudinal, y realiza un movimiento de ida y vuelta a una velocidad específica y proporciona el ángulo de aplicación de la fibra de vidrio deseado. El espesor de la pared de la tubería depende del número de avances que el cabezal realiza. Una vez conseguido el espesor y curada la resina, la tubería se extrae del mandril metálico.
- Centrifugación. Se introduce en un molde cilíndrico una mezcla, en una proporción fijada, de resina, la fibra de vidrio y el material estructural. El curado de la resina y la compactación se producen por un aumento de la temperatura y una centrifugación a alta velocidad lo que hace que se desaloje el aire que pudiera haberse introducido en la pared del tubo durante la dosificación de los distintos componentes. Posteriormente, se enfría el molde y se retira el tubo.



### *Dimensiones*

El rango habitual de los diámetros de las tuberías de PRFV es desde los 100 hasta los 2400 mm, aunque se podrían incluso fabricar tuberías especiales de diámetro 3600 mm. La longitud habitual de fabricación es 6 ó 12 m.

### *Propiedades*

1. Resistencia a la tracción: los valores de la resistencia a la tracción y de la rigidez a largo plazo no están recomendados ni normalizados, sino que quedan pendientes de ser declarados por cada fabricante. Esto se debe a los distintos procesos de fabricación y su influencia sobre las características mecánicas del producto resultante. A título orientativo, la rigidez a largo plazo (50 años) suele ser del orden del 40% de la inicial y la resistencia a tracción suele oscilar entre 50 y 150 MPa. Sometido a tracción, se deforma proporcionalmente a ésta (por tanto, cumple la ley de Hooke), y la rotura se produce sin presentar fluencia previa.
2. Densidad: el valor es superior a los 1.80 g/cm<sup>3</sup>.
3. Contenido en fibra de vidrio: mayor que el 10% en peso.
4. Dureza Shore: es superior al 80% del valor correspondiente a la resina empleada. El incremento de la dureza debe ser inferior al 15% del valor inicial (CEDEX, 2006).
5. Otros: El bajo peso del tubo facilita el transporte y la instalación. Tiene menores necesidades de mantenimiento. Las uniones más habituales son las rígidas (bridas y encoladas) y las flexibles (enchufe y extremo liso con anillo elastomérico, con manguitos y elemento de estanquidad).

### *Mecanismos de deterioro*

Entre las ventajas de estos tubos debe destacarse la excelente resistencia que presentan a la abrasión y al ataque químico. Su ligereza y el que se fabriquen habitualmente en tramos de 12 metros de longitud, con la consecuente reducción del número de uniones, facilitan su instalación.

Es necesario, al igual que el resto de tuberías plásticas, realizar ensayos a largo plazo que aseguren una vida útil superior a 50 años. Los ensayos a los que se somete la tubería son:

- Resistencia a largo plazo a la presión interna (UNE-EN 1447)
- Deflexión circunferencial a largo plazo en entorno acuoso (UNE-EN 1227)
- Rigidez circunferencial específica a largo plazo (UNE-EN 1225)

### **2.3.8 Tuberías en desuso**

A nivel mundial, las principales tuberías en desuso son: las de fundición gris y en muchos países las tuberías de Asbesto cemento o fibrocemento, están prohibidas su utilización para la conducción de líquidos a presión en sistemas de abastecimiento de agua. Sin embargo, cabe precisar que las mismas representan un gran porcentaje en los sistemas actuales de abastecimiento de todo el mundo. Las causas que llevaron a su actual desuso, son: en el caso de la fundición gris la fragilidad y en el caso del asbesto cemento, los efectos cancerígenos (asbestosis) por la inhalación de las fibras de amianto.

Debido al gran porcentaje de tuberías de asbesto cemento que existen en las redes secundarias de agua potable de Lima, se ha preferido en el presente estudio describirlas en la primera parte del ítem 2.3

#### **2.3.8.1 Tuberías de fundición gris**

##### *Características físicas fundamentales*

La mayoría de las fundiciones grises son aleaciones hipo eutécticas que contienen entre 2.5 y 4% de carbono, así como pequeños porcentajes de fósforo y silicio. La colada se funde entre los 1200 y 1300 °C y se caracteriza porque parte del carbono se separa en forma de grafito al solidificarse, en un proceso denominado grafitización (Figura 16 y Figura

30) que se produce más fácilmente por altas temperaturas y en coladas con elevada concentración de carbono y silicio.

Si la composición y la velocidad de enfriamiento son tales que la cementita eutectoide también se grafitiza y la estructura resultante es totalmente ferrítica, fundición gris. La fundición gris constituida por mezcla de grafito y ferrita es la más blanda y la que menor resistencia mecánica presenta. La resistencia a la tracción y la dureza aumentan con la cantidad de carbono combinada que exista, y alcanza su valor máximo en la fundición perlítica, dúctil.



FIGURA 30. FUNDICIÓN GRIS CON TRAZAS DE GRAFITO (PARTE IZQDA) Y GRAFITO AGRUPADO CON FORMA DE RED (PARTE DERECHA).

#### Dimensiones

Las tuberías de fundición gris se fabrican desde diámetros pequeños hasta grandes (1600 mm). Los diámetros comerciales llegan hasta los 600 mm según la norma (CEN/TC 203 w015). La longitud habitual de fabricación es 3 m.

#### Propiedades

1. Resistencia a la tracción: 100-160 MPa.
2. Resistencia a la compresión: 180-400 MPa.
3. Resistencia a la flexión: puesto que en la flexión las fibras del elemento quedan tensas en la parte convexa, y comprimidas en la

cóncava, la resistencia a la flexión varía según la orientación de la sección.

4. Resistencia al choque: el choque y la resiliencia son solicitaciones
5. dinámicas y en ellas, la fundición gris se comporta de un modo particular, ya que resisten muy mal los choques y son frágiles porque no sufren deformaciones plásticas.
6. Dureza: la dureza de la fundición gris es relativamente elevada, 140 a 250 Brinell según la composición de la colada.
7. Resistencia química: la fundición tiene poca resistencia química, y se deteriora con los ácidos, los álcalis y las oxidaciones.
8. Alargamiento: entre el 1 y el 2%.
9. Otras: la fundición gris no es dúctil ni maleable y se puede soldar al latón con soldadura oxiacetilénica y con soldadura eléctrica de arco. La fundición puede recibir baños galvánicos (ser niquelada, por ejemplo), ser galvanizada en caliente, estañada y esmaltada al fuego (piezas de uso doméstico y para la industria química)

#### *Mecanismos de deterioro*

La tubería de fundición gris se ve afectada fundamentalmente por corrosión galvánica. Los sistemas de protección de tuberías metálicas (tanto fundición gris como dúctil) contra la corrosión son, básicamente, el recubrimiento mediante revestimientos o la protección catódica. La información acerca del deterioro y la protección de la fundición gris es similar a la mostrada para la fundición dúctil (ver ítem 2.3.2)

#### *Patrón de rotura*

Un ejemplo de obtención del patrón de roturas en tuberías de fundición gris se muestra en trazos discontinuos en la Figura. En este caso de estudiaron las roturas en un grupo de tuberías de dicho material (de 150 mm y longitud total de 207 km) en Ottawa, Canadá. De acuerdo con estos datos (1107 roturas) y su disposición temporal, se consiguió trazar el patrón de roturas.

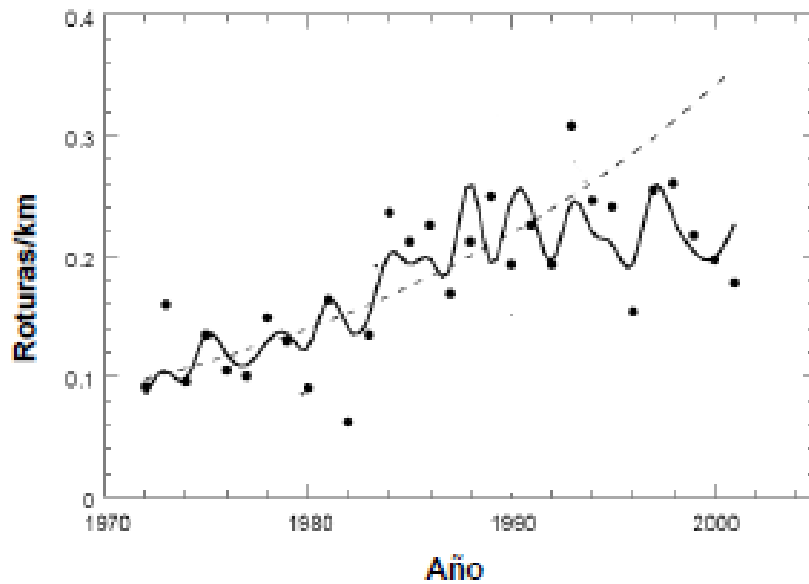


FIGURA 31. PATRÓN DE ROTURAS DE LAS TUBERÍAS DE FUNDICIÓN GRIS DE OTTAWA (RAJANI, 2009D).

Los tipos de roturas más habituales de la tubería de fundición gris (construction innovation, 1999) son:

- Rotura circunferencial (parte derecha de la Figura), 80% de las roturas aunque este porcentaje varía según los abastecimientos.
- Roturas en la campana (parte izquierda de la Figura 32). Éstas se deben a diferentes dilataciones térmicas de la tubería y de la junta.
- Roturas longitudinales, que se pueden prolongar a lo largo de la tubería.

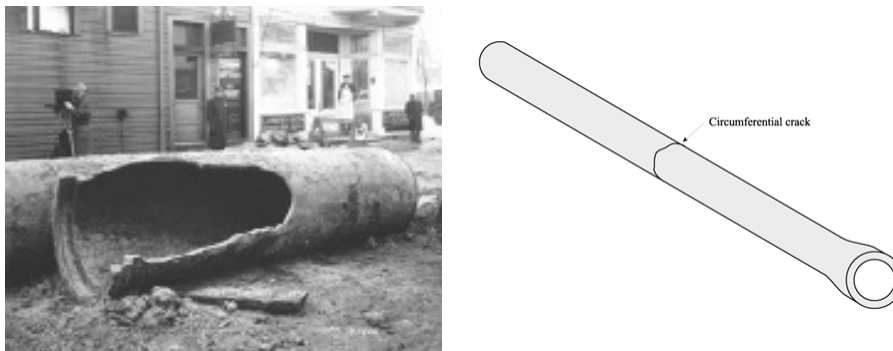


FIGURA 32. TIPOS DE ROTURA EN TUBERÍA DE FUNDICIÓN GRIS

La inspección regular es fundamental para evitar los fallos. Las tuberías de fundición gris suelen pertenecer a la red arterial y, por tanto, son de grandes dimensiones y generalmente no redundantes. La inspección de estas tuberías se debe centrar en las juntas, y se debe comprobar que los giros de las juntas están dentro de los límites permitidos. Asimismo, se debe buscar grietas en la campana (generalmente se encontrarán en la parte interna de la misma) aunque esto imposibilite la inspección con el sistema en funcionamiento. Las fugas en las juntas pueden ser las precursoras de una rotura, por lo que no se debe reparar la fuga únicamente, sino que cada caso exige un análisis en profundidad.

### **2.3.9 Tablas resumen de las características de las tuberías según los tipos de materiales**

Los diámetros normalizados para las tuberías de conducción líquidos (agua potable) a presión, según normas europeas y normas técnicas peruanas son las que se muestran en la Tabla 7.

TABLA 7. DIÁMETROS NOMINALES Y EXTERIORES DE TUBERÍAS

Asbesto Cemento		Fundición dúctil		Acero		PVC-U	PE
NTP ISO-160:1997		NTP ISO - 2531:2001 NTP ISO - 10221:1998		ASTM A-53	ASTM A-106 ASTM A-120	NTP ISO 4422:2:2003 UNE 53-112-88,48	NTP ISO 4427:2008
DN	DE <sup>11</sup>	DN	DE	DN = DE	DN = DE	DN = DE	DN = DE
40	56	40	56	44.5	48.3	50	50
50	66	50	66	57	60.3	63	63
60	79	60	77			75	75
65	82	65	82	76.1	76.1		
80	98	80	98	88.9	88.9	90	90
90	107	90					
100	118	100	118	108	114.3	110	110
125	144	125	144	133	139.7	140	140
150	170	150	170	159	168.3	160	160
175	197					180	180
200	222	200	222	216	219.1	200	200
225	245					225	225
250	274	250	274	267	273	250	250
275	296					280	280
300	326	300	326	318	323.9	315	315
350	378	350	378	368	355.6	355	355
400	429	400	429	419	406.4	400	400
450	480	450	480			450	450
500	532	500	532	521	508	500	500
600	635	600	635	610	610	630	630

Los coeficientes de rugosidad para cada uno de los materiales son los mostrados en la Tabla 8.

<sup>11</sup>DE hace referencia al diámetro exterior, mientras que DN es el diámetro nominal.

TABLA 8. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD POR MATERIAL

<b>Material</b>	<b>C Hazen Williams (adimensional)</b>	<b>ε Darcy – Weisbach (mm)</b>	<b>n Manning (adimensional)</b>
Plástico (HDPE, PVC)	140 -150	0.0015	0.006 – 0.010
Fundición	130 - 140	0.25	0.012 – 0.015
Concreto	120 - 140	0.3 - 3	0.012 – 0.017
Acero	140 - 145	0.05	0.010 – 0.017
PRFV	140	0.01	0.009

### 2.3.10 Evolución de las roturas según el tipo de tubería

Es evidente que la tasa de roturas depende del tipo de material aunque no es el único factor influyente. Otros factores serían el diámetro, el tipo de instalación, la profundidad de la zanja, la humedad del terreno, etc. Por tanto, aunque siempre es interesante conocer los valores de la tasa de rotura de los materiales, éstos no se pueden extrapolar de un abastecimiento a otro y representan un orden de magnitud más que un valor de referencia.

En lo que sigue se presentan algunos datos extraídos de la literatura, en los que se analiza primeramente el factor más influyente, el material instalado. MacKellar y Pearson (2003), realizaron un estudio del ratio de roturas medio en 17 abastecimientos en el Reino Unido. Se analizó la influencia de la edad sobre el número de roturas y se agruparon los datos disponibles por cada uno de los materiales instalados (Tabla 9).

Los resultados obtenidos no deparan sorpresas, las mayores tasas de roturas se encontraron en los materiales en desuso (de mayor edad), mientras que las tasas bajas correspondían a materiales como fundición dúctil y plásticas.



TABLA 9. ROTURAS POR UNIDAD DE LONGITUD Y AÑO EN TUBERÍAS DEL REINO UNIDO (MACKELLAR & PEARSON, 2003).

Índice de rotura (rot/100km/año)	Año					Total
	1998	1999	2000	2001	2002	
<b>Tipo de Material</b>						
Asbesto cemento	16.4	17.1	15.1	15.8	15.6	16.0
Hierro dúctil	5.0	5.3	4.8	4.8	6.5	5.3
Fundición gris	23.7	23.7	19.1	21.7	12.3	20.1
Polietileno	3.5	2.9	3.3	3.1	3.0	3.2
PVC	9.6	9.1	7.2	7.4	3.3	7.3
Acero	5.0	6.1	5.8	5.7	33.1	11.1
Desconocido	0.1	0.0	0.0	0.1	15.9	3.2
<b>Total</b>	<b>9.0</b>	<b>9.2</b>	<b>7.9</b>	<b>8.4</b>	<b>12.8</b>	<b>9.5</b>

Otro estudio (NRC, 1993) recopiló los datos de roturas durante los años 1992 y 93 en 21 ciudades canadienses y obtuvo los ratios de rotura medios según el material instalado.

TABLA 10. ROTURAS OBSERVADAS EN 21 CIUDADES DE CANADÁ (NRC, 1993).

Material	Longitud de tubería		Ratios de rotura (roturas/100 km/año)		
	km	%	1992	1993	Media
	Fundición gris	8,769.9	50	35.1	36.7
Hierro dúctil	4,237.5	24	9.3	9.8	9.5
Asbesto cemento	2,105.4	12	5.4	6.1	5.8
PVC	1,818.0	10	0.9	0.5	0.7
Concreto	623.4	4	0.5	0.8	0.6

En 1992 y 93 el número total de roturas fue 3601 y 3773 respectivamente. El estudio asumió un costo de reparación de 2500 dólares canadienses<sup>12</sup> por rotura, con lo que el costo total de las reparaciones fue de 9.2 millones de CAN\$. Las 21 ciudades satisfacían la demanda del 11% de los habitantes de Canadá (3.14 millones de

<sup>12</sup>Tipo de cambio 1 CAN\$ = 0.633 €.

personas), por lo que el informe estimó que el costo en roturas extrapolado para toda la nación sería de 82 millones de dólares canadienses.

El ratio de roturas del fibrocemento es muy alto, casi el doble que el mostrado en el estudio del Reino Unido (Tabla 9), y dado que la mitad de la red está construida utilizando ese material, la conclusión es inmediata, las primeras tuberías que deben ser renovadas son las de este material y además su empleo se ve desplazado por la fundición dúctil. Sin embargo, en el estudio de Canadá no se consideraron otros factores que influyen en la aparición de las roturas, edad, material de relleno de la cama, condiciones medioambientales, clima y tipo de instalación.

En Alemania, Hirner (1997a) muestra un orden de magnitud de roturas por kilómetro y año en varias redes de distribución. Se analizaron 36546 km y los resultados los resume la Tabla 11.

TABLA 11. DAÑOS REGISTRADOS EN LAS TUBERÍAS DE ALEMANIA(HIRNER, 1997A).

Material	Longitud de tubería (km)	Número de roturas	Ratio de rotura (roturas/100 km/año)	
			Rango	Media
Fundición gris	15922	3462	10 – 40	22
DN < 100	8593	2483	10 – 50	29
100 < DN < 300	5770	907	10 – 40	16
D > 300	1599	72	3 – 15	5
Hierro dúctil	11560	321	1 – 10	3
Acero	3990	1020	4 – 90	26
Polietileno	790	81	3 – 30	10
PVC	2976	99	2 – 10	3
Asbesto cemento	1302	179	10 -50	14
Total	36546	5162	5 -20	14

En otros estudios no se agrupan los ratios de roturas según el material instalado sino según diámetro de la tubería. Luong y Fujiwara (2002) estudiaron el ratio de roturas en tres grupos diferenciados (diámetros de

150, 200 y 250 mm) en la ciudad de Ho Chi Minh en Vietnam. La red de abastecimiento satisface la demanda de gran parte de los 6.5 millones de habitantes de dicha ciudad. Para ello consideran que los grupos presentan similares edades, tipo de funcionamiento y condiciones de instalación. Los resultados se muestran en la Tabla.

TABLA 12. PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE HO CHI MINH (LUONG Y FUJIWARA, 2002).

<b>Parámetros</b>	<b>Grupo 1</b>	<b>Grupo 2</b>	<b>Grupo 3</b>
Diámetro (mm)	150.00	200.00	250.00
Longitud (km)	173.63	80.12	105.96
Ratio de roturas anual (roturas/100 km/año)	116.50	78.80	44.10
Tamaño de fuga media (l/s)	1.40	1.47	1.53

La primera conclusión tras este estudio es clara, el ratio de roturas es muy elevado, especialmente para el diámetro 150. Por otra parte el volumen fugado medio en cada rotura también es alto<sup>13</sup>, superior a los 120 m<sup>3</sup>/día, lo que sugiere que la red está bastante presurizada.

Valores inferiores muestra un estudio realizado en un área de 1312.6 Km<sup>2</sup> en la costa de la región Emilia-Romagna en Italia (Di Federico y col., 2002). Las redes de abastecimiento elegidas suministran agua a varias poblaciones con 110000 habitantes que en verano aumentan hasta 200000. Para comprender mejor el estudio, se muestra la proporción de los materiales instalados en los 1863.5<sup>14</sup> Km de la red de distribución.

---

<sup>13</sup>Un umbral habitual entre fuga comunicada y no comunicada sería un caudal unitario de fuga de 500 l/h, lo cual proporciona un volumen fugado diario de 12 m<sup>3</sup>/día (10 veces inferior al encontrado en Ho Chi Minh).

<sup>14</sup>La longitud de tubería por habitante es muy elevada (16.94 m/habitante) por lo que dicha red es muy ramificada.

Se registraron 2844 roturas en el periodo 1995 – 2000. A partir de éstos, se obtienen los correspondientes ratios de roturas. Los resultados se muestran en la Tabla 14.

TABLA 13. COMPOSICIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN  
(DI FEDERICO Y COL., 2002).

Tipo de material	Longitud total (km)	Porcentaje
Acero	69.26	3.72
Concreto	32.13	1.72
Asbesto cemento	1263.56	67.81
Hierro	4.21	0.23
Fundición gris	3.51	0.19
Hierro dúctil	87.35	4.69
Polietileno	48.08	2.58
PVC	315.38	16.92
Otros	40.01	2.15
<b>Total</b>	<b>1863.49</b>	<b>100.00</b>

TABLA 14. ROTURAS PRODUCIDAS EN LOS AÑOS DE ESTUDIO (DI FEDERICO Y COL., 2002).

Año	Roturas	Ratio de roturas (roturas/100km/año)
Desconocido	2	---
1995	278	14.9
1996	405	21.7
1887	560	30.1
1998	515	27.6
1999	541	29.0
2000	543	29.1
<b>Total</b>	<b>2844</b>	<b>0.254</b>

Para concluir, hay que destacar la importancia que tienen los suelos y las facilidades de montaje. La Figura 33 muestra el índice relativo de roturas en tuberías de acero en Inglaterra de acuerdo con un estudio de la compañía Severn Trent (Newport, 1981). En ésta se observa como el tipo de suelo puede multiplicar hasta por tres el número de roturas

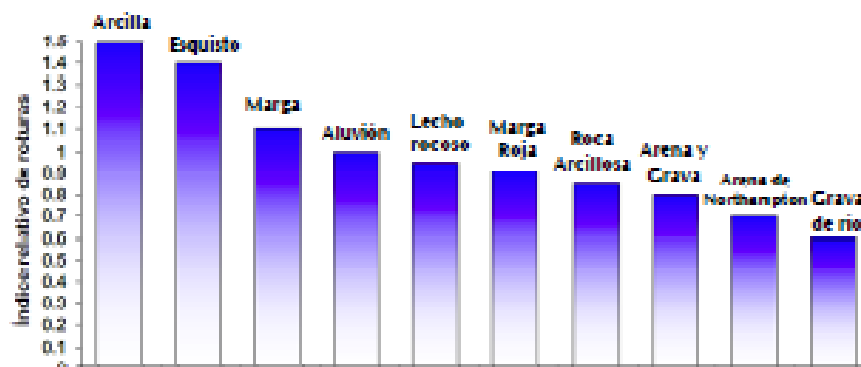


FIGURA 33. INFLUENCIA DEL TERRENO EN EL ÍNDICE DE ROTURAS EN TUBERÍAS DE ACERO (NEWPORT, 1981).

## 2.4 Materiales utilizados en los sistemas de abastecimiento de agua

Es evidente que no existe el material universal. Cada uno de los descritos anteriormente tiene sus ventajas e inconvenientes que justifican que cada tramo de la red se construya con uno u otro.

A continuación, se muestra la distribución por materiales de los principales abastecimientos de Norteamérica y algunos países Europeos, para finalmente concentrarse en la situación peruana y la local de la ciudad de Lima, y específicamente la situación del área de influencia de estudio de la presente tesis.

### 2.4.1 Utilización de tuberías en Europa

En Europa, las tuberías se distribuyen según su material tal y como se muestra en la Figura 34. Las conclusiones que se pueden obtener son:

- Un elevado porcentaje de la red del Reino Unido y Suiza está instalada con tuberías fundición.
- España es el país junto con Holanda en los que existe una mayor proporción de tuberías de fibrocemento, cercana al 40%
- En Finlandia predominan las tuberías plásticas.

- Luxemburgo, y en menor medida Bélgica, son los países donde se ha instalado una mayor cantidad de acero, llegando casi al 25% y al 15% del total, respectivamente.
- La utilización del hormigón en redes es meramente testimonial, y únicamente en Suecia y Bélgica ronda el 5%.

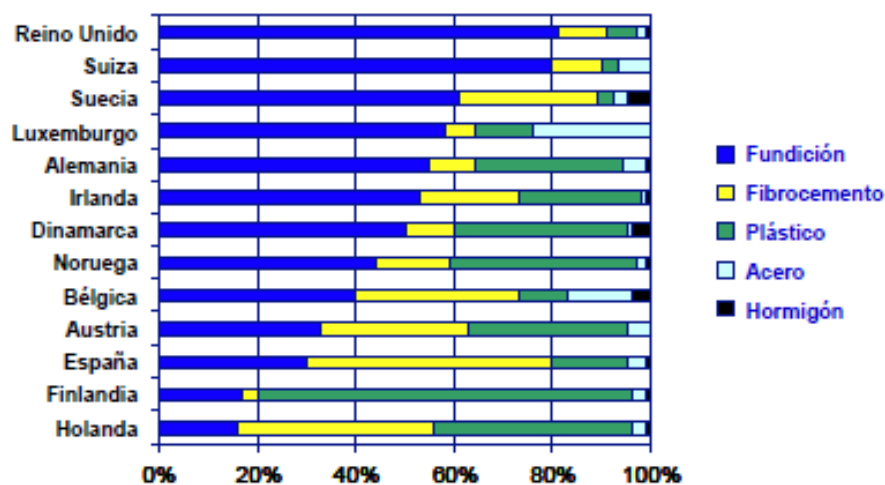


FIGURA 34. PORCENTAJE DE UTILIZACIÓN DE LOS DIFERENTES MATERIALES EN EUROPA (RAJANI, 2009A).

De acuerdo con la Figura 34, el estudio no distingue entre fundición (hierro) dúctil y gris sino que los agrupa en un término denominado fundición.

#### 2.4.2 Utilización de tuberías en Norteamérica

Para el contexto norteamericano<sup>15</sup> se han agrupado las redes según las diferentes compañías de abastecimiento urbano. Por eso, se disponen datos relativos al Noreste, Oeste, etc. Sin duda, la amplia superficie abarcada por los Estados Unidos valida y aporta significado al estudio de

<sup>15</sup>Se considera únicamente los datos referentes a Estados Unidos y Canadá.

los materiales en dichas redes agrupadas por zonas. La Figura 35 muestra como datos fundamentales que:

- En la actualidad, la fundición gris es el material preponderante en Estados Unidos y Canadá.
- La fundición (hierro) dúctil representa cerca del 20% en Canadá y del 15% en Estados Unidos.
- El fibrocemento (Asbesto cemento) se utilizó sobre todo en abastecimientos de la zona Oeste, alcanzando valores del 50% de la totalidad de la red.
- La presencia de tuberías de hormigón es testimonial en prácticamente todas las regiones de estudio.
- El PVC se está empezando a utilizar, y en algunos abastecimientos ya llega al 10%.

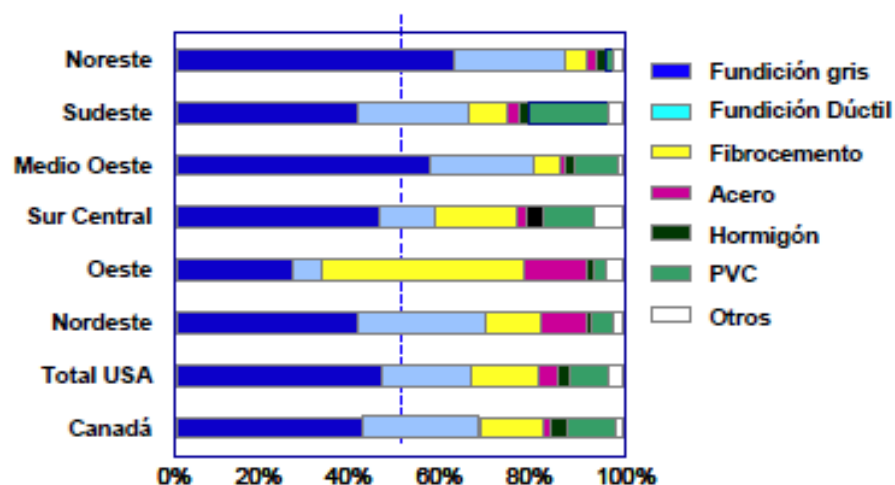


FIGURA 35. PORCENTAJE DE UTILIZACIÓN DE LOS DIFERENTES MATERIALES EN NORTEAMÉRICA (RAJANI, 2009A).

AWWA (2004) clasifica las tuberías entre las de distribución (diámetros iguales o menores que 250 mm) y las arteriales (diámetros mayores que 250 mm), donde aproximadamente el 73% de la longitud de las tuberías son de pequeño diámetro.

TABLA 15. LONGITUD DE TUBERÍAS INSTALADAS EN EE.UU. (AWWA, 2004)

Composición de la red	Km instalados	% del total
Fibrocemento (Asbesto Cemento)	219,186.2	15.8
Fundición gris no revestido	246,897.5	17.8
Fundición gris con revestimiento de mortero de cemento	257,211.8	18.5
Fundición gris	45,827.7	3.3
Hormigón (Concreto) pretensado	37,954.8	2.7
Fundición (hierro) dúctil no revestido	57,801.2	4.2
Fundición (hierro) dúctil con revestimiento de mortero de cemento	242,536.2	17.5
Fundición (hierro) dúctil con otro o sin revestimiento	4,013.7	0.3
PRFV	1,070.2	0.08
Polietileno	5,389.7	0.4
PVC	183,709.8	13.2
Acero	54,793.3	3.9
Otros	32,458.9	2.3

En la Tabla 15 se muestran valores similares a los de otros estudios, con cerca de un 40% de la red compuesto por fundición gris y casi una sexta parte de fibrocemento (Asbesto Cemento). Destaca la implantación de la fundición (hierro) dúctil y del PVC que sobrepasan el 20 y el 13% de la longitud total de la red respectivamente.

#### 2.4.3 Utilización de tuberías en Lima y Callao

Las ciudades de Lima y Callao, a través de los años han venido siendo abastecida por la actual Empresa Prestadora de Servicios SEDAPAL (Servicio de Agua y Alcantarillado de Lima S.A.). De acuerdo con los reportes estadísticos anuales, las redes de distribución primaria y secundaria de agua potable, cuenta con grupos de tuberías identificadas



por tipo de red primaria y secundaria que a la fecha se encuentran en estado operativo. La tabla 16 muestra como datos fundamentales que:

TABLA 16 LONGITUD DE TUBERÍAS INSTALADAS EN LIMA Y CALLAO. (SEDAPAL, 2010)

<b>Centro de Servicios</b>	<b>Primarias</b>	<b>Secundarias</b>	<b>Total</b>
Comas	102	3132	3233
Callao	140	1443	1583
Ate Vitarte	83	1586	1670
Breña	70	1188	1258
San Juan de Lurigancho	53	1198	1251
Surquillo	119	1677	1796
Villa El Salvador	118	1705	1824
<b>Total Red</b>	<b>686</b>	<b>11929</b>	<b>12615</b>

- La red primaria de agua potable conformada por tuberías de diámetros mayores a 300 mm, tiene una longitud equivalente al 5.65% de toda la red de agua potable.
- La red secundaria de agua potable está conformada por tubería que varían entre 90 y 300 mm, tiene una longitud equivalente al 94.35% de toda la red de agua potable.

Asimismo dentro del área de influencia del presente estudio, se ha podido identificar y agrupar las tuberías que conforman la red secundaria de agua potable por tipo de material. La Tabla 17 muestra como datos fundamentales que:

TABLA 17. LONGITUD DE LAS REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR TIPO DE MATERIAL EN EL ÁREA DE INFLUENCIA (SEDAPAL, 2010)

Sector	Tipo de Material						Total General (m)
	AC	ACER	CR	F <sup>o</sup> F <sup>o</sup>	HD	PVC	
334	26,155.52		1,690.89			6,415.06	34,261.47
335	17,018.13		210.18		372.62	57.50	17,658.42
336	25,351.26			3.72		5,952.84	31,307.83
337	17,304.40			5.50	603.68	6,741.14	24,654.73
338 A	29,357.89					1,380.90	30,738.79
338 B	18,935.37					80.36	19,015.73
338 C	19,488.34					1,740.45	21,228.79
339 A	33,821.28		392.58			3,235.80	37,449.66
339 B	25,120.71				1,006.68	1,584.96	27,712.35
340	61,534.65					131.09	61,665.74
341 A	14,865.61					5,193.49	20,059.10
341 B	1,253.62					67.43	1,321.05
342	38,852.34				121.35	140.98	39,114.68
343 A	23,597.33					86.32	23,683.65
343 B	19,508.43				154.75	972.12	20,635.29
343 C	19,922.07	172.80		218.96	319.71	5,674.06	26,307.60
344 A	62,945.19			207.44		6,613.67	69,766.30
344 B				27.79			27.79
86	47,951.32					11,703.88	59,655.20
<b>Total</b>	<b>502,983.46</b>	<b>172.80</b>	<b>2,293.64</b>	<b>463.42</b>	<b>2,578.78</b>	<b>57,772.06</b>	<b>566,264.17</b>
<b>Porcent.</b>	<b>88.8%</b>	<b>0.0%</b>	<b>0.4%</b>	<b>0.1%</b>	<b>0.5%</b>	<b>10.2%</b>	<b>100%</b>

- La red secundaria de agua potable en el área de estudio está conformada en su mayoría por tuberías de asbesto cemento, las cuales están distribuidas en una longitud equivalente al 88.8% de la red.

- El PVC es el segundo material más utilizado como tubería para la red secundaria de agua, alcanzando un 10.2%.
- Podemos afirmar que los otros materiales no presentan un valor de longitud de red de agua significativo (1%).

Siendo el Asbesto Cemento el material predominante, en la Tabla 18 se presentan los diámetros de las tuberías existentes de este material.

TABLA 18. LONGITUD DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE DE ASBESTO CEMENTO POR DIÁMETRO EN EL ÁREA DE INFLUENCIA (SEDAPAL, 2010)

Sector	Longitud de Redes (miles metros) Asbesto Cemento según diámetro							Total
	100 mm	150mm	200 mm	250 mm	300 mm	50 mm	75 mm	
334	14.08	2.63	3.32	0.39	0.00	0.08	5.65	26.16
335	9.34	2.46	0.34	1.09	0.00	0.00	3.80	17.02
336	7.44	3.45	1.44	0.01	0.00	0.99	12.03	25.35
337	11.47	2.14	1.54	0.46	0.00	0.22	1.48	17.30
338 A	20.31	4.52	2.82	1.71	0.00	0.00	0.00	29.36
338 B	12.11	6.06	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	18.94
338 C	8.21	5.65	5.01	0.60	0.01	0.00	0.00	19.49
339 A	16.81	4.60	3.15	0.35	0.09	0.11	8.71	33.82
339 B	10.18	3.59	1.72	0.00	0.01	0.54	9.07	25.12
340	39.87	10.63	5.62	4.20	1.22	0.00	0.00	61.53
341 A	4.81	6.37	1.76	1.92	0.00	0.00	0.00	14.87
341 B	0.68	0.45	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	1.25
342	27.27	5.38	4.19	1.10	0.88	0.00	0.03	38.85
343 A	12.46	4.21	1.94	0.02	0.84	0.05	4.08	23.60
343 B	11.64	1.18	2.01	0.07	0.88	0.08	3.66	19.51
343 C	12.59	3.62	0.00	0.00	0.08	0.01	3.62	19.92
344 A	38.94	6.51	4.09	2.54	1.48	5.34	4.05	62.95
86	32.91	9.50	2.39	1.83	1.24	0.00	0.09	47.95
<b>Total</b>	<b>291.12</b>	<b>82.94</b>	<b>42.21</b>	<b>16.27</b>	<b>6.75</b>	<b>7.42</b>	<b>56.27</b>	<b>502.98</b>

## **2.5 Criterios para la rehabilitación y/o renovación de tuberías**

El gestor de la red afronta la problemática de adoptar la decisión de renovar o rehabilitar, así como de decidir por qué tubería empezar. Por el efecto del tiempo, la infraestructura va envejeciendo, aumentan las roturas y consecuentemente las fugas. Por tanto, problemas de intrusión patógena, pérdida del recurso, insuficiencia hidráulica, etc. son cada vez más una amenaza para la red de distribución. Los valores habituales de roturas o averías en redes pueden oscilar entre las 10 y 100 roturas por cada 100 km y año. En España, por ejemplo, se considera aceptable valores de éste indicador de hasta 40 roturas/100 km/ año (MIMAM, 2000).

### **2.5.1 Razones que aconsejan la renovación y/o renovación**

Son tres, las causas fundamentales que pueden aconsejar la rehabilitación o renovación de una serie de tuberías en una red de distribución de agua. La insuficiencia sanitaria, insuficiencia de suministro e insuficiencia hidráulica.

#### *Insuficiencia sanitaria*

Que fundamentalmente se manifiesta a través de un aumento de la turbiedad, población bacteriana, hierro, manganeso, etc.

En el año 1993, se observó que en una zona de Washington D.C. 1993 el agua no cumplía los estándares de calidad exigidos por la normativa *Safedrinking Water Act*). Se previno a los ciudadanos y se indicó la necesidad de utilizar agua hervida para el consumo humano. Según una estimación conservadora, el costo adicional fue de 24 millones de dólares, y posteriormente se renovó la red por completo. Los problemas de las epidemias por contaminación de agua en Estados Unidos durante la etapa 1971-1998 fueron recopilados y tras su análisis se obtuvieron los siguientes resultados (Lindley y Buchberger, 2002;Tabla 19).

TABLA 19. PROBLEMAS DE EPIDEMIAS POR CONTAMINACIÓN DE AGUAS  
(LINDLEY & BUCHBERGER, 2002)

Tipo de error	Número de sucesos	% del total de errores	Presiones negativas	Intrusión patógena	Contaminación de la fuente
Errores en las conexiones de acometidas con la red de saneamiento y flujo inverso	60	53.1	X	X	X
Separación incorrecta de potable y saneamiento	1	0.9	X	X	X
Roturas y fugas en tuberías	10	8.8	X	X	X
Contaminación en almacenamiento	15	13.3		X	X
Contaminación en fase de reparación/construcción	6	5.3		X	X
Contaminación de instalaciones interiores en viviendas	8	7.1			X
Corrosión y arranque de material en la tubería	13	11.5			X
<b>TOTAL</b>	<b>113</b>	<b>100</b>			

En éste trabajo, se observan las causas fundamentales de los problemas de contaminación de aguas son errores en las conexiones, contaminación de aguas en depósitos de almacenamiento y corrosión y migración de materiales provenientes de una tubería. Por tanto, el esfuerzo para evitar la mayor parte de las epidemias se ha de realizar en estos factores que son los de más probabilidad de ocurrencia. Asimismo, por roturas y fugas en la conducción se producen, afortunadamente, menos problemas de epidemias en los consumidores finales.

Rajani (2009) también determina las causas fundamentales que provocan las epidemias en redes de abastecimiento públicas en el periodo 1971-1998. Los resultados se muestran en la Tabla.

TABLA 20. CAUSAS DE LAS EPIDEMIAS (RAJANI, 2009)

<b>Red de abastecimiento</b>	<b>Fuente sin tratamiento</b>	<b>Tratamiento inadecuado</b>	<b>Fallos en distribución</b>	<b>Fallos desconocidos u otros</b>	<b>Total</b>
Instalaciones interiores	39	146	89	20	294
Red urbana	145	127	24	29	325
Red de abastecimiento completa, suma de las anteriores	184	273	113	49	619

En el estudio se muestra que los problemas de calidad son mayoritariamente debidos al tratamiento inadecuado o inexistente del agua, y que una quinta parte de los problemas de calidad son debidos a fallos en la etapa de distribución. Aun así, no se deben obviar los problemas de calidad originados en la red de distribución, tanto relacionados con las roturas de las tuberías y con los fallos en las conexiones.

*Insuficiencia de suministro.*

Al objeto de poder establecer comparaciones, su magnitud se expresa mediante indicadores de gestión. Aun siendo el rendimiento de la red el parámetro más empleado (calculado como el cociente entre volumen de agua fugado y volumen agua inyectada) resulta más adecuado para comparar el estado de una determinada conducción utilizar el indicador m<sup>3</sup>/km/h. Hirner (1997) proporciona los siguientes valores guía en función del tipo de suelo, ver Tabla 21.

TABLA 21. VALORES RECOMENDADOS DE FUGAS DE AGUA ESPECÍFICAS EN ALEMANIA (HIRNER, 1997)

Tipo de suelo	Indicador específico de pérdidas en $m^3/km/h$	
Marga	0.1	0.3
Arena	0.05	0.15
Roca	0.02	0.60

En Alemania, como orden de magnitud, un nivel de fugas de  $0.2 m^3/km/h$  se considera aceptable, mientras que el nivel se considera elevado si adopta el valor  $2 m^3/km/h$ . Resulta evidente que con la edad de las tuberías, el índice de roturas aumenta. Como prueba de este hecho, únicamente se deben observar los patrones de roturas mostrados en las distintas tuberías, y por tanto, se debe reparar la tubería con mayor frecuencia. Asimismo, en EE.UU. un nivel de fugas tolerable se considera a valores menor de 14 fugas/100 km/año ( $0.14$  fugas/km/año), mientras que en el Reino Unido este valor es aceptable si es menor de 10 fugas/100 km/año ( $0.10$  fugas/km/año).

*Insuficiencia hidráulica.*

Con el paso del tiempo, los abastecimientos deben satisfacer mayores demandas bien debido al aumento del número de clientes, bien debido al aumento de la dotación, bien por el aumento de las fugas, bien a la superposición de todos los anteriores factores. Por lo tanto, una tubería que en antaño fue suficiente, únicamente con el paso del tiempo, puede quedar ahora obsoleta. Hirner (1997b) proporciona un criterio para considerar la suficiencia de la tubería basada en la presión de suministro en la red de distribución. El abastecimiento debe garantizar en la acometida del abonado, un valor mínimo de presión dependiente del número de plantas del edificio a abastecer en horas punta. En Lima este criterio supondría renovar, de manera automática, varias decenas de kilómetros de tuberías, no ya porque no se cumplen estos mínimos de presión, sino porque incluso las conducciones llegan a ser insuficientes para que el agua llegue a los lugares más alejados.

De las tres razones apuntadas, es la primera la más importante y la que provoca la más rápida respuesta por parte de la compañía suministradora. Las dos restantes, representan un problema operacional del gestor y aunque también son muy importantes, no suponen un caso tan grave, con tanta repercusión como los problemas de calidad de las aguas.

Recientemente se realizó una encuesta realizada para conocer los principales problemas que deben afrontar las compañías distribuidoras de los Estados Unidos (Runge y Mann, 2008). De los catorce problemas planteados en la encuesta, tres son referentes a la calidad del agua. Concretamente, el tratamiento del agua, la seguridad del sistema y la calidad del agua de boca ocupaban el sexto, octavo y undécimo lugar para los 1800 profesionales que respondieron la encuesta.

### **2.5.2 Criterios que se deben adoptar en la renovación**

Los gestores encargados de estructurar los planes de renovación de redes de agua potable acuden tradicionalmente a la experiencia (métodos heurísticos). Éstos se basan en los conocimientos adquiridos por métodos no rigurosos, tanto por experiencia, tanteos, reglas empíricas, etc. Sin duda, dichos métodos suelen representar el primer paso que se adopta cuando se afronta la cuestión de la renovación de la red.

Las decisiones se basan fundamentalmente en:

1. La experiencia. Suelen estar basadas en un indicador del número de roturas (roturas/km/año) y se fija un umbral máximo las mismas. Por ejemplo, si una tubería llega al umbral de 3 roturas/km/año, se decide renovar la misma.



En teoría, los elementos que conforman la red deben ser remplazados cuando alcanzan su vida útil teórica (Tabla 22) aunque la aplicación práctica es bien diferente y generalmente se produce la renovación cuando lo permite la partida presupuestaria o cuando se ha producido la rotura, política reactiva, *laissez faire*.

2. Reglas básicas. Consiste en adoptar decisiones basándose en un único criterio y con él, elegir la mejor solución. Posteriormente, se procede a buscar entre las posibles soluciones aquella que obtenga un mejor valor del criterio seleccionado, la cual debe cumplir con las restricciones del problema planteado. Por ejemplo: edad de la conducción o aumento de la pendiente unitaria.

TABLA 22. VIDA ÚTIL DE ALGUNOS DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS

<b>Dispositivo</b>	<b>Vida útil (años)</b>
Tuberías de fibrocemento, plomo, polietileno, acero y hormigón armado si camisa de chapa	35
Tuberías de fundición y hormigón armado con camisa de chapa	70
Válvulas, hidrantes y desagües	50
Ventosas	35

Resulta claro que dadas las habituales limitaciones en el presupuesto, con frecuencia se renuevan ciertas conducciones gracias a la disponibilidad de partidas presupuestarias en un periodo de tiempo determinado.

En principio, se debe identificar aquellos criterios fundamentales a la hora de escoger la tubería que puede ser afectada en primera instancia. La edad es, sin lugar a dudas, el primer criterio a incluir en la lista, aunque no el único. Además es preciso tener en cuenta otros factores como el historial y la predicción de los fallos o roturas ocurridos y futuros, los

problemas de insuficiencia o de incapacidad hidráulica originados que afectan a la fiabilidad hidráulica de la red, el posible deterioro de la calidad del agua, el incremento de los costos tanto de mantenimiento de las propias tuberías como de las consecuencias que un reventón puede originar en el entorno urbano, etc., porque cada vez más los sistemas de agua, además de tener que cumplir los objetivos hidráulicos para los que nacieron, deben garantizar otros de tipo social, sanitario, económico y medioambiental (Almandoz y col., (2004); Parra, 2006).

### **2.5.3 Los sistemas de soporte para la toma de decisión**

La comprensión de los mecanismos de deterioro de la tubería y su relación con los fallos estructurales son un paso previo para plantear la renovación. La decisión se debe apoyar en un sistema de soporte a la misma. En caso de plantear la rehabilitación o renovación de una tubería en una red de distribución, tan importante puede ser el agua perdida por fugas, como el riesgo de una rotura que ocasione importantes desperfectos en vía pública, o que se mantenga los parámetros de calidad del sistema en unos límites aceptables. En el proceso de toma de decisiones reales se debe encontrar la mejor alternativa sobre la base de múltiples criterios. Por tanto, se plantean sistemas de soporte a la decisión para priorizar la renovación de tuberías atendiendo a razones técnicas, económicas, hidráulicas y heurísticas.

La toma de decisiones con un enfoque mono criterio todavía genera importantes resultados gracias a la experiencia de las personas que en ella participan. Aunque, la solución lógica a esta problemática es el planteamiento multicriterio, dado que cada vez se afrontan problemas más complejos y con un mayor número de variables a considerar que requieren el desarrollo de herramientas que permitan analizar la complejidad inherente a cualquier decisión sujeta a múltiples criterios, objetivos y condiciones.

Almandoz y col. (2004) plantean la renovación de tuberías en la ciudad de San Sebastián mediante el método de las sumas ponderadas aplicado sobre varios criterios con un peso asignado fijo. Así, se consideraron los siguientes criterios:

1. Edad
2. Historial de roturas
3. Capacidad de transporte
4. Fugas no comunicadas
5. Incendio
6. Periodo óptimo de renovación
7. Corte de suministro
8. Impacto en el entorno

Asimismo, se incidía en la importancia de la asignación de pesos a cada uno de los criterios, y se expuso que la asignación de estos valores se debe realizar tras un análisis profundo y haciendo valer la experiencia acumulada durante los años de gestión del abastecimiento. Los criterios se agruparon en fundamentales (los dos primeros), hidráulicos (3, 4 y 5) y criterios especiales (los tres últimos).

Sin duda, el aporte más importante de los sistemas soporte a la decisión multicriterio se manifiesta en la adopción de medidas de evaluación iguales para diversas alternativas. Asimismo, la manera de realizar la calificación es discutible, ya que requiere la manifestación de las preferencias y por tanto, adquiere cierta subjetividad.

## **CAPITULO III**

### **FACTORES DE INFLUENCIA Y MODELOS DE AYUDA A LA DECISIÓN**

#### **3.1 Factores de influencia en los fallos de las tuberías**

Las causas de los fallos de tuberías han sido identificadas por varios autores, dentro de los principales tenemos a: Morris, 1967; Shamir y Howard, 1979; Kelly y O'Day, 1982; Goutler y Kazemi, 1988. Han sido identificados y detallados una gran variedad de factores de influencia, que causan o provocan 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"*.

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 las investigaciones realizadas, la atención se enfoca en las deficiencias de las tuberías de fundición gris y tuberías de fundición dúctil (hierro dúctil), ya que estos materiales fueron utilizados en el pasado con una mayor frecuencia. Algunas investigaciones están centradas a los problemas de las tuberías de fibrocemento (AC). En la actualidad debido a la creciente tendencia del uso de materiales plásticos (PVC y PE), en el futuro se espera una mayor ocurrencia de fallos en estas tuberías debido al envejecimiento.

Los factores o variables más importantes que determinan el deterioro estructural de las tuberías, y por ende, de las redes de abastecimiento de agua, pueden clasificarse en cuatro categorías:

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

Existen diversas clasificaciones y agrupaciones de los criterios o factores de influencia que provocan los fallos en las tuberías. Aquí se muestran dos de las clasificaciones más generales y completas: la clasificación realizada por Rostum (2000) y la clasificación realizada por Stone *et. al*. (2002) para la EPA. En la Tabla 23, se muestran los factores de influencia en el deterioro estructural en la redes de distribución de agua (adaptada de Rostum, 2000).

TABLA 23. FACTORES DE INFLUENCIA EN EL ÍNDICE DE FALLOS DE ROTURAS  
(ROSTUM, 2000)

<b>Variables estructurales</b>	<b>Variables ambientales / externas</b>	<b>Variables internas</b>	<b>Variables de mantenimiento</b>
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 de apoyo	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			

En la clasificación realizada por Stone *et al.* (2002) para la EPA se considera la edad y la temperatura de la tubería, la temperatura y el contenido de humedad del suelo, y también los defectos de la tubería observada. Por otra parte los factores dependientes del tiempo que pueden influir en el índice de roturas de tuberías enterradas, y pueden ser clasificados como dependientes de la presión o estadísticos<sup>1</sup>. La clasificación de Stone *et al.* (2002) se muestra en la Tabla 24.

TABLA 24. FACTORES DE INFLUENCIA EN EL ÍNDICE DE FALLOS DE ROTURAS  
(ADAPTADO DE STONE *ET AL.*, PARA EPA 2002)

<b>Categorización de los factores de influencia en el índice de fallos de roturas</b>	<b>Factores</b>
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, etcétera)
Factores de operación y mantenimiento	Presión de operación Naturaleza de la operación y mantenimiento (inspección con cámaras, limpieza de tuberías, protección catódica, etc.). Naturaleza y dato del último fallo (tipo causa, severidad) Naturaleza y datos de las últimas 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 Tráfico y cargas

Existen también, otro cantidad de trabajos sobre la forma de clasificar los factores que influyen en el índice de rotura de las tuberías de las redes de distribución de agua potable, entre los cuales se ha mencionado algunos, así como la estructura que siguen algunos modelos para valorar el papel de los factores de influencia en el índice de roturas en las tuberías como en el modelo desarrollado por Stephens (Earth Tech) y Jacson (OWASA) en 2003 para Orange Water and Sewer Authority (OWASA), North Carolina (EEUU), cuya clasificación de los factores de influencia se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 25. CLASIFICACIÓN DE FACTORES TOMADA DE STEPHENS Y JACKSON (2003).

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	Localización Tipo (color, olor) Fecha del reporte
Características del sistema de distribución	Presión estática Presión dinámica Flujo en bocas contra incendios Velocidad teórica Pérdidas de carga teóricas
Condiciones del suelo	pH Resistividad Sulfatos Cloruros
Planes en nuevas construcciones	Proyectos de telefonía, gas, electricidad, etc. Construcción de nuevos viales Construcción de autopistas Reasfaltado de avenidas

Para su evaluación, los factores previamente descritos se agrupan dentro de criterios que permiten 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 según 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 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 Tabla 26.

TABLA 26. FACTORES DE INFLUENCIA CONSIDERADOS EN CADA UNO DE LOS MODELOS (LENG Y PRATTI, 2002)

<b>Modelos de deterioro</b>	<b>Modelos de vulnerabilidad</b>	<b>Modelos de criticidad</b>
Longitud de la tubería	Corrosividad del suelo	Si la conexión está 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



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, y que afectación tendrá la red en el caso de que se produzca una rotura?".

### **3.1.1 Indicadores estructurales**

Los indicadores estructurales están sumamente ligados con los resultados de las condiciones físicas y estructurales (Stephens *et al.* 2003), son una importante entrada de datos en los modelos de deterioro; sin embargo, a veces no es posible utilizarlos debido a la falta de información respecto a las condiciones físicas reales de las tuberías y/o de su entorno.

#### **a) La edad y el periodo de instalación**

Las tuberías instaladas en diferentes periodos muestran distintas características de fallos. Estas características son más dependientes del proceso constructivo o de instalación para cada periodo, que el tiempo que ha pasado desde su instalación (edad de la tubería). Es así, que

tuberías instaladas en determinados periodos o años presentan una mayor tasa de rotura que en otros (Andereou et. al. 1987b; Mosevoll, 1994). En algunos casos las tuberías de mayor edad son más resistentes al fallo, que las tuberías de menor edad.

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 (Alonso *et al.* 2008).

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.

#### **b) 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).

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.* 1989) mostraron que, generalmente, cada vez que una tubería es reparada, el tiempo de la próxima reparación es cada vez más corto. Ellos encontraron que después del primer fallo, el número de eventos de fallos se incrementa exponencialmente con el tiempo, utilizando análisis de regresión. De forma similar, en un estudio enfocado a tuberías de diámetros grandes mayores de 200 mm de diámetro, Andreou y Marks (1987b) 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.

#### **c) 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 de fundición gris, hierro dúctil y acero (Mosevoll, 1994). La corrosión interna depende de la calidad del agua transportada (por ejemplo el pH, alcalinidad, bacterias, oxígeno disuelto, etcétera) y la corrosión externa depende del entorno que rodea a la tubería (por ejemplo las características del suelo, humedad del suelo, aireación del mismo, etcétera). Kaara (1984) argumentó que la corrosión externa es un factor importante para incorporar en los modelos de predicción, que debe ser considerado por su intensidad, a diferencia de la corrosión interna, la cual variará dependiendo de las condiciones de la tubería y del suelo.

#### **d) 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 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, y las diferentes normas de construcción para la unión de tuberías pequeñas, las cuales las hacen menos fiables (Wengstrom, 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.

**e) 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 tubería en el orden de 100 metros con el fin de evitar condiciones diferentes para la misma tubería. Andreou (1986) consideró que la función de riesgo es aproximadamente proporcional a la raíz cuadrada de la longitud.

**f) Material de la tubería**

El material seleccionado para el abastecimiento en una red de distribución de agua, ha variado su usos, de acuerdo a las épocas, y las nuevas tipos de materiales que salían al mercado. Es así que durante las primeras décadas del siglo XIX, muchas sistemas estaban constituidos de tuberías de hierro fundido (fundición gris y fundición dúctil). Y existen un amplio registro de fallos para estas tuberías.

En tiempos recientes, los nuevos materiales como el PVC y el PE se han introducido a gran escala en las redes de abastecimiento de agua. Estos materiales tienen características muy diferentes, y los distintos materiales deben analizarse por separado (Mosevoll, 1994).

Cada material posee sus bondades y debilidades, las cuales fueron tratadas en el capítulo I, y muchos de estas se encuentran regidas por las Normas de fabricación de cada lugar o región.

### **3.1.2 Variaciones temporales**

Es muy común para las redes de distribución de agua que se presente un patrón estacional con mayor número de fallos durante el invierno (Eisenbeis, 1994; Saegrov *et al.* 1999).

Andreou (1986) encontró que las tuberías de diámetro más pequeño (menores de 200 mm) tienen mayores tasas de rotura en el invierno.

Sundahl (1997) analizó 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.

Saegrov *et al.* (1999) observaron un máximo en el 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 el registro máximo de invierno, puede haber sido causado por las heladas o por 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.

Los efectos climáticos pueden ser utilizados en una etapa preliminar, a fin de determinar su influencia de los fallos en las tuberías. Sin embargo, para la predicción de fallos futuros, no es fácil incluir los efectos climáticos como covariable en el tiempo, puesto que la evolución de estos factores es desconocida.

#### **a) 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) utilizaron la presencia de ambientes corrosivos del suelo en

sus análisis de fallos en las tuberías, pero encontraron una baja correlación entre la longitud de la tubería instalada en ambientes corrosivos y las roturas. Malandain *et al.* (1998) utilizaron 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) utilizó 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.

#### **b) Proximidad en las excavaciones**

Las excavaciones en las proximidades de tuberías afectan las condiciones de la cama de apoyo, 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, etcétera) puede causar el fallo de las tuberías.

#### **c) Presión**

La presión hidrostática del agua y los aumentos repentinos de presión en un sistema de distribución, pueden 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 que la presión hidrostática es un factor significativo cuando se realiza la modelación de fallos, pero la importancia de esta variable se consideró baja.

#### **d) Uso del suelo**

El uso del suelo, como por ejemplo: áreas de tráfico, zonas residenciales, comerciales e industriales, se utiliza como un sustituto equivalente de cargas externas en las tuberías. En los modelos de fallos, se ha utilizado como variable el uso de suelo sobre la tubería: sin tráfico vs. tráfico pesado (Eisenbeis, 1994, 1997).

### **3.2 Indicadores para la medición de fallos en las tuberías de agua**

Los indicadores más significativos que están relacionados con la medición de fallos en las tuberías de distribución de agua potable, y que servirán para el desarrollo del modelo de la presente tesis son: el Índice de fugas y el Índice de Roturas.

En ambos índices, hay que diferenciar los eventos que ocurren en las redes de distribución de agua, de los eventos que ocurren en las conexiones domiciliarias, para obtener una correcta cuantificación de estos indicadores.

#### **3.2.1. Índice de Fugas**

El índice de fugas mide en términos absolutos el número de eventos de fugas que ocurren en las tuberías por unidad de longitud y tiempo, generalmente expresado en fugas/km/año.

$$\text{Índice de fugas} = \frac{N^{\circ} \text{ fugas}}{L \times t} \quad (1)$$

Donde:

L = longitud de la tubería (km)

t = tiempo de evaluación (años)

### 3.2.2. Índice de Roturas

El índice de rotura mide en términos absolutos el número de eventos de roturas que ocurren en las tuberías por unidad de longitud y tiempo, generalmente expresado en roturas/km/año.

$$\text{Índice de roturas} = \frac{N^{\circ} \text{roturas}}{L \times t} \quad (2)$$

### 3.3 Modelos de ayuda a la toma de decisión

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. En este capítulo se mencionan y describen un conjunto de modelos y de aproximaciones, con el fin de identificar un paso coherente en la identificación de los trabajos de renovación de redes de abastecimiento de agua y su programación en el tiempo.

El análisis se efectuó 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. El interés es comprender cómo son tomados en consideración estos criterios en la construcción de modelos de ayuda a la decisión.

Las aproximaciones de ayuda a la decisión son presentadas en la literatura con la ayuda de instrumentos matemáticos utilizados, los datos considerados y la toma en consideración del funcionamiento hidráulico de la red.

En EPA (2002) se identifican modelos que no se basan en modelos hidráulicos para la renovación, sino que presentan aproximaciones probabilísticas 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 del entorno, de modo que buscan definir los



vencimientos de renovación a partir de aproximaciones deterministas. La búsqueda de políticas de renovación a costo mínimo y las aproximaciones o modelos que se basan en métodos heurísticos, utilizan la opinión de experto y otros métodos de ponderación de criterios, con el fin de jerarquizar las tuberías e identificar prioridades.

### 3.3.1 Modelo AWWA

AWWA (1986) establece los criterios económicos muy sencillos, a través de un modelo, para conocer la conveniencia de sustituir una conducción, ya sea mediante renovación, rehabilitación o mediante un plan de detección de fugas a implementar.

Este método establecido no toma en consideración el precio del agua. Por tal motivo se considera que este es el mayor punto débil de una metodología que es en cualquier caso útil y sencilla (Cabrera *et al.* 1990).

#### a) Análisis del momento en que ya no interesa reparar y hay que sustituir la tubería

Consiste en determinar el número de tuberías que aconseja ya cambiar la tubería. Tal momento coincide con el instante en que el costo de reparación  $C_R$  de todas las roturas y fugas se iguala al costo de la sustitución de la tubería,  $C_S$ , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_R = C_S \quad (3)$$

Y en donde:

$$C_R = N \times U \times P(i, j, n) \quad (4)$$

Con N el número de roturas por unidad de longitud y tiempo (en general roturas/km/año), U es el costo unitario promedio de reparación de cada rotura y/o fuga y con  $P(i,j,n)$  un término que tiene en cuenta el precio del dinero,  $i$ , el factor anual de crecimiento de las roturas,  $j$ , y en fin,  $n$  el periodo de tiempo en años para los cuales se entiende tiene vigencia el análisis que se efectúa.

El valor de  $P(i,j,n)$  viene dado por la relación:

$$P(i, j, n) = \frac{\left[ 1 - \frac{1}{(1+M)^n} \right]}{M} \quad (5)$$

Y en donde la variable auxiliar M es igual a:

$$M = \frac{i}{1+j} \quad (6)$$

Como se evidencia el estudio es simplemente económico. Sin embargo no se valora el costo social de las interrupciones del servicio, ni tiene en consideración el valor del agua que se pierde, que tiene un triple vertiente: valor en sí mismo del agua, económica por los perjuicios que puede ocasionar (inundaciones, interrupción de tránsito por la vía pública, etc.) ni el mismo costo social por considera el agua recurso limitado.

También se observa que una de las limitaciones de este método es que no tomamos en consideración ni el material, ni el diámetro, ni el trazado, ni la instalación, ni tantos otros factores a los que son sensibles los datos utilizados.

#### **b) Comparación entre limpieza y rehabilitación frente a sustitución**

Si se ha tomado la decisión de que, debido al gran número de fugas o a un problema de calidad del agua, bien hay que rehabilitar, bien hay que sustituir la tubería, habrá que efectuar un comparativo entre los costos de las dos opciones. Hay que tener en consideración que toda rehabilitación

tiene una vida limitada (20 o 30 años como máximo), por lo que cuando se analiza esta posibilidad también deben incluirse los costos de la sustitución pero aplazados en el tiempo (el periodo de tiempo que esté operativa la rehabilitación), frente a los costos de sustitución en el momento en el que se consideran ambas opciones.

**c) Tipo de programa de detección de fugas a implantar**

El tipo de programa de detección de fugas a implantar en un sistema de distribución de agua, estará en función o dependerá del análisis económico a realizar, tal como se muestra en la figura

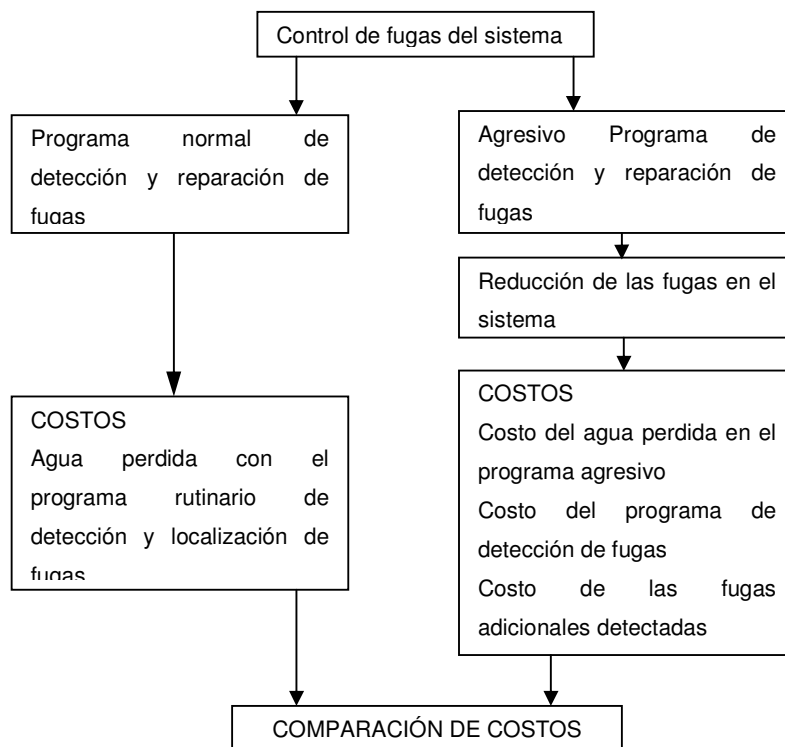


FIGURA 36. ANÁLISIS ECONÓMICO ACERCA DEL TIPO DE PLAN DE FUGAS A IMPLEMENTAR

### **3.3.2 Modelo de Shamir y Howard**

A medida que las tuberías van envejeciendo el número de roturas que presentan por unidad de longitud aumenta de manera inequívoca. Si se procede a la reparación de todas las roturas que se van generando, el costo de mantenimiento de la conducción aumenta con el tiempo, por lo que llegará un momento en que será conveniente renovar la conducción atendiendo exclusivamente a criterios económicos.

Shamir y Howard (1979) parten de las siguientes hipótesis para planificar la reposición de tuberías:

Todas las roturas y defectos, por pequeñas que sean se reparan. No tienen en cuenta en sus hipótesis el precio del agua y, consecuentemente el agua potencial perdida no se valora. Ello es, posiblemente, el punto débil del método toda vez que se es consciente de que para un determinado precio de venta del agua no resulta rentable reparar las pequeñas roturas, existiendo un rendimiento óptimo para cada precio del agua.

Una segunda hipótesis es que con el paso del tiempo las tuberías con el paso del tiempo se van depreciando en función del costo del dinero. Ello equivale a admitir que la tubería va envejeciendo y, en consecuencia, con el paso del tiempo va perdiendo valor.

La tercera hipótesis que realiza es que la tubería nueva, de la mejor calidad y con una cuidada instalación, no tiene roturas y, consecuentemente, su mantenimiento es nulo.

De acuerdo con las hipótesis planteadas, se estudia el gasto total futuro que se va a realizar hasta un año genérico variable en que conviene llevar a cabo la renovación o sustitución de la tubería. Para ello, se suman los costos de mantenimiento durante todos los años que van desde el actual hasta ese año variable genérico de sustitución, más el

costo de la tubería nueva. Se puede calcular así, la evolución con el tiempo de esta suma. El año en que es conveniente renovar la tubería es aquel en que esta suma proporciona un valor mínimo.

Para ello, la evolución de las roturas por unidad de longitud sigue una ley exponencial creciente con el tiempo del tipo:

$$N(t) = N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)} \quad (7)$$

En donde N es el número de roturas por unidad de longitud de la tubería objeto de estudio en el año t, y donde  $t_0$  representa el año de referencia del estudio, lo que quiere decir que en ese año ya se cuenta con datos para llevar a cabo el estudio, y a partir del cual se sigue la evolución de las roturas de la tubería. El coeficiente A representa el crecimiento en el tiempo de las fugas y sus unidades se expresan en años<sup>-1</sup>.

Conocida la evolución temporal de las roturas, y suponiendo un costo promedio para todas las reparaciones igual a  $C_r$ , y que además es constante en el tiempo, la evolución del costo de mantenimiento anual para un año genérico t, será:

$$C_m(t) = C_r \cdot N(t) = C_r \cdot N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)} \quad (8)$$

Si se denomina al año en curso del estudio  $t_c$ , y se admite un índice anual de inflación i, el valor actual del costo de mantenimiento vendrá dado por:

$$\frac{C_m(t)}{(1+i)^{t-t_c}} \quad (9)$$

Si el año de la sustitución de la tubería, se le denomina  $t_s$ , el costo total de mantenimiento de la tubería entre el año en curso  $t_c$  y el año de la sustitución  $t_s$ ,  $C_m(t_s)$ , en unidades monetarias del año en curso, vendrá

dato por la sumatoria de los costos de mantenimiento extendidos sobre los referidos años, esto es:

$$C_m(t_s) = \sum_{t=t_c}^{t_s} \frac{C_m(t)}{(1+i)^{t-t_c}} = \sum_{t=t_c}^{t_s} \frac{C_r \cdot N(t) \cdot e^{A(t-t_0)}}{(1+i)^{t-t_c}} \quad (10)$$

La ecuación (10) constituye el primer sumando del monto global correspondiente al año que se pretende llevar a cabo la sustitución de las tuberías. El segundo sumando estará dado por el costo de sustitución de la unidad de longitud seleccionada, (1 m ó 1 km de longitud de tubería). El costo el año  $t_s$ , en que se proceda a la sustitución será igual a  $C_s$ , pero el valor de la tubería en el año en curso será menor, por tanto hay que trasladar los costos de la futura sustitución a valores actuales. Por tanto, tal costo en el año en curso  $t_c$  de la sustitución el año  $t_s$ , estará dado por:

$$C_s(t_s) = \frac{C_s}{(1+i)^{t-t_c}} \quad (11)$$

El momento óptimo para proceder a la sustitución de la tubería será el año  $t_s$ , en que el costo total de (10) y (11) sea mínimo. La suma representa, en unidades monetarias (S/. ó US\$) del momento los costos de sustitución de la tubería en el año  $t_s$  y los costos de mantenimiento habidos en el periodo  $t_s - t_c$  en unidades monetarias (S/. o US\$) del año en curso. Tal costo total resulta ser:

$$C_T(t_s) = C_m(t_s) + C_s(t_s) = \sum_{t=t_c}^{t_s} \frac{C_m(t)}{(1+i)^{t-t_c}} + \frac{C_s}{(1+i)^{t-t_c}} \quad (12)$$

Y el año más conveniente para proceder a la sustitución de la tubería vieja por una nueva será aquel que, derivando la expresión (12) respecto a  $t_s$  proporciona un valor viene dado por la expresión:

$$t_s^* = t_o + \frac{1}{A} \ln \left[ \frac{C_s \ln(1+i)}{C_r N(t_0)} \right] \quad (13)$$

Resultado que, como es lógico solo tiene sentido en el supuesto de que se cumpla que  $t_s^* > t_c$ , por cuanto el año óptimo de la tubería debe ser siempre posterior al año en que se llevó a cabo el estudio.

Varias observaciones se pueden observar (Cabrera *et al.* 1990). La primera relativa al año de referencia  $t_0$  que aparece en la ecuación ( 13). Shamir y Howard (1979) se demuestra que el resultado es independiente del año de referencia y que la ecuación es exactamente la misma de referir la evolución de las roturas a cualquier otro año, como por ejemplo, el mismo del estudio,  $t_c$ , de manera que la determinación del año más adecuado para practicar la sustitución sea:

$$t_s^* = t_c + \frac{1}{A} \ln \left[ \frac{C_s \ln(1+i)}{C_r N(t_0)} \right] \quad (14)$$

La segunda observación es relativa a la hipótesis que la tubería sustituida no experimenta rotura alguna una vez instalada. La base del estudio de Shamir y Howard (1979) es que la tubería que se instala es la de mejor material existente en el mercado y que se va cuidar en extremo el montaje o instalación. Sin embargo también analizaron el hecho que la nueva tubería instalada presente un historial de fallos similar a la que va ser sustituida. El resultado demuestra que el tiempo óptimo de sustitución apenas se ve afectado, por lo que su estudio concluyó que es factible la utilización de la expresión ( 14), que evidentemente tiene una notable sencillez.

La tercera observación se refiere a la posibilidad de aplicar el método tanto para una tubería única como para un conjunto de tuberías de una cierta área o sector. Si se aplica la ecuación dada a una tubería particular la ecuación desarrollada podría tener un bajo valor estadístico en la predicción de futuras roturas, fugas, y otros fallos, por lo que hay que analizar el ajuste de la regresión utilizada. Si se utilizan datos de una

región entera para calcular la ecuación de predicción de las roturas, hay que tener cuidado en seleccionar tuberías homogéneas respecto a las causas de las roturas (material, terreno, presión de servicio, edad, continuidad, etc.) para que el resultado sea lo más fiable posible. Los sectores de la red con características diferentes, deberán ser analizados de manera separada teniendo en cuenta las condiciones locales de cada sector para la buena predicción de roturas.

La cuarta observación contiene a la función de regresión de las futuras roturas en el tiempo. Si se ha hallado que la evolución de las roturas sigue una función lineal creciente con el tiempo, el análisis económico puede usualmente realizarse con igual fiabilidad. En este caso las ecuaciones (7) y (13) serán reemplazadas por ( 15) y ( 16):

$$N(t) = N(t_0) \cdot A(t - t_0) \quad (15)$$

$$t_s^* = t_0 + \frac{C_s \cdot \ln(1 + i)}{A \cdot C_r \cdot N(t_0)} \quad (16)$$

La ecuación (14) evidencia la enorme sensibilidad que el valor del coeficiente A tiene en el valor final de  $t_s$ . Un aumento de A, es decir, un significativo incremento del número de roturas, fugas, con el tiempo acorta de manera notable el momento de sustitución. Del mismo modo se ve que un aumento importante del costo de la tubería nueva retrasa el momento de la sustitución y que con el costo de las reparaciones tal periodo se acorta. Finalmente el precio del dinero  $i$  tiende a retrasar la renovación, si bien este valor es al día de hoy tan bajo que apenas tiene influencia en la política de renovación de tuberías.

Se concluye recordando que el método expuesto no toma en consideración el precio del agua. Ello, constituye el mayor punto débil de una metodología, que es, en cualquier caso sencillo, si se cuenta con la información estadística, y el programa de detección de fugas y roturas (Cabrera *et. al.* 1990).



### 3.3.3 Modelo técnico económico

El modelo de referencia con una primera mención de un período de renovación óptima fue la presentada por Shamir y Howard (1979). El modelo, que se basa en un aumento exponencial de las fallas con tiempo, calcula el período de renovación óptima, minimizando una función. La función fue el resultado de añadiendo los gastos de reparación para el ciclo de vida de la tubería y los costos de reposición.

En la mayoría de los modelos desarrollados desde que, el problema ha sido actualizado mediante la adición o refinación de los involucrados costos o la mejora de las estimaciones de tiempo y su tratamiento. Sin embargo, los costos asociados a la pérdida de agua a través de las filtraciones no han sido incluidos. Mientras que esta exclusión fue probablemente aceptable en el pasado, el contexto actual exige tomar en cuenta estos gastos. Por ejemplo, los costos de producción de plantas de tratamiento de agua superficial o subterránea son muy significativas. Además, los costos ambientales son cada vez importantes, y deben ser considerados para dar lugar a soluciones que están bastante cerca de lo real u óptima.

Cabrera *et al.*(2007) desarrolló un modelo teniendo en cuenta los costos asociados a la pérdida de agua, había un mayor énfasis sobre la configuración de la estructura básica del modelo de costos y evaluación de las diferencias que pudieran existir con trabajos anteriores. Además, los costos asociados a la tecnología de instalación de tuberías y los costos sociales también fueron considerados.

En términos generales, dos son los principales costos que deben tenerse en cuenta:

- Los costos de renovación por metro de tubería ( $C_1$ ) . Éste decrece en el tiempo ya que el costo de renovación  $n$  es constante a mayor tiempo transcurrido representa u menor valor en unidades monetarias del año actual.

- Los costos de reparación y de mantenimiento ( $C_2$ ). Éste muestra dos tendencias contrapuestas, por una parte el costo unitario de reparación es constante y, por efecto de la actualización de los costos, decrece en el tiempo y por otra, el número de roturas aumenta en el tiempo. La tendencia predominante es la segunda (aumentan más las roturas que desciende la actualización de la reparación unitaria) y el costo de mantenimiento presenta tendencia alcista.

Este análisis ignora algunos factores que pueden llegar a ser significativos con el tiempo, por ejemplo, el costo del agua perdida por fugas. Con el fin de evaluar correctamente la influencia de estos factores emergentes en el período de renovación óptima, los costos adicionales tienen que ser tomadas en cuenta. Más específicamente, los costos variables de agua ( $C_3$ ), los costos sociales ( $C_4$ ) y los costos de oportunidad ( $C_5$ ). Cada uno de estos términos se puede dividir en varias partes.

Por ejemplo, el  $C_3$  es la suma de los costos variables de la pérdida de agua por fugas (los costos de producción y ambientales,  $C_{31}$ ), y los costos de la energía resultante de un aumento de la energía utilizada en la presurización del agua filtrada, así como la rugosidad de la tubería (y por tanto, mayores pérdidas de energía) ( $C_{32}$ ).

El costo social,  $C_4$ , incluye dos términos. La primera de ellas  $C_{41}$  (a menudo ignorada) se relaciona con el impacto generado por las obras de reparación (como las interrupciones de tráfico), mientras que el segundo  $C_{42}$  considera las sanciones derivadas de pérdida de un nivel de servicio de destino (por ejemplo el mantenimiento de la presión de operación normal).

Por último, el costo de oportunidad<sup>16</sup>  $C_5$ , está asociado a los ahorros derivados de la renovación de la tubería en el desempeño de otras obras de utilidad o trabajos de vías que son más urgentes. Como consecuencia ciertos costos son compartidos (por ejemplo, maquinaria, personal, herramientas, etc.) El ahorro puede llegar hasta el costo total de la instalación si otros trabajos u obras están a cargo de la excavación y sustitución del pavimento. Es bastante obvio que el resultado del análisis dependerá de si estos costos adicionales se incluyen o no, sobre todo cuando el costo variable de agua,  $C_{31}$ , es alto (por ejemplo, agua desalada).

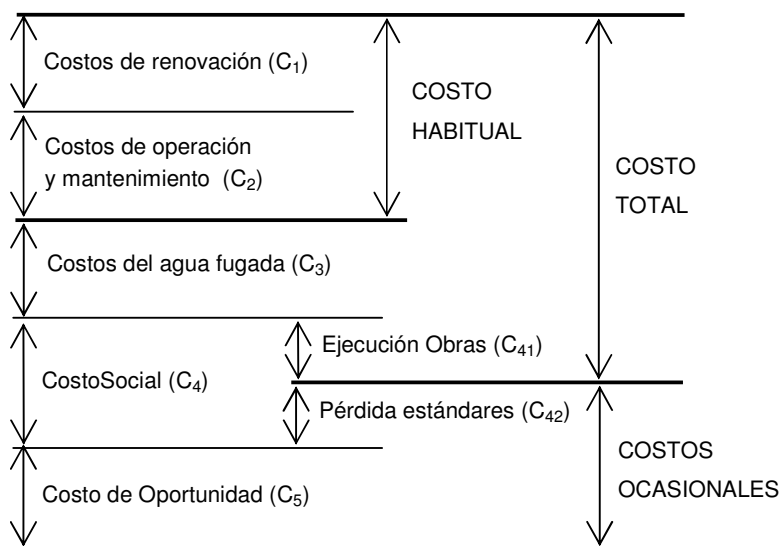


FIGURA 37. ENUMERACIÓN DE LOS COSTOS TOTALES CONSIDERADOS

<sup>16</sup>el costo de oportunidad se refiere a los ahorros obtenidos al menos una parte de los trabajos de instalación se llevó a cabo por otra empresa. Este concepto va más allá de la tradicional designación de los costos de inversión de los recursos disponibles de tomar ventaja de una cierta oportunidad económica frente a otras opciones (en otras palabras, en comparación con el valor de una opción mejor que no es elegida).

### 3.3.3.1 Fundamentos del modelo

Como se señaló anteriormente, los dos principales costos considerados por Shamir y Howard (1979), C1 y C2, tienen diferentes patrones de comportamiento. Estos mismos principios se aplican a los nuevos costos propuestos. Por ejemplo, los costos sociales y las oportunidades dependen de la tecnología de instalación. La

Tabla 27 resume la notación que se utiliza y caracteriza tanto el tipo de costo y la influencia de la técnica de la instalación en su valor.

TABLA 27. CARACTERIZACIÓN DE LOS COSTOS

Costo	Año de estimación de los costos	Sub costo	¿Las tecnologías tienen una influencia?	Naturaleza del costo
C1 Renovación	$t_p$	C <sub>11</sub> Costo tubería	No	Inversión
	$t_p$	C <sub>12</sub> Costo de instalación	Si	Inversión
C2 Reparación y mantenimiento	$t_p$	C <sub>2</sub>	No	Mantenimiento
C3 Costos variables relacionados al agua	$t_p$	C <sub>31</sub> Fugas	No	Mantenimiento
	$t_p$	C <sub>32</sub> Pérdidas de energía	No	Mantenimiento
C4 Social	$t_p$	C <sub>41</sub> Disturbios	Sí	Ocasional
	$t_s$	causados por trabajos C <sub>42</sub> Costos relac.a la disminución de los estándares servicio.	No	Mantenimiento
C5 Oportunidad	$t_c$	C <sub>5</sub>	Sí	Ahorro en la inversión

Los costos de renovación de tuberías se pueden dividir en  $C_{11}$  y  $C_{12}$ . El precio de la tubería depende del material de la tubería, mientras que los costos de instalación están relacionados con las técnicas de instalación. Las reparaciones y los costos de mantenimiento,  $C_2$ , son sensibles a el número de fallos y, en consecuencia, el envejecimiento de la tubería. El costo de la pérdida de agua por fugas de  $C_{31}$  y el aumento del consumo de energía  $C_{32}$  depende sólo del número de roturas, que también aumentan con el tiempo. Los costos sociales  $C_{41}$ , básicamente, tener en cuenta las perturbaciones causadas por la instalación, que dependen de la tecnología utilizada. Por otro lado,  $C_{42}$ , que tiene en cuenta el costo de proveer un menor nivel de servicio, no dependen de él.

Determinar el período de renovación óptima requiere la cuantificación de la evolución temporal de todos los costos. En el siguiente análisis, todos los gastos indicados son los costos anuales y se calcula por metro de red. Esto implica que todas las tuberías en cuenta para este análisis deben ser homogéneas en edad, diámetro, material y técnica de instalación utilizada.

La Figura 38 muestra la escala de tiempo para el análisis de costos. En este se definen los instantes de tiempo siguientes:

- $t_0$  es el año a partir del cual se dispone de datos sobre la insuficiencia de tuberías (roturas).
- $t_p$  es el año en curso o actual.
- $t_r$  es el año en que se realiza la primera renovación.

Éstos son los habitualmente considerados (Shamir y Howard, 1979), aunque pueden suceder dos situaciones ocasionales en los años:

- $t_c$ , año en que se tiene la oportunidad de abaratar los costos de instalación (es el año en el que  $C_5$  es distinto de cero).
- $t_s$ , año a partir del cual se incumplen los estándares de servicio.

El problema se resuelve considerando los costos totales descritos en la Figura 37. Enumeración de los costos totales considerados (en otras palabras, ignorando los costos ocasionales), según la propuesta que se define a continuación. De este modo se obtiene el año en el que se produce la periodo óptimo de renovación ( $t_r$ , Figura 38) y se analiza cuando acontecen (si lo hacen) tanto la oportunidad como el incumplimiento de servicio ( $t_c$  y  $t_s$  respectivamente). En caso de que éstos sucedan antes de la renovación se modifican la hipótesis de partida (considerando el/los nuevo/s costo/s) y se rehacen los cálculos cual corresponde (esto es, se añadirían los costos sociales por pérdida de estándares a partir de  $t_s$  o bien se analizaría si el costo en  $t_c$  es menor que el mínimo en  $t_r$ ).

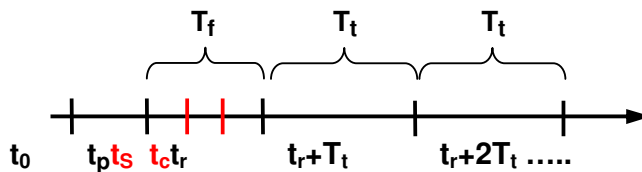


FIGURA 38. ESCALA DE TIEMPO

**3.3.3.2 Costos de renovación ( $C_1$ )**

Los costos de renovación de acuerdo con Shamir y Howard (1979) son:

$$C_1(t_r) = \frac{C_{rj}}{(1+r)^{t_r-t_p}} \tag{17}$$

Si la actualización de los costos a valor presente sigue una función de la forma  $e^{-r \cdot t}$ , el costo de renovación estaría dado por la expresión:

$$C_1(t_r) = C_{rj} \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} \tag{18}$$

Donde  $C_{rj}$  es el costo de renovación de tubería (Soles/m) con la técnica j y  $r$  es la tasa de descuento. La consideración de la técnica de instalación exige desglosar  $C_1(t_r)$  en costo de tubería  $C_{11}$  y costo de instalación  $C_{12}$ . De tal manera que si los dos componentes de  $C_1(t)$  son considerados:

$$C_1(t_r) = C_{11}(t_r) + C_{12}(t_r) = \frac{C_{11}}{(1+r)^{t_r-t_p}} + \frac{C_{12}}{(1+r)^{t_r-t_p}} \quad (19)$$

También puede ser definido por la función  $e^{-r \cdot t}$  de la siguiente forma:

$$C_1(t_r) = C_{11}(t_r) + C_{12}(t_r) = C_{r1j} \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} + C_{r2j} \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} \quad (20)$$

Donde  $C_{r1j}$  es el costo de la tubería y  $C_{r2j}$  es el costo de instalación de la tubería con la técnica j.

El costo de instalación de la tubería  $C_{12}(t_r)$  depende de la técnica empleada. Si la renovación de la conducción se ha realizado siguiendo la metodología tradicional,  $C_{12}(t_r)$  se cuantifica a partir de los costos de excavación, movilización de maquinaria, volumen de la excavación, introducción del lecho de arena, instalación de la tubería, horas de operarios, etc. En cambio, si se realiza la renovación empleando técnicas sin zanja se deben computar otra serie de costos como los derivados del desplazamiento de la maquinaria específica, realización de calicatas de entrada y salida, equipos que sirven para realizar los procesos de limpieza y control con circuito cerrado de televisión.

Por otra parte, el término definido como  $C_{11}(t_r)$ , es el costo de la tubería. Este costo es fácilmente cuantificable y se obtiene simplemente del catálogo o cotización del fabricante.

El costo de renovación depende del tipo de técnica empleada y tiene carácter de inversión, Ésta se realiza en un instante puntual y debido a la actualización de los costos con respecto al tiempo, decrece con éste (ver Figura).

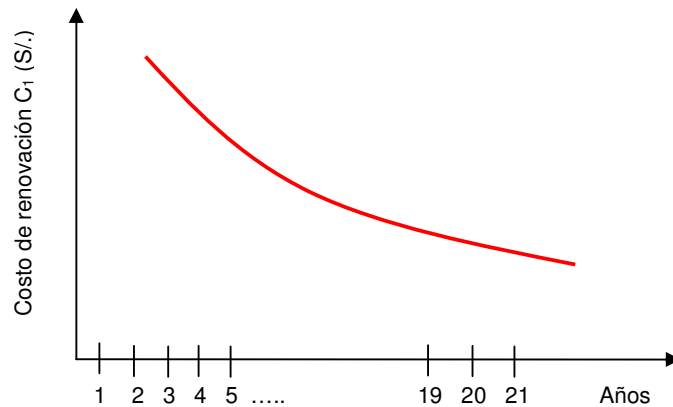


FIGURA 39. REPRESENTACIÓN DEL COSTO DE RENOVACIÓN DE LA TUBERÍA EN SOLES DEL AÑO PRESENTE

Particularmente, no todas las técnicas sin zanja son aplicables en cualquier proceso renovación. Cada situación es diferente, y cualquier circunstancias podría provocar que el costo de una técnica se disparase en comparación con el de otra.

### 3.3.3.3 Costos de mantenimiento y reparación (C<sub>2</sub>)

El costo de las reparaciones se contabiliza desde el año actual hasta el de la renovación (por ello se engloba en los costos de mantenimiento, como la suma de las reparaciones puntuales realizadas en este periodo de tiempo (en contraposición con el costo de renovación que solamente se producía en un instante puntual). Así, este costo es proporcional al número de incidencias (roturas y fugas) y depende del año en que se realice la renovación. Para conocer la evolución de las roturas y fugas con el tiempo se adopta un modelo exponencial (Shamir y Howard, 1979). De este modo, las roturas para un año genérico  $t$  se expresan como:

$$N(t) = N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \quad (21)$$



Con  $N(t)$  el número de roturas de una conducción en el año  $t$  y unidad de longitud,  $N(t_0)$  el número de roturas en el año  $t_0$  y unidad de longitud (año a partir del cual se dispone de datos para realizar el análisis), y  $A$  (años<sup>-1</sup>) coeficiente de crecimiento del número de roturas.

Si se considera el costo unitario de una reparación puntual como una constante ( $C_b$ ), a partir del número de roturas se puede obtener el costo de reparación de éstas (siempre por unidad de longitud)  $C_m(t)$  a partir de la expresión:

$$C_m(t) = C_b \cdot N(t) = C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \quad (22)$$

Los costos totales de mantenimiento y reparación de la tubería desde el año en curso hasta el año de remplazo es la siguiente:

$$C_2(t_r) = \sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_m(t)}{(1+r)^{t-t_p}} = \sum_{t=t_p}^{t_r} \frac{C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-t_p}} \quad (23)$$

Donde  $C_b$  es el costo unitario de la reparación de una rotura. Además,  $t$  es un año de genérico entre  $t_p$  y  $t_r$  y  $N(t_0)$  es el número de roturas por unidad de longitud de tuberías en el año de referencia  $t_0$ . Por último  $A$  es la tasa anual de crecimiento del número de roturas o fallos.

Si se considera la actualización de costos como una función  $e^{-r \cdot t}$ , el costo de mantenimiento y reparación ( $C_2$ ) estaría dado por la expresión:

$$C_2(t_r) = C_m(t) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt = \int_0^{T_{ij}} C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt \quad (24)$$

En esta ecuación, el límite superior de la integral se define como  $T_{ij} = t_r - t_p$ , con  $t_p$  el año actual y  $t_r$  el año en el que la tubería será remplazada. Como  $t_r$  es la variable que se quiere conocer, el costo de mantenimiento engloba los costos de las reparaciones que se realizan a lo largo de

todos los años comprendidos entre  $t_p$  y  $t_r$ , acumulados mediante la integral.

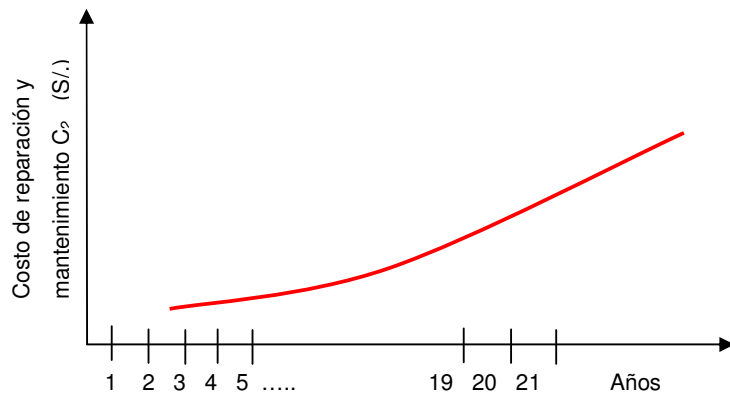


FIGURA 40. REPRESENTACIÓN DEL COSTO DE MANTENIMIENTO

#### 3.3.3.4 Costos variables relacionados al agua ( $C_3$ )

El término definido costos variables relacionados al agua engloba:

- Los costos intrínsecos de producción y transporte del agua. Éstos se calculan según el Principio de Recuperación de costos y su valor dependerán de las características propias del abastecimiento.
- Los costos medioambientales del agua, entendidos como los que se pagan por la detracción del recurso del medio natural. Es un costo fijado por el organismo responsable. Estos costos, ¿por ejemplo en Alemania, pueden superar los  $0.30 \text{ €/m}^3$ .
- Los costos de la energía asociada al agua fugada. La energía que requiere el sistema de distribución también está influenciada por el nivel de fugas de la red. A la energía perdida directamente en la fuga se ha de añadir la que requiere el extra de caudal circulante que genera un pérdida de carga adicional. Este término se puede calcular a partir de un balance energético en dos escenarios, con y sin fugas. La comparación entre ambos permite evaluar las pérdidas energéticas asociadas al volumen fugado.

El costo del agua depende de las fugas existentes en la red de distribución. Ésas, a su vez, son proporcionales a las roturas por lo que su evolución temporal es similar. Por, otra para este costo no depende de la técnica empleada para la rehabilitación y renovación de la red de distribución de agua.

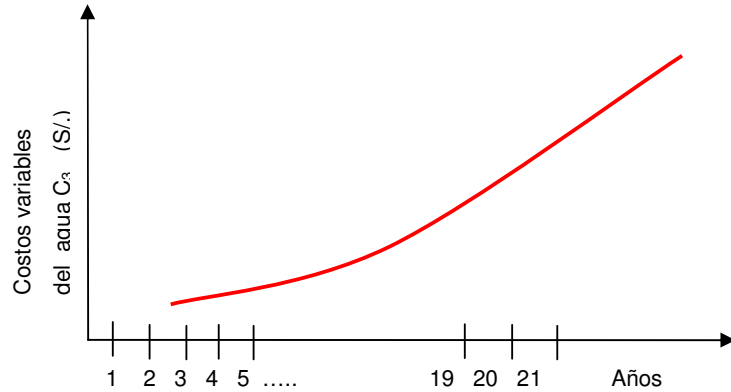


FIGURA 41. REPRESENTACIÓN DE LOS COSTOS DEL AGUA FUGADA

### ***Costos variables relacionados con las pérdidas de agua***

La evolución en el tiempo del agua fugada depende inevitablemente de las roturas y fugas propiamente. Pese a las políticas de control de fugas, con inspecciones periódicas y las consiguientes reparaciones, el volumen de fugas aumenta con el tiempo siguiendo una evolución exponencial idéntica a la que rige las roturas.

El volumen anual de agua perdida por fugas se evalúa considerando un caudal unitario promedio de fuga  $q_f$ , y un tiempo promedio de duración de la fuga,  $\Delta t_a$ . Teniendo en cuenta estos factores, el volumen perdido por fugas es la siguiente:

$$V_f(t) = q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \quad (25)$$

Y por lo tanto el costo total del volumen de las fugas ( $C_{31}$ ) a partir del año en curso hasta el año de reemplazo es la siguiente:

$$C_{31}(t_r) = \sum_{t=tp}^{tr} \left( \frac{q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \right) \cdot \Delta t_a \cdot C_w \quad (26)$$

En caso de  $C_{31}(t_r)$  es el costo total acumulado asociado a la pérdida de volumen de fugas (hasta que la actualización se lleva a cabo en el año  $t_r$ ). Entonces,  $q_f$  es el volumen medio perdido por fugas (del año en curso hasta el año de renovación) y  $\Delta t_a$  se considera el tiempo medio de la actividad de la fuga. Por último,  $C_w$  son los costos totales relacionados con el agua en (S/ / m<sup>3</sup>), resultantes de la producción y los costos ambientales.

Si se considera la actualización de costos como una función  $e^{-r \cdot t}$ , el costo total asociado a la pérdida de agua fugada ( $C_3$ ) estaría dado por la expresión:

$$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} C_w \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (27)$$

### **Costo asociado a las pérdidas de energía**

El peaje energético de las fugas en una red de distribución se compone de dos términos, la energía directamente ligada a las fugas ( $C_{32a}(t_r)$ ) y las pérdidas por fricción extra debido al exceso de caudal circulante debido a las fugas ( $C_{32a}(t_r)$ )

El primer término se obtiene de manera análoga al costo total asociado a las fugas ( $C_{31}(t_r)$ ):

$$C_{32a}(t_r) = \sum_{t=tp}^{tr} \left( \frac{q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \right) \cdot \Delta t_a \cdot C_{WE} \quad (28)$$

Descrito de la forma  $e^{-r \cdot t}$ , tenemos la siguiente expresión:

$$C_{32a}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} C_{WE} \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (29)$$

Donde  $C_{WE}$  es el costo energético del agua o la huella energética del agua en Soles/m<sup>3</sup>. El concepto de huella energética se refiere a la energía que se ha invertido desde su detección del medio natural hasta su distribución (Cabrera y col., 2009).

El segundo término se refiere a la energía perdida por fricción efecto de las fugas. Estos es, debido a un mayor volumen fugado, el caudal circulante y las pérdidas de carga serían mayores. Por tanto, la energía necesaria en cabecera de la red será mayor para cumplir con los estándares del servicio.

El término asociado a las pérdidas por fricción extra debido al exceso de caudal circulante se cuantifica como:

$$C_{32b}(t_r) = k \cdot \left[ \sum_{t=tp}^{tr} \frac{\left( \gamma \cdot (q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))) \cdot \Delta t_a \cdot \frac{P_s}{\gamma} \right) \cdot C_E \cdot \frac{1}{\eta}}{(1+r)^{t-tp}} \right] \quad (30)$$

Si la actualización de costos totales asociado a las pérdidas por fricción tomara la forma  $e^{-r \cdot t}$ , tenemos la siguiente expresión:

$$C_{32b}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} C_E \cdot k \cdot \frac{\gamma \cdot (q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))) \cdot \Delta t_a \cdot \frac{P_s}{\gamma}}{\eta} \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (31)$$

Donde  $p_{s/\gamma}$  es la presión media a la que se produce la fuga (asimismo, representa la presión media para todo el sector) y  $C_E$  el costo de la energía consumida en Soles/Kwh. La eficiencia de las bombas es el

coeficiente de  $\eta$  y  $k$  es el coeficiente definido por Colombo y Karney (2003) para cuantificar el aumento de la presión necesaria para compensar la existencia de fugas ( $k > 1$ ). Es coeficiente se obtiene a partir del balance energético.

El costo total asociado al consumo de energía ( $C_{32}$ ), es:

$$C_{32}(t_r) = C_{32a}(t_r) + C_{32b}(t_r) = \sum_{t=tp}^{tr} \left( \frac{q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \right) \cdot \Delta t_a \cdot C_{WE} + k \cdot \left[ \sum_{t=tp}^{tr} \frac{\left( \gamma \cdot (q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))) \cdot \Delta t_a \cdot \frac{P_s}{\gamma} \right) \cdot C_E \cdot \frac{1}{\eta}}{(1+r)^{t-tp}} \right] \quad (32)$$

Si la expresión de actualización de costos (C32) estuviera dada por la función  $e^{-r \cdot t}$ , el costo total asociado al consumo de energía estaría dado por la ecuación siguiente:

$$C_{32}(t_r) = C_{32a}(t_r) + C_{32b}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} C_{WE} \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \cdot e^{-r \cdot t} dt + \int_0^{T_{fj}} C_E \cdot k \cdot \frac{\gamma \cdot (q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))) \cdot \Delta t_a \cdot \left( \frac{P_s}{\gamma} \right)}{\eta} \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (33)$$

### 3.3.3.5 Costo social asociado a la perturbación por obras ( $C_{41}$ )

El costo social evalúa los perjuicios y molestias que una obra genera en su entorno. Su cuantificación es compleja y, además, no suele repercutir sobre la compañía que gestiona el abastecimiento (en definitiva, la que ejecuta la renovación), sino en los ciudadanos afectados. Un ejemplo de costo social sería la pérdida de ingresos que supone para un restaurante la imposibilidad de que los autos puedan circular o estacionarse para ingresar al establecimiento a consumir.

El costo social sí que depende de la técnica empleada en la renovación de la red. Las técnicas sin zanja se han desarrollado, entre otras razones, para evitar las molestias a los peatones, conductores, etc. Por ello, no es una sorpresa que el costo social máximo sea el obtenido en caso de que se realice una renovación mediante la técnica habitual, con apertura de zanja.

El costo social de las molestias y perturbaciones originadas en la ejecución de la obra  $C_s$  es de tipo puntual (sólo existe cuando se renueva) semejante al costo de renovación  $C_r$ , por lo que su valor presente se expresa:

$$C_{41}(t_r) = \frac{C_{S_j}}{(1+r)^{t_r-t_p}} \quad (34)$$

Y si la función de actualización del costo social de las molestias y perturbaciones originadas en la ejecución de la obra, estuviera dada por la función  $e^{-r \cdot t}$ , su valor sería determinado a partir de la siguiente expresión:

$$C_{41}(t_r) = C_{S_j} \cdot e^{-r \cdot T_{f_j}} \quad (35)$$

Donde  $C_{S_j}$ , es el costo social de la renovación de una tubería con la técnica  $j$  empleada.

Este término incluye los costos relacionados con las interrupciones del tráfico, daños en el pavimento y otras infraestructuras, la pérdida de productividad, pérdidas de negocio, la comunidad quejas, aumento de los costos de los servicios de limpieza, etc.

### **3.3.3.6 Otros costos ocasionales**

En este punto se muestra como incluir algunos costos que no siempre existen. Como ya se ha dicho, estos son el costo de oportunidad y el de

las pérdidas de estándares de servicio. En algunas ocasiones, la conducción se renueva pese a que cumple con dichos estándares.

***Costo social asociado a la pérdida de estándares de servicio ( $C_{42}$ )***

Las redes de abastecimiento urbano deben cumplir una serie de estándares de servicio, esto es, deben proporcionar al usuario el agua con una presión y caudal adecuados a cualquier hora del día, con una concentración adecuada de cloro, sales nitratos, etc. Estos valores máximos y mínimos se regulan según la legislación vigente correspondiente (indicaciones seguidas por SUNASS). Para asegurar los niveles de calidad fijados se han definidos indicadores de gestión relativos al abastecimiento que proporcionan información acerca del estado actual de la red que será muy útil para adoptar decisiones relativas a la operación y mantenimiento del sistema.

Los costos sociales debido a la pérdida de algún estándar de servicio (por ejemplo, la presión baja en red o agua que no se entrega en las condiciones de calidad aceptables) los cuales se encuentran cada año entre  $t_s$  y  $t_r$ . Una primera estimación de estos costos implicaría una penalidad o multa por la entidad fiscalizadora de los servicios de saneamiento, dando lugar a la siguiente expresión:

$$C_{42}(t_r) = \sum_{t=t_s}^{t_r} \frac{C_p}{(1+r)^{t-t_p}} \quad (36)$$

Donde  $C_{42}(t_r)$  expresado en Soles del año actual,  $C_p$  es la penalización en unidades monetarias constantes (Soles/m), debido a la pérdida de los estándares de servicio de agua. La penalización tiene un valor determinado entre el gestor del abastecimiento y el representante legal del consumidor. La pérdida de estándares de servicio puede deberse a problemas de tipo hidráulico (falta de presión en las redes y conexiones) y de calidad (agua con concentraciones de cloro por debajo de los niveles mínimos aceptables), por lo que el cálculo de la penalización total que se



imponerse se calcula como  $C_p = C_{ph} + C_{pc}$ , siendo  $C_{ph}$  y  $C_{pc}$  las penalizaciones impuestas al abastecimiento por problemas de tipo hidráulico y calidad, respectivamente.

Si la función de actualización de costos estuviera dada por  $e^{-r.t}$ , el costo social asociado a la pérdida de algún estándar de servicio ( $C_{42}$ ), sería calculado con la expresión siguiente:

$$C_{42}(t_r) = e^{-r.(t_s-t_p)} \cdot \int_{t_s}^{t_r} C_p \cdot e^{-r.t} \cdot dt \quad (37)$$

#### **Costos de oportunidad ( $C_5$ )**

Los costos de oportunidad se pueden representar como un beneficio o un costo negativo por los ahorros que se producen si el costo de realización de la obra es llevado a cabo por varias empresas. El costo de oportunidad puede aparecer en un determinado momento,  $t_c$  año, y por lo tanto debe ser tratada como una función matemática de tipo escalón.

El costo de oportunidad representa una reducción del costo de renovación de la tubería. Con anterioridad se definió el costo de renovación como suma de dos componentes, el costo de la tubería en sí ( $C_{11}(t_r)$ ) y su costo de instalación ( $C_{12}(t_r)$ ). La oportunidad reduce al segundo, entonces el ahorro máximo sería el costo de instalación (ya que el primero nunca disminuye). Tan es así que el costo de oportunidad varía entre los valores  $-C_{12}(t_r) < C_5(t_r) \leq 0$ . El costo de oportunidad también depende de la técnica empleada, y con la técnica tradicional con apertura de zanja mostrará un mayor ahorro. En cambio, las técnicas de renovación sin zanja dejan de ser aplicables ya que la oportunidad implica que se pierdan los beneficios en la reducción del costo social de estas técnicas ya que no se ha evitado la apertura de una zanja

### 3.3.3.7 Obtención del período óptimo de renovación

La determinación del periodo óptimo de renovación, se determina en función de las siguientes hipótesis de partida:

- Se analiza el periodo óptimo de renovación para una única sustitución. Este planteamiento es el más común (similar a Shamir y Howard ,1979) y representa la solución más intuitiva y sencilla al problema.
- Se pretende obtener el óptimo para las infinitas renovaciones. Éste sería el caso más adecuado desde la óptica económica. Es similar al adoptado por Kleiner y col. (2001) y representa la situación de un abastecimiento gestionado por un organismo público que no tiene como objetivo obtener un beneficio económico a corto plazo. Por ello, puesto que analiza el problema de manera global, siempre obtiene un mejor aprovechamiento del capital invertido, por renovar siempre en el instante adecuado, aquél que proporciona un menor valor económico.
- Se calcula el periodo óptimo de renovación en un periodo determinado de tiempo. En numerosas ocasiones, la explotación de la concesión de un abastecimiento por una entidad determinada se realiza durante un periodo de tiempo fijo (25, 50 ó 100 años). Por ello, el interés de la entidad no se extiende más allá de ese periodo de tiempo. Este planteamiento sería propio de redes con gestión de un organismo privado o mixto.

#### ***Periodo óptimo de renovación para la primera renovación***

La suma de todos los costos (excepto  $C_{42}$  y  $C_5$  que no siempre son aplicables) es:

$$C_T = C_{11}(t_r) + C_{12}(t_r) + C_2(t_r) + C_{31}(t_r) + C_{32}(t_r) + C_{41}(t_r) \quad (38)$$

El periodo óptimo de renovación  $t_r$  se calcula minimizando la función de costo total  $\partial C_r / \partial T_r = 0$ , que sustituido en la ecuación (42) permitirá la determinación de los costos mínimos de las obras,  $C_T (t_r^*)_{MIN}$ . Para la determinación del costo total, se puede agrupar los tres costos de inversión  $C_{11}$ ,  $C_{12}$  y  $C_{41}$ , con un comportamiento análogo en el tiempo (en Soles o US\$ por unidad de longitud), dando la expresión siguiente:

$$C_{11}(t_r) + C_{12}(t_r) + C_{41}(t_r) = \frac{C_{11} + C_{12} + C_{41}}{(1+r)^{tr-tp}} = \frac{I_j}{(1+r)^{tr-tp}} \quad (39)$$

También es conveniente agrupar los costos anuales acumulados ( $C_2$ ,  $C_{31}$  y  $C_{32}$ ):

$$C_2(t_r) + C_{31}(t_r) + C_{32}(t_r) =$$

$$\sum_{t=tp}^{tr} \frac{C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} + \sum_{t=tp}^{tr} \left( \frac{qf \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \right) \cdot \Delta t_a \cdot (C_W + C_{WE})$$

$$+ k \cdot \left[ \sum_{t=tp}^{tr} \frac{\left( \gamma \cdot \left( q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0) \cdot \Delta t_a) \cdot \frac{P_s}{\gamma} \right) \cdot C_E \cdot \frac{1}{\eta} \right)}{(1+r)^{t-tp}} \right]$$

Finalmente se obtiene:

$$C_2(t_r) + C_{31}(t_r) + C_{32}(t_r) = M \cdot \sum_{t=tp}^{tr} \frac{N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \quad (40)$$

Donde:

$$M = C_b + \left( q_f \cdot \Delta t_a \cdot \left( C_W + C_{WE} + \frac{k \cdot P_s}{\eta} \cdot C_E \right) \right) \quad (41)$$

Siendo  $M$  el costo de mantenimiento anual de (en Soles o US\$ por rotura y unidad de longitud) como consecuencia del envejecimiento de la tubería. De hecho, incluye la reparación, además de agua y las pérdidas de energía. Este término es independiente de la técnica empleada para la renovación, y por tanto presenta siempre el mismo valor para cada técnica.

$$C_T(t_r) = \frac{I}{(1+R)^{tr-tp}} + M \cdot \sum_{t=tp}^{tr} \frac{N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \quad (42)$$

Tomando todos estos factores en cuenta, la función (42) a minimizar es:

$$\text{Min}(C_T(t_r)) = \text{Min} \left( \frac{I}{(1+r)^{tr-tp}} + M \cdot \sum_{t=tp}^{tr} \frac{N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-tp}} \right) \quad (43)$$

Y el periodo óptimo de renovación:

$$t_{rj}^* = t_0 + \frac{1}{A} \cdot \ln \left( \frac{I_j \cdot (\ln(1+r))}{M \cdot N(t_0)} \right) \quad (44)$$

Donde  $t_{rj}^*$  es el periodo óptimo de renovación de tuberías desde la óptica que nos ocupa y por su propia definición está relacionado con el valor mínimo de los costos totales. Un resultado que se asemeja bastante a la obtenida por Shamir y Howard (1979), pero con un significado más amplio en los parámetros de mantenimiento  $M$  e inversión  $I_j$ . El tipo de técnica de renovación empleada interviene en la ecuación (44) a través del término  $I_j$ . Por otra parte el término  $M$  engloba los costos de reparación y los costos variables del agua, siendo independiente de la técnica empleada.

Y si la función de actualización de costos estuviera definida por la función  $e^{-r \cdot t}$ , el costo total de la primera renovación y el tiempo óptimo de renovación de las tuberías estaría dado por las expresiones:

$$C_T(t_r) = I_j \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} + \int_0^{T_{fj}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt \quad (45)$$

$$t_{rj}^* = t_0 \cdot \frac{1}{A} \cdot \ln \left( \frac{r \cdot I_j}{M \cdot N(t_0)} \right) \quad (46)$$

### 3.3.3.8 Período óptimo de renovación para las infinitas sustituciones

Cuando se renueva una tubería en un instante determinado ( $t_r$ ) la nueva tubería tendrá un número de roturas igual a las existentes cuando se instaló por primera vez. Las roturas evolucionarán siguiendo el mismo patrón definido y aumentarán en número hasta el instante en que se produzca una nueva renovación. Este proceso sucederá cíclicamente con una duración fija e igual a  $T_t = t_r - t_r$

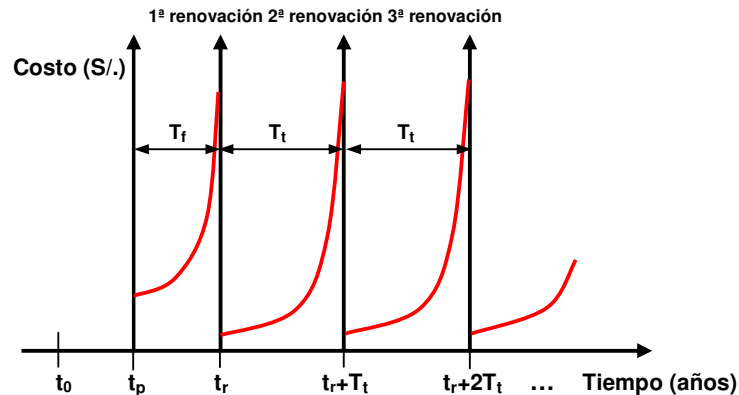


FIGURA 42. REPRESENTACIÓN DE INFINITAS RENOVACIONES

El costo total de todos los ciclos de renovación (excepto la primera renovación) de la tubería hasta el infinito se calcula con la expresión:

$$C_{\text{inf}}(t_r) = \frac{\frac{I}{(1+r)^{t-t_r}} + M \cdot \sum_{t=t_r}^{\infty} \frac{N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))}{(1+r)^{t-t_r}}}{1 - \frac{1}{(1+r)^{t-t_r}}} \quad (47)$$

Donde  $C_{inf}(t_r)$  representa el costo (en S./m del año tr) asociado a la infinitas renovaciones exceptuando la primera y con la utilización de la técnica específica.

El plazo de tiempo que minimiza el costo total de todas las renovaciones excepto la primera ( $C_{inf}(t_r)$ ) desde el año tr hasta el infinito se designa  $T_t^{**}$  y representa la duración óptima entre cada una de las infinitas renovaciones. Se calcula derivando la ecuación (47) e igualando a cero (0). El proceso de obtención de este valor exige que  $r \neq 0$  y  $r \neq A_i$  (Kleiner y col., 2001).

Y si la función de actualización de costos estuviera definida por la función  $e^{-r \cdot t}$ , el costo total de infinitas sustituciones de la tubería (excepto el costo de la primera renovación), estaría dado por la expresión:

$$C_{inf}(t_r) = \frac{I_j \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} + \int_0^{T_{fj}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt}{1 - e^{-r \cdot T_{fj}}} \quad (48)$$

Una vez se ha obtenido este valor  $T_t^{**}$  (este valor se obtiene resolviendo numéricamente la ecuación anterior), se puede expresar el costo de todas las renovaciones de las tuberías en el año presente  $t_p$  como la suma de los costos de la primera renovación y del resto de renovaciones:

$$\begin{aligned} C_{T_{inf}}(t_r) &= C_T(t_r) + C_{inf}(T_t^{**}) \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} = \\ &= I_j \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} + \int_0^{T_{fj}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt + C_{inf}(T_{fj}^{**}) \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} \quad (49) \end{aligned}$$

En esta ecuación el costo de mantenimiento (el que está incluido en la integral) se calcula con las roturas del año actual  $N(t_p) = N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t_p - t_0))$ . Esto se debe a que en la primera renovación, el análisis comienza con unas roturas propias del año existente. Por el contrario, para las sucesivas sustituciones (englobadas en la ecuación 49) se emplea el valor  $N(t_0)$  porque la tubería es nueva.

Y en este punto, sólo queda encontrar el valor de  $T_{fj}$  que minimice el costo total de la primera renovación. Este valor se obtiene derivando la ecuación e igualando a cero.

$$t_{rj}^* = t_0 + \frac{1}{A} \ln \left( r \cdot \frac{I_j + C_{\text{inf}}(T_{t_j}^{**})}{M \cdot N(t_p)} \right) \quad (50)$$

Esta expresión, es similar a la definida por Kleiner y col. (2001) aunque, al igual que la anterior (46), muestra un significado mucho más general por los nuevos parámetros de mantenimiento  $M$  e inversión  $I_j$ .

### **Periodo óptimo de renovación para un tiempo definido**

En el caso de entidades privadas que realicen la gestión del servicio de agua en una localidad, el cual tendrá la concesión por un número determinado de años, la renovación estará en línea con este periodo de tiempo. La solución que buscará la entidad será la óptima desde un enfoque económico para un periodo de tiempo determinado.

En tal situación, las reglas a seguir serían la obtención del periodo óptimo de renovación con las hipótesis definidas en el ítem anterior. Una vez se obtiene  $C_{\text{inf}}(t_r)$  (ecuación

$$C_{\text{inf}}(t_r) = \frac{I_j \cdot e^{-r \cdot T_{t_j}} + \int_0^{T_{t_j}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt}{1 - e^{-r \cdot T_{t_j}}} \quad (48),$$

$T_{t_j}^{**}$  (numéricamente), y  $t_r^*$  (ecuación 50), se conocen los instantes de

tiempo en los que se producen las renovaciones en el periodo de interés (hasta el año  $T^*$ , Figura 43).

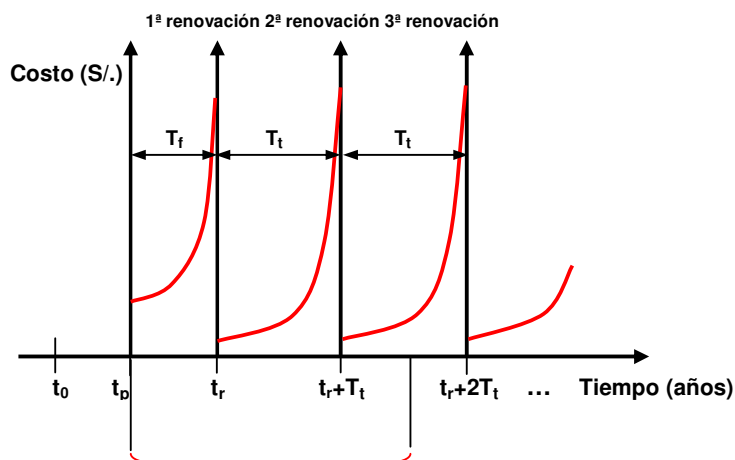


FIGURA 43. EVOLUCIÓN DE LOS COSTOS DESDE EL AÑO PRESENTE HASTA EL INSTANTE  $T^*$

Tras la comparación del periodo de tiempo  $T^*$  con los instantes en los que se va a realizar las renovaciones (Figura 43), se valora si es conveniente o no la  $n$ -ésima renovación (en el instante de tiempo  $(t_{r_j}^* + n \cdot T_{t_j}^{**})$ ). La decisión es puramente económica, esto es, se analizan las dos alternativas (se realiza la última sustitución o no) y se decide la más eficiente. Estas dos alternativas son las mostradas a continuación.

*Alternativa 1:* Las renovaciones se realizan en los instantes de tiempo  $t_{r_j}^*$ ,  $t_{r_j}^* + T_{t_j}^{**}$ , ..... y  $t_{r_j}^* + n \cdot T_{t_j}^{**}$  y el costo asociado a la vida total de la tubería se calcula como:

$$C_{T^*}(t_r) = C_{T_1}(t_r) + C_{T_n}(t_r) + \int_{t_{r_j}^* + n \cdot T_{t_j}^{**}}^{T^*} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot (t_{r_j}^* + n \cdot T_{t_j}^{**})} \cdot dt \quad (51)$$



Donde  $C_T(t_r)$  representa el costo total a invertir, expresado en unidades monetarias del año actual  $t_0$ , en el periodo de tiempo definido  $T^*$ ,  $C_{T1}(t_r)$ ,  $C_{T2}(t_r)$  y  $C_{Tn}(t_r)$  representan el costo de la primera, segunda y enésima renovación de la tubería y el último término representa los costos de mantenimiento (reparaciones, agua y energía pérdidas) desde la enésima renovación hasta el año final de estudio,  $T^*$ .

*Alternativa 2:* Si no se realiza la última renovación, éstas se producen en los años  $t_{r_j}^*$ ,  $t_{r_j}^* + T_{t_j}^{**}$ , ..... y  $t_{r_j}^* + (n-1) \cdot T_{t_j}^{**}$ . El costo asociado a la vida de la tubería se calcula como:

$$C_{T^*}(t_r) = C_{T1}(t_r) + C_{T(n-1)}(t_r) + \int_{t_{r_j}^* + (n-1) \cdot T_{t_j}^{**}}^{T^*} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot (t_{r_j}^* + (n-1) \cdot T_{t_j}^{**})} \cdot dt \quad (52)$$

Donde el último término de la ecuación anterior, tendría un valor numérico elevado ya que la tubería llevaría muchos años en funcionamiento y la tasa de roturas (dependiente del tiempo) también lo sería.

Una vez que se calculadas las dos alternativas, se elige la que tiene menor valor numérico. Sin duda, este planteamiento del problema influyen mucho los condicionantes políticos y su aplicabilidad práctica está limitada por variables tipo externas y no técnicas. Por ejemplo, unos años antes del fin de la concesión la compañía deja de renovar porque obtiene mayores beneficios manteniendo las tuberías existentes. Asimismo, si un tiempo antes de la finalice un concesión de explotación de un abastecimiento se decide prolongar las misma, se modifican las hipótesis de partida ya que el tiempo  $T^*$  se amplía y se ha de replantear este problema.

### **3.3.4 Modelo Multicriterio**

Lo más común en el mundo empresarial actualmente a la hora de tomar una decisión es seleccionar el criterio bajo el cual se desea elegir la mejor solución y definir el conjunto de restricciones que limitan la solución del problema. Luego se procede a buscar entre las diferentes posibles soluciones aquella que obtenga un mejor valor de criterio seleccionado, es decir, lo que se denomina su solución óptima, la cual deberá cumplir lógicamente el conjunto de restricciones del problema planteado. Así, a la hora de elegir una tubería (material y diámetro) para una conducción, las restricciones pueden ser impuestas por el tipo de fluido y terreno existentes. La elección del diámetro responderá a la solución más económica que cumpla con las condiciones hidráulicas exigidas.

Este tipo de solución posee, en ocasiones, importantes debilidades ya que en realidad las personas que deben tomar la decisión desean efectuar esta tarea con arreglo a diferentes criterios que reflejen sus preferencias.

En el caso de plantear la rehabilitación o renovación de una tubería en un sistema de distribución de agua potable, a la hora de calcular la edad óptima de ejecución, tan importante puede ser el agua perdida debido a las fugas existentes en la misma y el costo que ello representa, como el riesgo existente en la calidad del servicio que se ofrece debido a la posible mala calidad del agua suministrada al consumidor originado por la vejez de la tubería, como el riesgo de una rotura que ocasiona importantes desperfectos en la calzada, o en edificios próximos al fallo. Estos ejemplos ponen de manifiesto que en el proceso de toma de decisiones reales en muchas ocasiones se debería encontrar la mejor decisión sobre la base de múltiples criterios y no solo considerando un único criterio.

Los primeros trabajos sobre las técnicas multicriteriales se desarrollaron allá por 1951 y culminaron en el Primero Congreso Mundial sobre Toma

de Decisiones Multicriterio en 1972. A partir de este momento la decisión monocriterio constituye un viejo paradigma integrado y superado por el enfoque multicriterio.

El análisis multicriterio permite analizar la complejidad inherente a cualquier decisión y producir el mejor resultado bajo un cierto criterio de optimización:

Los elementos que caracteriza las decisiones multicriterio son (Romero, 1996):

- Una unidad o conjunto de personas interesados en el problema.
- Deben existir dos o más alternativas, para elegir la mejor, o aceptar sólo las buenas o establecer un rango entre ellas.
- Cada alternativa debe estar definido por un resultado por medio de ciertas medidas o atributos.
- La unidad decisoria debe de poder disponer de una información de entrada para valorar las diferentes alternativas.
- Deben existir al menos dos criterios en conflicto.
- Es necesario validar el procedimiento empleado mediante comprobaciones experimentales.

En los análisis de decisión mutricriterial dos son las vertientes existentes: “múltiples atributos” y “múltiples objetivos”; la vertiente “múltiples atributos” se utiliza para seleccionar la mejor alternativa de un conjunto finito de ellas mediante la comparación de los atributos. La vertiente “múltiples objetivos” presenta un conjunto grande de alternativas, no predeterminadas y se utiliza para diseñar la mejor alternativa teniendo en cuenta las restricciones plateadas y utilizando técnicas de organización.

La multiplicidad de criterios, sumada a la subjetividad sobre la importancia de cada uno para el caso específico, hace que la definición y ejecución del plan de renovación requiera el uso de herramientas teóricas enmarcadas en el amplio campo de los procesos de toma de decisiones.

Para establecer el modelo o enfoque multicriterio se debe tener en consideración los siguientes conceptos y definiciones:

#### *Atributo*

Se refiere a un valor dado por el o las personas encargadas de la toma de decisiones, relacionados con una realidad objetiva. Estos valores pueden medirse independientemente de los deseos de las personas, siendo en ocasiones susceptibles de ser expresados como una función matemática  $f(x)$  de las variables de decisión (Romero 1,993). En la estructura del problema multicriterio, los atributos son generalmente objetivo de maximización o minimización. Beneficio o volumen de ventas., serán dos ejemplos típicos de atributos

#### *Objetivo*

Representa una dirección de mejora de los atributos. La mejora puede interpretarse en dos sentidos: “obtener más del atributo mejor” (objetivo: maximizar) o bien “menos atributo del peor” (objetivo: minimizar). Por consiguiente los objetivos que implican la acción de optimizar”, ejecutada esta acción sobre funciones que corresponden a los atributos. Maximizar los beneficios o maximizar el volumen de ventas, corresponden con dos ejemplos comunes de objetivos.

#### *Nivel de aspiración*

Representa un nivel aceptable de logro para el correspondiente atributo. Según el caso, el encargado de la toma de decisiones puede desear que el atributo sobrepase, alcance o figure por debajo del nivel de aspiración. Esto se refleja en planeamiento de la meta asociada.

#### *Meta*

Es la combinación de un atributo con un nivel de aspiración que puede o no ser alcanzado. A diferencia de las metas, las restricciones combinan atributos con niveles de aspiración que tienen que alcanzarse, o de lo

contrario se generará una decisión no factible. Un ejemplo de meta es, por ejemplo, alcanzar un beneficio de al menos X Soles.

#### *Criterio*

Se utiliza como un término general que engloba los atributos, objetivos y metas. En otras palabras, los criterios constituyen los atributos, objetivos o metas que se consideran relevantes para un cierto problema de toma de decisiones.

### **3.3.4.1 Enfoques multicriterio**

A continuación se explicará las diferencias entre los diferentes enfoques multicriterio, con el ánimo de escoger el método más adecuado para la resolución de un problema de toma de decisiones.

#### **Programación multiobjetivo**

Este será el enfoque a considerar cuando la persona o grupo encargado de la toma de decisiones lo hacen en un contexto de objetivos múltiples. El primer paso desde este enfoque consiste en generar el conjunto eficiente (conjunto de soluciones que cumplen con todas y cada una de las restricciones). En segunda instancia se debe buscar un compromiso óptimo (es decir, la solución más eficiente entre las eficientes).

#### **Programación por metas.**

Si la persona o grupo encargado de la toma de decisión llevan a cabo este proceso en un contexto de metas múltiples, el enfoque multicriterio a considerar es la programación por metas. Esta optimización se aborda por medio de la minimización de las desviaciones entre logros realmente alcanzados y los niveles de aspiración fijados previamente. Con tal propósito se introducen variables de desviación positivas y negativas que permiten el exceso como la falta de logro para cada meta.

### **Programación multiatributo**

Si el contexto dentro del cual la persona o grupo tiene que tomar sus decisiones está caracterizados por varios atributos, el enfoque multicriterio a utilizar es la teoría de la utilidad con atributos múltiples. El propósito de este enfoque consiste en construir una función de utilidad con un número de argumentos igual al número de atributos que se consideren relevantes para el problema de toma de decisión analizado. Este tipo de enfoque suele aplicar a problemas de toma de decisión con un número discreto de soluciones factibles, teniendo su punto débil en la aceptación de supuestos de considerable relevancia a cerca de las preferencias de la persona o grupo sobre el cual se encomienda la labor de toma de decisiones.

#### **3.3.4.2 Ponderación de criterios mediante pesos**

El principal propósito de la ponderación de criterios mediante pesos es expresar la importancia que cada criterio tiene respecto a otro sobre el cual se está comparando. Los métodos utilizados para realizar dicha ponderación son abundantes y muy variados, y difieren en términos de su exactitud, grado fiabilidad de uso, comprensión por parte de las personas o grupo encargado de la toma de decisiones, así como en su fundamento teórico.

#### **Estimación de los pesos**

Los problemas a resolver mediante métodos para la toma de decisión multicriterio típicamente comprenden criterios cuyo grado de importancia varía según la persona que decide. Consecuentemente, se requiere información acerca de la importancia relativa de cada criterio, y para ello se emplea la asignación de un peso cada uno de ellos, siendo el establecimiento de estos pesos la forma en que dicha persona plasma sus preferencias subjetivas. Así, un peso puede ser definido como el valor asignado a un criterio evaluado, y que indica su importancia relativa frente a otros criterios bajo consideración. A mayor peso, más importante es el criterio en el conjunto general (Malczewski, 1999).

Asignación de pesos para la evaluación de criterios

Ella atiende a:

- Cambios en el rango en el cual varía cada criterio.
- Los diferentes grados de importancia ligados a estos rangos de variación (Kirkwood, 1997).

De lo descrito, sería erróneo interpretar los pesos como medidas generales de la importancia de los criterios de evaluación. El valor del peso es dependiente del rango de valores del criterio, esto es, la diferencia entre el máximo y el mínimo valor posible para un criterio dado. Así, un peso puede ser arbitrariamente grande o pequeño al aumentar o disminuir el rango de valores de su criterio asociado. Los pesos son usualmente normalizados para que sus suma sea igual a 1.

Procedimientos para la obtención de pesos

#### **Métodos por clasificación.**

El método más simple para valorar la importancia de los pesos es ponerlos en orden, estos es, cada criterio considerado es clasificado en el orden de preferencia de quien toma la decisión. La clasificación puede ser directa (más importante=1, segundo en importancia = 2...) o inversa (menos importante =1, siguiente menos importante =2...). Una vez se tenga la clasificación para el conjunto de criterios, se aplica alguno de los procedimientos para la generación numérica de pesos. Algunos de los más utilizados son el método de la suma de rangos, el método de los rangos recíprocos y el método del exponente del rango.

#### **Métodos por valoración.**

Este tipo de métodos requiere que la persona o grupo encargado de la toma de decisiones estimen los pesos basados en una escala predeterminada, por ejemplo, de 0 a 100. Uno de los métodos más simples es el enfoque por asignación de puntos. Otro método alternativo es el procedimiento para la estimación de la proporción.

**Método de comparación por parejas.**

Este método fue desarrollado por Saaty en 1980 como parte del método de las jerarquías analíticas. El método se basa en la realización de comparaciones para crear una matriz de proporciones. Como entrada del procesos se requieren las comparaciones por parejas y como salida produce los pesos relativos (Malczewski, 1999).

En conclusión, la metodología aquí planteada consiste en ordenar un número de tuberías de una red de distribución de agua potable en base a su realidad de ser renovada. Para ello se utilizan “n” criterios, en cada uno de los cuales cada tubería tomará un valor concreto con un atributo dependiente de cada criterio, que se hace corresponder con un valor del 0 al 10. La tubería de mayor valor será la primera en la lista para su rehabilitación; es decir, se va hacer una ordenación de las mismas, pero sin entrar a poner condiciones mínimas o metas en los atributos de cada criterio.



## **TERCERA PARTE**

---

### **METODOLOGÍA TÉCNICA DE ESTUDIO**

## **CAPITULO IV**

### **IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (AUDITORÍA HÍDRICA)**

#### **4.1   Ámbito de Responsabilidad**

Según la Ley N° 28696, Ley que modifica la Quinta Disposición Complementaria, Transitoria y final de la Ley N° 26338 – Ley General de Servicios de Saneamiento, precisa que el ámbito de responsabilidad de SEDAPAL comprende la provincia de Lima, la Provincia Constitucional del Callao y aquellas otras provincias, distritos o zonas del departamento de Lima que se adscriban mediante resolución ministerial del Sector Vivienda, cuando haya continuidad territorial y la cobertura del servicio pueda ser efectuada en forma directa.

La empresa SEDAPAL administra los servicios de agua potable y alcantarillado, a través de 03 Gerencias de Servicios: Norte, Centro y Sur, y subdivididas en 07 centros de servicio: Comas y Callao (pertencientes a la Gerencia de Servicios Norte), Breña, Ate Vitarte y San Juan de Lurigancho (pertencientes a la Gerencia de Servicios Centro), Villa El Salvador y Surquillo (pertencientes a la Gerencia de Servicios Sur).

Los distritos administrados por SEDAPAL son: Carabayllo, Comas, Puente Piedra, Rímac, Independencia, San Martín de Porres, Los Olivos, Ancón, Santa Rosa, Callao, Bellavista, Carmen de la Legua, La Perla, La Punta, Ventanilla, El Cercado, Breña, Jesús María, La Victoria, Magdalena, Pueblo Libre, San Miguel, Ate, Chaclacayo, El Agustino, La Molina, Lurigancho, San Luis, Cieneguilla, Santa Anita, San Juan de Lurigancho, Lurín, Pachacamac, Pucusana, Punta Negra, Punta Hermosa, San Bartolo, San Juan de Miraflores, Villa María, Villa El Salvador, Barranco, Chorrillos, Lince, Miraflores, San Isidro, Santiago de Surco, Surquillo, San Borja.

Los distritos no administrados por SEDAPAL y administrados por ámbito municipal: Santa María del Mar.



FIGURA 44. ÁMBITO DE RESPONSABILIDAD DE SEDAPAL

## 4.2 Sistema de agua potable existente

### 4.2.1 Fuente de agua potable para Lima Metropolitana

#### 4.2.1.1 Recursos hídricos superficiales

Los recursos hídricos superficiales que se utilizan para el abastecimiento de la población de Lima Metropolitana provienen, fundamentalmente de las cuencas del Río Rímac y cuenca alta del Mantaro donde se ubican las lagunas del sistema Marcapomacocha. Las cuencas de los ríos Chillón y Lurín aportan volúmenes bastante menores a los que provienen de las otras cuencas.

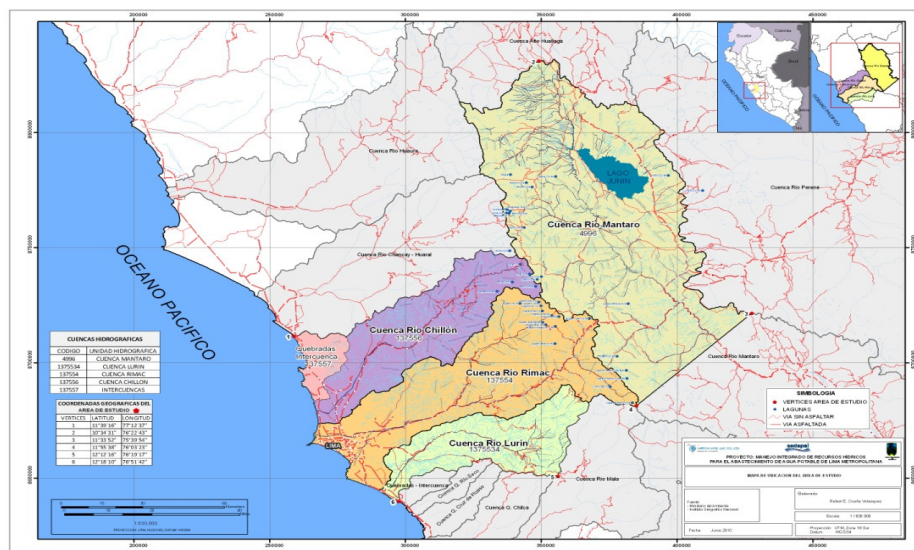


FIGURA 45. ÁREA DE ESTUDIO - CUENCAS CHILLÓN, RÍMAC, LURÍN Y ALTO MANTARO

#### a. Cuenca del río Rímac

Se ubica geopolíticamente en la jurisdicción del Departamento de Lima, en la vertiente occidental de los Andes, frente a la costa del Perú. Abarca

una extensión de 3,517 Km<sup>2</sup> y representa el 0.24% del área total del territorio peruano.

La precipitación pluvial presenta igualmente marcadas variaciones; en la parte baja pocas veces excede los 50 mm/año mientras que en la parte alta o cuenca húmeda la precipitación pasa los 1,000 mm/año.

Dentro de las cuencas de la costa peruana, la del Río Rímac es una de las más explotadas. Allí se ha construido seis centrales hidroeléctricas: Matucana, Huinco, Callahuanca, Moyopampa y Huampaní y Huanchor. Además del uso principal para agua potable y de generación de energía, sus aguas satisfacen la demanda de uso agrícola de las áreas cultivables que aún existen en el valle.

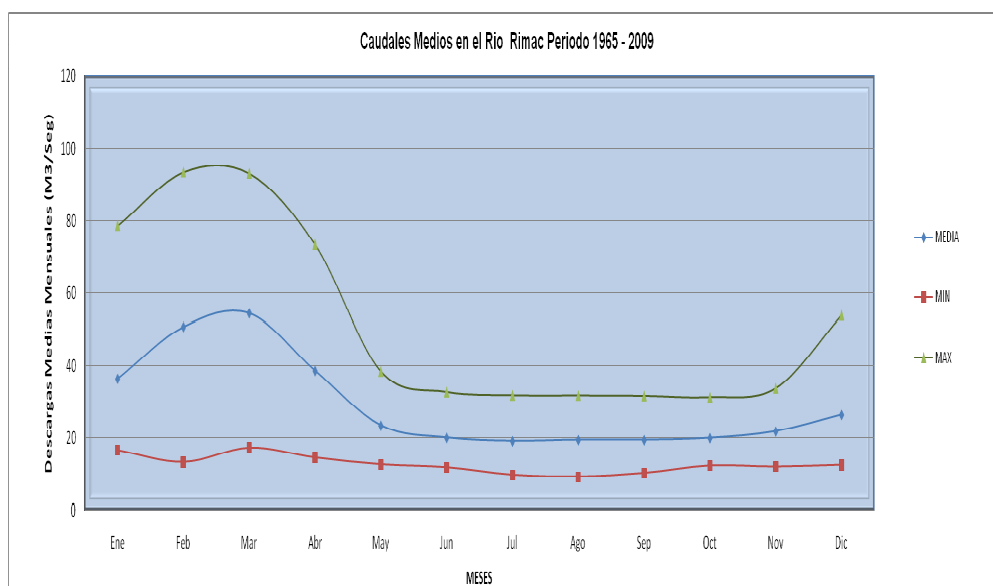


FIGURA 46. CAUDALES MEDIOS EN EL RÍO RÍMAC 1965 - 2009

Con el fin de afianzar el caudal del Río Rímac se represaron quince lagunas de la cuenca alta del Río Santa Eulalia, con un volumen regulado de 77 MMC; algunas de estas obras de represamiento fueron construidas a fines del siglo XX y comienzos del siglo XXI.

Los embalses de regulación estacional que sirven al sistema son las lagunas ubicadas en la cuenca del Santa Eulalia con un volumen total de 77 MMC, el embalse de Yuracmayo con 48 MMC ubicado sobre el Río Blanco, y la regulación del sistema Marcapomacocha con 157 MMC perteneciente a la cuenca del Río Mantaro. La capacidad total de regulación actual es de 282 MMC como puede verse en la Tabla 28:

TABLA 28. SISTEMAS Y VOLÚMENES DE REGULACIÓN EN EL RÍO RÍMAC

<b>Sistema de Regulación</b>	<b>Volumen de Regulación (MMC)</b>
Embalse Yuracmayo	48
Lagunas Santa Eulalia	77
Sistema Marcapomacocha (Marca I, Marca III)	157
<b>TOTAL</b>	<b>282</b>

#### **b. Cuenca alta del río Mantaro**

La cuenca alta del río Mantaro que se capta y se deriva para el abastecimiento de agua a la ciudad de Lima está formada por los sistemas de aprovechamiento hídrico Marca I y Marca III que se ubican en la región central del Perú, en la vertiente oriental de la cordillera de los Andes sobre la cota 4,500 msnm.

Su inicio se encuentra en las nacientes de los ríos Cosurcocha y Casacancha tributarios del río Carhuacayan o Huarón y este a su vez es afluente del Río Mantaro por su margen derecha.

El sistema se extiende hacia el sur-este hasta las lagunas de Antacoto y Marcapomacocha. El área donde se emplazan los sistemas Marca I y Marca III comprende una zona alto andina con un relieve accidentado, rasgo típico de la geografía cordillerana. El rango de altitudes varía desde los 4,588 msnm que corresponde a la bocatoma Andacancha que es el punto más alto donde se inicia el sistema Marca III, hasta los 4,385 msnm

que corresponde al fondo de la cimentación de la presa Marcapomacocha.

**Balance Oferta – Demanda Rímac – Alto Mantaro**

Los recursos totales provenientes de ambas vertientes, cuenca del Rímac y cuenca alta del Mantaro, son controlados y medidos en la estación hidrométrica de Chosica y, desde este punto hasta el punto de captación en la planta de la Atarjea, se produce una merma ocasionada tanto por captaciones para riego como por filtración en el cauce del río.

Con un caudal de 2.5 m<sup>3</sup>/s como la merma total que se produce en el Río Rímac en el tramo Chosica-la Atarjea y una capacidad de procesamiento de 17.50 m<sup>3</sup>/s en la planta de la Atarjea se han preparado los siguientes tablas de balance-oferta en los que se presentan los déficits y excedentes mensuales con relación a una demanda de 17.50 m<sup>3</sup>/s.<sup>17</sup>

TABLA 29. BALANCE OFERTA – DEMANDA RÍMAC – ALTO MANTARO

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Q Promedio	36.51	50.86	54.49	38.70	23.48	20.08	19.14	19.5	19.45	20.00	21.86	26.48
Pérdidas	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Q Disponible	34.01	48.36	51.99	36.2	20.98	17.58	16.64	17.00	16.95	17.50	19.36	23.98
La Atarjea	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
Excedente	16.51	30.86	34.49	18.70	3.48	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	1.86	6.48
Déficit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.53	0.55	0.00	0.00	0.00

**c. Cuenca del Río Chillón**

La cuenca del río Chillón se ubica geográficamente entre las coordenadas 11°20' – 12°00' de Latitud Sur y 76°20' – 77°10' de Longitud Oeste. Altitudinalmente, se desarrolla desde el nivel del mar hasta los 4,800 msnm correspondiente a la laguna Chonta donde nace, recibiendo

<sup>17</sup>Estudio de Manejo Integrado de Recursos Hídricos para el Abastecimiento de Agua Potable de Lima Metropolitana.

los aportes iniciales de los deshielos de la cordillera de la Viuda. Políticamente, la cuenca pertenece al departamento de Lima, comprendiendo las provincias de Lima y Canta. Con respecto a la ciudad de Lima, se encuentra al Norte de la misma. Limita por el Norte con la cuenca del Río Chancay – Huaral, al Sur con la cuenca del Río Rímac, al Este con la cuenca del Río Mantaro y al Oeste con el Océano Pacífico. El área de cuenca total es de 2,300 km<sup>2</sup> y el 42% corresponde a la llamada cuenca húmeda. El límite de la cuenca húmeda se estima sobre los 2,500 msnm.

Las descargas medias y mínimas del periodo de avenidas en Pte. Magdalena son del orden de 15.0 y 4.5 m<sup>3</sup>/s respectivamente mientras que en el periodo de estiaje estos valores son de 2.0 y 0.85 m<sup>3</sup>/s respectivamente. De la figura se observa la fuerte variación que existe entre las descargas del periodo de avenidas, diciembre-abril, y el periodo de estiaje, julio-octubre en la cuenca del Río Chillón, variación que se hace más marcada en la parte baja de la cuenca donde se ubica la estación hidrométrica de Puente Magdalena debido a las captaciones para riego localizadas aguas arriba de esta estación.

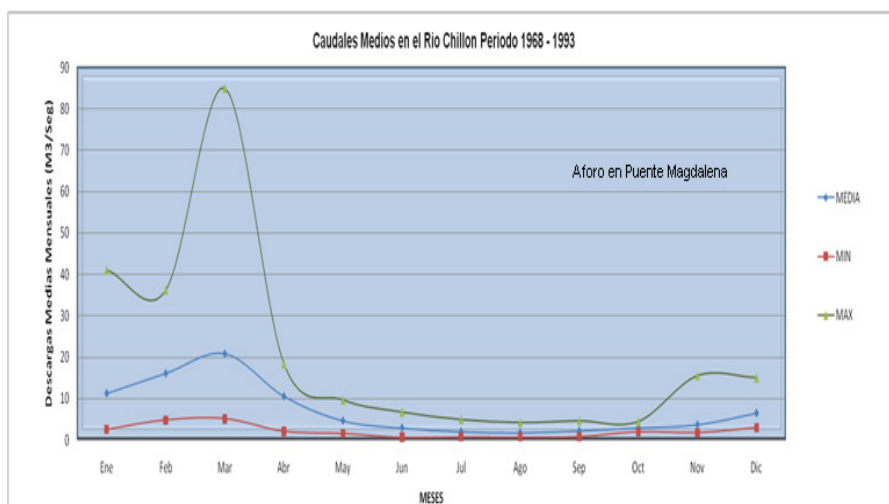


FIGURA 47. CAUDALES MEDIOS EN EL RÍO CHILLÓN 1968 - 1993



### ***Balance Oferta – Demanda de Agua Superficial***

Los recursos totales de la cuenca del río Chillón fueron controlados y medidos en la estación hidrométrica de Puente Magdalena hasta el año 1983 en que se abandonó dicha estación.

La planta de tratamiento de la empresa concesionaria Aqua Azul tiene una capacidad de procesamiento de 2.5 m<sup>3</sup>/s y puede utilizar las descargas excedentes del río luego de cubrirse las demandas para riego del valle.

Considerando las demandas para riego del valle y una capacidad de procesamiento de 2.5 m<sup>3</sup>/s en la planta Punchauca se han preparado la siguiente tabla de balance-oferta en los que se presentan los déficits y excedentes mensuales con relación a una demanda de 2.5 m<sup>3</sup>/s para tres situaciones correspondientes a año promedio.

TABLA 30. BALANCE OFERTA – DEMANDA CHILLÓN

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Caudal Promedio	11.26	16.06	20.79	10.5	4.65	2.94	2.04	1.78	2.24	2.99	3.71	6.48
Demanda Agrícola	3.90	4.42	4.28	3.98	2.59	1.93	2.00	2.79	2.40	3.18	3.59	3.26
Saldo	7.36	11.64	16.51	6.56	2.06	1.01	0.04	0.00	0.00	0.00	0.12	3.22
Planta Chillón	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Excedente	4.86	9.14	14.01	4.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72
Déficit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.44	1.49	2.46	2.50	2.50	2.50	2.38	0.00

Se observa que en un año promedio la demanda de la planta puede ser atendida satisfactoriamente durante un periodo de 5 meses de diciembre a abril produciéndose excedentes durante este periodo del orden de 80 MMC/año. Durante el resto del año de mayo a noviembre la planta de tratamiento se abastece con el agua subterránea de los 28 pozos bajo la administración de la empresa concesionaria Aqua Azul.

#### d. Cuenca del Río Lurín

La cuenca del río Lurín se ubica geográficamente entre las coordenadas 11°45' – 12°20' de Latitud Sur y 76°13' – 77°00' de Longitud Oeste. Altitudinalmente, se desarrolla desde el nivel del mar hasta los 4,300 msnm correspondiente a las cumbres más elevadas. Políticamente, la cuenca pertenece al departamento de Lima y con respecto a la ciudad de Lima, se encuentra al Sur de la misma. El área de cuenca total es de 1,600 km<sup>2</sup> y el área hasta el punto donde se proyectó una derivación hacia el proyecto de embalse de Manchay Alto es de 1,425 Km<sup>2</sup>.

Las descargas medias y mínimas del periodo de avenidas en Manchay son del orden de 10.0 y 2.0 m<sup>3</sup>/s respectivamente mientras que en el periodo de estiaje estos valores son de 0.5 y 0.05 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

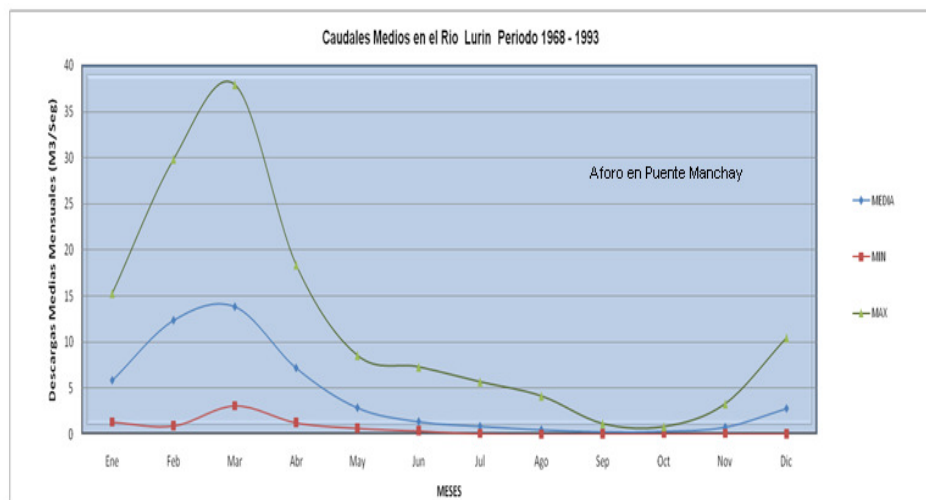


FIGURA 48. CAUDALES MEDIOS EN EL RÍO LURÍN 1968 - 1993

En el estudio de Manejo de RRHH para el abastecimiento de Agua Potable para Lima Metropolitana, con la finalidad de evaluar los excedentes que ocurren en el Río Lurín se ha comparado las descargas mensuales que fueron medidas en la estación de Manchay hasta el año

1993 en que fue abandonada con las demandas para riego del valle para situaciones de año medio, año abundante y año escaso presentándose los resultados en la siguiente tabla.

TABLA 31. BALANCE OFERTA – DEMANDA CUENCA LURÍN

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Caudal Promedio	5.84	12.35	13.82	7.18	2.86	1.36	0.85	0.48	0.26	0.31	0.79	2.78
Demanda Agrícola	2.40	3.30	3.10	2.70	1.20	0.70	0.40	0.60	1.20	1.20	1.00	1.30
Excedente	3.44	9.05	10.72	4.48	1.66	0.66	0.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.48

Los excedentes para un año promedio resultan en 84 MMC. Estos excedentes no pueden utilizarse para fines de abastecimiento de agua a la población debido a que el único lugar aparente para su regulación era el vaso de Manchay, que ha sido invadido por asentamientos humanos.

#### ***Calidad del Agua Superficial***

En la cuenca alta del río Rímac se desarrollan diversas actividades minero-metalúrgicas, cuyas aguas ácidas y relaves son vertidos en algunos casos sin tratamiento previo; algunas de las Empresas Mineras presentan sus canchas de relave en las márgenes del río, lo cual tiene incidencia en la calidad de sus aguas debido a que estos emplazamientos están en actividad. En esta parte, la contaminación más significativa se observa en la zona de Tamboraque, intersección del río Rímac con el río Aruri o Parac, observándose elevados valores de plomo, cadmio y arsénico, valores elevados que afectan la calidad de las aguas del río Rímac (SEDAPAL, 2008).

El Río Rímac es muy conocido por ser el “basurero” de las industrias de sus alrededores. Aquí se efectúa la descarga de relaves mineros, lo cual contamina mucho la zona. Esta proviene de las industrias minero-metalúrgicas, principalmente, y afecta al aire, el agua y la tierra. En este caso específico, el agua está siendo contaminada considerablemente, debido a los desechos, tanto minerales como orgánicos. Los desechos

minerales compuestos principalmente por la descarga de cadmio, plomo, zinc y cobre, tienen altos niveles de contaminación, que son encontrados como hemos visto fuera de los Estándares de Calidad Ambiental (ECA). Entre el puente Huáscar y el puente Centenario, en la estación de Santa Eulalia, se encuentra la mayor concentración de estos minerales. Esta constituye un 0.14 ppm de plomo y 0.10 ppm de cadmio en más del 64% del área de estudio. En cuanto a los desechos orgánicos, estos están compuestos por heces tanto humanas como de animales, los que contaminan el agua del río.

Las personas que habitan a lo largo del cauce también desempeñan un rol importante en la contaminación del río. Esto se debe a muchos factores, tales como usar el río como un lavadero público. Otro factor causado por la población de la zona es la descarga de desagües en las aguas del río. Estos contienen basura, heces, entre otros desechos, los cuales contaminan y ensucian evidentemente el río. Esta descarga de desperdicios se concentra mayormente entre el puente Ricardo Palma, ubicado en el Km. 42, hasta la derivación a la planta La Atarjea.

En el caso del río Chillón la principal fuente de contaminación del agua superficial del río se localiza en la zona baja sobre todo en tramo urbano, así como en las zonas circundantes a la cuenca alta donde se desarrolla actividad industrial como la minería. Los lixiviados provenientes de la disposición de residuos sólidos urbanos y/o peligrosos no controlados sanitariamente, hacen que se altere la calidad de las aguas subterráneas y superficiales, añadidos a estos, los residuos sólidos que se disponen en las riberas del río.

Con respecto al Río Lurín, se puede verificar que de acuerdo a los resultados de análisis de las muestras tomadas en los monitoreos del año 2007 realizados por la DIGESA, éste se encuentra expuesto a contaminación de aguas por agentes patógenos, producidos por algunas descargas de aguas residuales domésticas sin tratamiento previo, las cuales son vertidos directamente al río sin ningún control sanitario; esto

trae como consecuencia el aumento de carga de materia orgánica por lo que incrementa la alteración de la calidad del agua.

#### **4.2.1.2 Recursos hídricos subterráneos**

##### **a. Acuífero Rímac – Chillón**

A Diciembre 2009, SEDAPAL reporta un total 451 pozos, incluidos 28 del consorcio “Agua Azul, como “Pozos Tubulares operables” y de estos 218 (48.3 %) en operación, que sumados a los 158 utilizados como pozos piezómetros, hacen un total de 609 pozos, adicionalmente registra 558 pozos, que pertenecen a terceros, totalizando 1,067 pozos en los valles del Rímac, Chillón y Lurín.

Durante el periodo 1990-2008, el número de pozos en operación es aproximadamente el 47.3 %. En 1997 la batería opera al 65.1 %, con un caudal Promedio-Anual de 8.32 m<sup>3</sup>/s. y el año 1999 el 25.3%, con caudal de 3.23 m<sup>3</sup>/s. El total de Pozos registrados por SEDAPAL, también durante este periodo, es de 451, incluidos 28 Pozos del consorcio “Agua Azul”.

La extracción de aguas subterráneas en periodo 1955-2009 acuíferos Rímac-Chillón”, puede representarse por dos periodos característicos 1987-1998, se realiza una extracción intensiva con caudales promedios del orden de los 7.4 m<sup>3</sup>/s. (8.32 m<sup>3</sup>/s, 1997); consecuencia de este régimen intensivo de extracción y la disminución dramática del área natural de recarga en estos valles; el acuífero responde con un abatimiento de la napa freática a niveles hasta hoy irrecuperables.

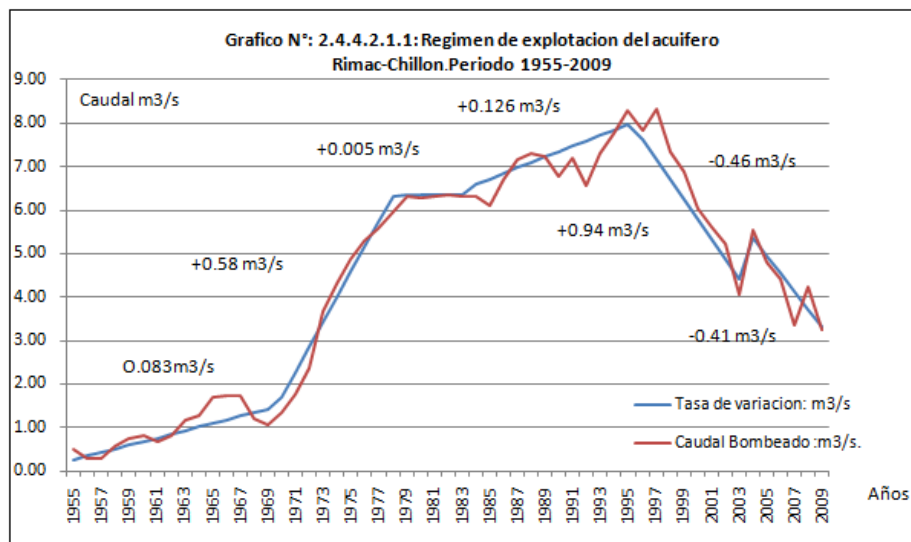


FIGURA 49. RÉGIMEN DE EXPLOTACIÓN DEL ACUÍFERO RÍMAC-CHILLÓN.  
PERÍODO 1955-2009

En el periodo 2000-2009, el volumen de explotación de aguas subterráneas disminuye, con el objeto de revertir esta situación de agotamiento del acuífero, a tasas de bombeo promedio del orden de 4.50 m3/s. resultado de este régimen de extracción, la freática muestra una tendencia a la recuperación, pero con tasas todavía modestas.

En situaciones extremas de disponibilidad de aguas superficiales parece prudente extraer hasta un volumen máximo de 142 MMC/año. Este volúmenes es algo mayor que el propuesto por Mestre E, 2005 (130 MMC/año). En términos de caudal promedio diario significa 4.5 m3/s. Como la mensualización del caudal extraído está íntimamente relacionada con la disponibilidad del agua superficial del mes correspondiente, cualquier programación de extracción mensual constituye sólo un ejercicio, en consecuencia los caudales de uso conjunto adoptados dependerán de la disponibilidad de agua producida en el mes presente.

En el “Plan Maestro de Agua y Alcantarillado para Lima y Callao-2009” ó PMO 2010-2040, consigna para efectos de proyecciones agua de pozos

del acuífero Rímac - Chillón de 4.22 m<sup>3</sup>/s, como caudal de extracción promedio diario-anual y para Planta de Chillón "Consortio Agua Azul" 0.72 m<sup>3</sup>/s, sin embargo en los balances del mismo PMO, se considera un caudal (2.85m<sup>3</sup>/s) menor.

Mestre, E (2005), destaca la rápida recuperación del freático en circunstancias de abundante disponibilidad de aguas superficiales. por esta razón, recomienda un régimen racionalizado, que consiste en la extracción equilibrada en años de adecuada disponibilidad de aguas superficiales, de manera de recargar y preservar estos recursos, para situaciones de contingencia relacionadas con la vulnerabilidad del sistema de abastecimiento y situaciones hidrológicas críticas, como la presencia de estaciones secas y años secos consecutivos.

En años abundantes ocurren excedentes de agua superficial prácticamente durante todo el año. En un año promedio estos déficit se producen durante 7 meses, periodo Mayo-Noviembre y son manejables en las actuales condiciones de Oferta-demanda. Sin embargo, en un año escaso, todos los meses son deficitarios, donde los requerimientos de la Planta de La Atarjea, son mayores a las posibilidades de abastecimiento desde el Río Rímac. Esta menor producción de La Atarjea y consecuentemente el abastecimiento de agua potable, debe cubrirse con la producción de Punchauca-Agua Azul y con mayores extracciones del acuífero Rímac-Chillón, práctica no recomendada, por las actuales limitaciones naturales del acuífero debido a la calidad del agua y el régimen racionalizado de extracción del acuífero Rímac-Chillón, adoptado por SEDAPAL.

Los aportes de agua potable, producidos en la planta de tratamiento de Huachipa, en el plazo inmediato, afianzan (no incrementan) la actual producción de agua potable por SEDAPAL, porque tienen como fuente común el Río Rímac, cuyo régimen de disponibilidad, en el plazo inmediato será el mismo, mientras no se ejecuten proyectos que incrementen los recursos hídricos superficiales en estiaje. En

consecuencia en el plazo inmediato las aguas subterráneas se constituyen en un regulador estacional por excelencia.

En tanto no exista una propuesta de un régimen alternativo de explotación del acuífero Rímac - Chillón, al recomendado por Mestre E, en el PMO del año 2005 (130 MMC/año), ésta constituye conjuntamente con una propuesta desarrollada en el estudio de Manejo integrado de RRHH para Lima (142 MMC/año) propuestas racionales y prudentes que se sugiere adoptar a SEDAPAL, virtuyendo los principios que hacen valedera la misma.

Se confirma la necesidad de desarrollar proyectos de fuentes alternativas y adicionales de origen superficial de suministro de agua cruda a SEDAPAL que contribuyan a reforzar los patrones de servicio, situaciones extremas (Sequías) y también regímenes de extracción de agua subterránea racionales y de carácter preservacionista.

#### **b. Acuífero del valle Lurín**

Entre el año 1995-2009 SEDAPAL extrae un volumen del orden de los 149 MMC. En términos de caudales, entre 1992-1996 un caudal promedio anual de 136 l/s, luego (1997-2001) se incrementa hasta 280 l/s, para luego (2002-2009) disminuir a 146 l/s, caudal promedio anual muy similar al periodo inicial.

La respuesta del acuífero del Río Lurín, es semejante al Acuífero del Rímac -Chillón. Descenso donde hay una mayor densidad de pozos tubulares o una mayor extracción y un mayor abatimiento donde la batería tiene una alta densidad de pozos tubulares en combinación con una extracción intensiva.

En el valle de Lurín, como en todo valle de la costa, existen manantiales que los lugareños los utilizan para fines domésticos y en muchos casos, cuando el manante es abundante también para propósitos de riego. Los



manantiales usados para el riego afloran un volumen del orden de los 3.5 millones de m<sup>3</sup> por año, los manantes de los sectores Lurín y Cieneguilla son más abundantes que del sector Pachacamac. En Pachacamac existe un mayor número de pozos tubulares en operación, comparativamente con los otros sectores.

En 1969 el caudal total explotado por pozos tubulares era de 450 l/s, en el año 1996, 50 pozos tubulares extraían 500 l/s, para todos los usos extracción 4 veces mayor al explotado en el mismo año por SEDAPAL (127 l/s). SEDAPAL, para 2007 reporta una extracción anual total de 14.84 M.M.C. Agricultura 2.74, Domestico 8.78, Pecuario 0.45 y para uso industrial 2.87 M.M.C. Para la misma fecha, los pozos administrados por SEDAPAL, 6.05 M.M.C. representan el 69 % del reportado total como de uso doméstico.

Estimaciones del volumen (Caudal) seguro extraíble se han efectuado desde 1970, mediante la formulación de balances y la utilización del modelaje, este último método especialmente utilizado por consultores privados, con el objeto de determinar el comportamiento del freático Lurín y para estimar la extracción de Volúmenes (Caudales) razonables, considerando la preservación del acuífero, como una experiencia recogida del comportamiento y la evolución negativa del acuífero Rímac – Chillón.

Los resultados de la simulación a nivel del valle y los resultados para demandas específicas localizadas en el horizonte 2007-2030, en diversos escenarios, en términos del comportamiento y tendencia del freático, estiman como caudal máximo extraíble 0.50 m<sup>3</sup>/s. que equivale a la extracción anual de un volumen del orden de los 16 M.M.C, sin afectación de reservas. Una mayor extracción significa abatimientos mayores; Cruz Coronel, H., 2008 propone extraer del acuífero Lurín, hasta 1.0 m<sup>3</sup>/s, caudal que originaría un abatimiento del orden de 13 m al final del periodo simulado (2007-2030) equivalente a tomar 19% de las reservas

totales, menores al 25% valor límite permisible de extracción de reservas adoptado por SEDAPAL.

#### 4.2.2 Producción de agua potable para Lima Metropolitana

El abastecimiento de agua potable a Lima Metropolitana se realiza actualmente mediante dos plantas de tratamiento de agua cruda: La Planta de La Atarjea y la Planta de Punchauca-Chillón.

La Planta de La Atarjea se ubica en las instalaciones de SEDAPAL en el área contigua a la Bocatoma La Atarjea sobre la margen izquierda del Río Rímac. El caudal nominal de procesamiento de esta planta es de 17.5 m<sup>3</sup>/s.

La Planta de Punchauca se ubica en la margen izquierda del Río Chillón a la altura de la zona denominada Punchauca. Tiene una capacidad de procesamiento en su primera etapa de 2.5 m<sup>3</sup>/s que puede ampliarse a 5 m<sup>3</sup>/s.

TABLA 32. PRODUCCIÓN ANUAL DE AGUA POTABLE POR FUENTES

Fuente de Producción	Producción anual (miles m <sup>3</sup> )				
	2006	2007	2008	2009	2010
<b>A) Fuente Superficial</b>					
Plantas de tratamiento	<b>525,475</b>	<b>545,199</b>	<b>525,386</b>	<b>563,162</b>	<b>562,451</b>
Planta La Atarjea	504,808	519,932	502,763	528,521	537,426
Planta Chillón	20,667	25,266	22,623	34,641	25,026
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	16.66	17.29	16.61	16.61	17.84
<b>B) Fuente Subterránea</b>					
Producción Pozos	<b>139,329</b>	<b>105,563</b>	<b>133,363</b>	<b>108,442</b>	<b>118,367</b>
Gerencia Servicios Norte	58,899	35,894	51,355	30,913	41,654
Gerencia Servicios Centro	68,331	60,395	67,829	69,904	64,581
Gerencia Servicios Sur	13,100	9,275	14,179	12,625	12,132
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	4.42	3.35	4.22	3.44	3.44
<b>Total Fuentes</b>	<b>664,805</b>	<b>650,762</b>	<b>658,749</b>	<b>671,604</b>	<b>680,819</b>
<b>Caudal (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>21.08</b>	<b>20.64</b>	<b>20.83</b>	<b>21.30</b>	<b>21.59</b>

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### **4.2.3 La demanda de agua potable para Lima Metropolitana**

Se ha analizado los resultados del Plan Maestro Optimizado 2010-2040 (PMO), de agua potable de SEDAPAL, para Lima Metropolitana. El PMO realiza un análisis lo suficientemente detallado de la demanda de agua potable, basado en el consumo de agua por estratos o niveles socioeconómicos de la población administrada y no administrada, conectada, con y sin micromedición; así como el análisis del consumo no doméstico y las pérdidas de agua en el sistema, teniendo en cuenta los actuales niveles de cobertura del servicio. A continuación se presenta los resultados del análisis realizado.

##### **a. Proyección de Población**

La tasa media de crecimiento poblacional fue de 1,34% anual, para el PMO 2005-2035 y de 1,44%, comparado con el mismo período del PMO 2010-2040. En valores absolutos, el número incremental de habitantes proyectado fue de 3,99 millones, para el período 2005-2035; y de 4,19 millones, para el PMO 2010-2040, o sea 0,2 millones de habitantes por año. La población estimada en el 2010, en 8,86 millones, seguiría una evolución creciente hasta alcanzar los 12,49 millones, vale decir: 3,63 millones de habitantes más.

##### **b. Demanda de Agua Poblacional**

Los resultados de cálculo de las proyecciones según el PMO 2010-2040, indican que en la situación actual (2010), el consumo doméstico total de Lima Metropolitana se previó en 14.32 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 14.06 m<sup>3</sup>/s, corresponden a los distritos administrados y 0.26 m<sup>3</sup>/s, a los distritos no administrados. En el 2040, el consumo doméstico total de Lima Metropolitana, sería de 21.13 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 20.67 m<sup>3</sup>/s, corresponden a los distritos administrados y 0.456 m<sup>3</sup>/s, a los distritos no administrados.

**c. Demanda Industrial, Comercial, Estatal y Regadío de Parques desde la Red de Agua Potable**

El consumo no doméstico comprende los usos: comercial, estatal e industrial. En los PMO 2005-2035 y PMO 2010-2040. En la Tabla 34, se muestran los resultados de cálculo de las proyecciones del PMO 2010-2040. Como puede verse, en la situación actual (2010), el consumo no doméstico total de Lima Metropolitana se previó en 3,68 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 2,21 m<sup>3</sup>/s, corresponden a los consumos de agua potable de la red y 1,46 m<sup>3</sup>/s al consumo de fuente propia. Hacia el 2040, el consumo no doméstico total de Lima Metropolitana es de 4,49 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 2,70 m<sup>3</sup>/s son utilizados de la red y 1,78 m<sup>3</sup>/s, de fuente propia. El incremento total del consumo no doméstico de agua es de 0,81 m<sup>3</sup>/s, con una tasa de crecimiento anual de 0,67%, entre el 2010 y el 2040, tanto para el consumo de agua de la red como de fuente propia.

**d. Agua Perdida y Agua No Contabilizada**

En la situación actual (2010), la pérdida total de agua en Lima Metropolitana se previó en 3,05 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 3,0 m<sup>3</sup>/s, corresponden a las pérdidas de agua potable de la red de los distritos administrados y 0,05 m<sup>3</sup>/s, de los no administrados. Según Plan Maestro Optimizado 2010 – 2040, hacia el 2040, se prevé que las pérdidas de agua en Lima Metropolitana serían equivalentes a 3,81 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 3,75 m<sup>3</sup>/s, corresponden a las pérdidas de los distritos administrados y 0,06 m<sup>3</sup>/s, a los no administrados<sup>18</sup>. El incremento total de las pérdidas de agua en el sistema es de 0.76 m<sup>3</sup>/s, con una tasa de

---

<sup>18</sup>No administrados: según Ley N° 28896, considera otras provincias o zonas del departamento de Lima, que se adscriban mediante Resolución Ministerial del Sector Vivienda (ver figura 47).

crecimiento anual de 0,74%<sup>19</sup>, entre el 2010 y el 2040, con un porcentaje de pérdidas de agua que variaría entre 34% y 25%, entre el 2010 y 2040.

**e. Demanda Urbana Total**

En la situación actual (2010), la demanda total de agua de Lima Metropolitana es de 26,65 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 26,21 m<sup>3</sup>/s, corresponden a la demanda total de agua potable de los distritos administrados y 0,44 m<sup>3</sup>/s, de los no administrados. Hacia el 2040, se prevé que la demanda total de agua de Lima Metropolitana sería de 34,31 m<sup>3</sup>/s, de los cuales, 33,54 m<sup>3</sup>/s, corresponden a la demanda total de los distritos administrados y 0,77 m<sup>3</sup>/s, a los no administrados. El incremento total de la demanda urbana de agua potable es de 7,66 m<sup>3</sup>/s, registrando una tasa de crecimiento anual de 0,85%, entre el 2010 y el 2040.

**f. Balance de Agua Potable Total Actual – 2010**

El consumo doméstico se calcula en 14,325.38 l/s para el presente año (2010); de los cuales, 14.16 m<sup>3</sup>/s corresponden a la población conectada, con y sin medidor y 0.17 m<sup>3</sup>/s a la población no conectada. El consumo no doméstico se calcula en 3.68 m<sup>3</sup>/s con lo cual, el consumo total es de 18.0 m<sup>3</sup>/s. Sin embargo, las pérdidas se consideran en 32,36% equivalente a 8.65 m<sup>3</sup>/s, por lo que la demanda total es de 26.65 m<sup>3</sup>/s. No obstante este análisis, se indica en el análisis de oportunidad de ingreso de los proyectos, para cubrir la demanda de agua, que la demanda es de 24,15 m<sup>3</sup>/s para el 2010.

La oferta actual de agua considera a la Atarjea con 15,29 m<sup>3</sup>/s y pozos de Lima, con 2,85 m<sup>3</sup>/s. La Planta de Chillón aporta 0,83 m<sup>3</sup>/s y los pozos de Chillón con 0,58 m<sup>3</sup>/s, todo lo cual determina un nivel de oferta de agua

---

<sup>19</sup>Tasa anual de crecimiento de pérdidas de agua potable en Lima Metropolitana estimada en PMO 2010 – 2040.

equivalente a 19,55 m<sup>3</sup>/s y por tanto, este año habría un déficit de 4,60 m<sup>3</sup>/s conforme se muestra en la Tabla 33.

TABLA 33. OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE – 2010 (M<sup>3</sup>/s.)

DESCRIPCION	AÑO 2010
<b>DEMANDA Lima Metropolitana</b>	<b>24.15</b>
OFERTA AGUA POTABLE Lima Metropolitana	
Planta La Atarjea	15.29
Pozos Lima	2.85
Planta Chillón	0.83
Pozos Chillón	0.58
<b>TOTAL OFERTA AGUA POTABLE</b>	<b>19.55</b>
(Déficit)/Superávit	(4.60)

Fuente: SEDAPAL – PMO 2010-2040

**g. Balance de Agua Potable Total Proyectada 2010 - 2040**

Hacia el año 2040, las demandas de agua potable de Lima Metropolitana (uso doméstico y no doméstico), está determinada por el crecimiento poblacional, así como del desarrollo de las actividades económicas que se impulsen en su espacio, como: actividades comerciales, industriales, estatales y por el uso del agua en parques y jardines. El PMO 2010-2040, sugiere un plan de largo plazo, indicando la oportunidad de ingreso de los proyectos, habiendo construido el balance de demanda y oferta de agua, con base en los siguientes supuestos:

- Construcción de la derivación Huascacocha, a partir de 2013.
- Construcción de la Planta de Tratamiento de Agua Huachipa, 1era Etapa, con un caudal de tratamiento de 5 m<sup>3</sup>/s, a partir del año 2011.
- Ingreso del Proyecto Marca II, en el año 2018, y se complementa con la segunda etapa de la Planta de Tratamiento de Agua Huachipa la que aumentaría su capacidad de producción total a 10 m<sup>3</sup>/s.

- Para el año 2012 ya se contaría con la rehabilitación de la planta La Atarjea, que permitirá tener un caudal adicional de 0.83 m<sup>3</sup>/s.
- La ejecución del Ramal Sur, que permitirá satisfacer la demanda de los balnearios del sur, en el mediano plazo.
- El ingreso de la operación de la planta desaladora de agua de mar (Proyecto Aguas de Lima Sur, intervención privada en proceso de evaluación en PROINVERSION) para el año 2012. Esta planta tendría una capacidad de producción de 100,000 m<sup>3</sup>/día (1.16 m<sup>3</sup>/s).
- La ampliación de un módulo adicional de la planta desalinizadora de agua de mar con las misma capacidad de producción (1.16 m<sup>3</sup>/s adicionales), y que entraría en operación para el año 2024.
- El embalse Gangay y la ampliación de la producción de la planta de tratamiento Chillón entrarían a operar para el año 2018. Al ingresar en operación la presa Gangay y la ampliación de la Planta de Tratamiento Chillón a un total de 2.5 m<sup>3</sup>/s.
- Los pozos de Chillón, se mantienen en reserva en previsión de años secos, a partir del 2018.

Al plantear el ingreso de los proyectos en la forma indicada, se atiende la demanda de agua potable del 2012, hasta el 2014, momento en el que aparece un déficit hasta el 2020, lo que estaría indicando la necesidad de ingresar otro proyecto. A partir del 2021 y hasta el 2026, se atendería adecuadamente la demanda. Luego, nuevamente aparecen déficits entre los años 2027 y el 2036, surgiendo la necesidad de ingresar nuevos proyectos, a los ya considerados. La intervención del segundo módulo de la planta de agua desalada, se necesita, en realidad desde el año 2027; pero, a partir del 2039, surge la necesidad de ingresar otros proyectos para cubrir la demanda, según puede verse en la siguiente figura.

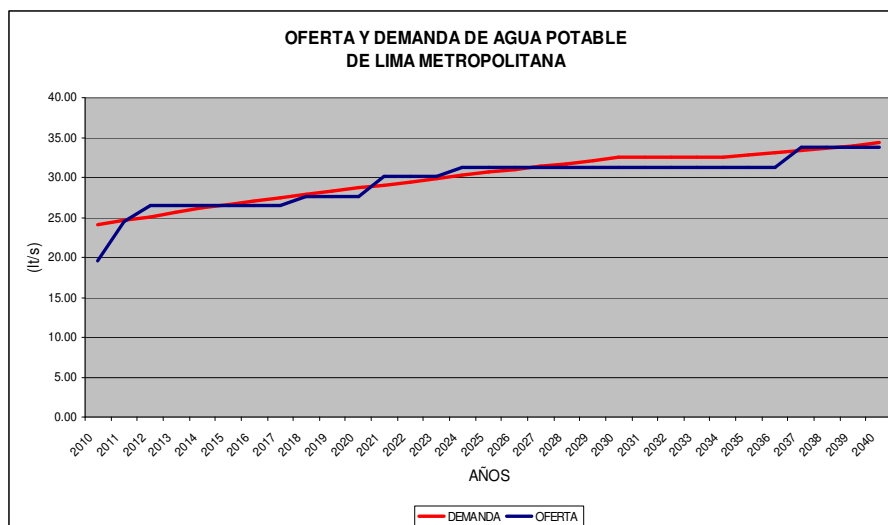


FIGURA 50. OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE – LIMA METROPOLITANA (2010-2040)

#### h. Análisis Crítico del Balance Oferta-Demanda 2010–2040 (PMO 2009)

Según el estudio de Manejo de RR.HH. para el abastecimiento de agua potable de Lima Metropolitana, como resultado de la revisión de información reciente proporcionada por SEDAPAL, se observaron diferencias sustanciales que pueden llevar a modificaciones importantes de las conclusiones del análisis de oportunidad de ingreso de los proyectos.

En primer lugar, se observó que los cálculos de la demanda de agua de acuerdo con el PMO 2009, son diferentes a los consignados en los cuadros del análisis de oportunidad de ingreso de los proyectos. En segundo lugar, la capacidad utilizada de la planta de tratamiento de La Atarjea, según la información proporcionada por SEDAPAL, no sería menor de 17.50 m<sup>3</sup>/s<sup>20</sup>, aun cuando se afirma que la capacidad nominal

---

<sup>20</sup> En febrero del 2009, la capacidad utilizada fue de 17.71 m<sup>3</sup>/s, con un promedio anual de 16.76 m<sup>3</sup>/s.



de La Atarjea es de 17.50 m<sup>3</sup>/s<sup>21</sup>. Asimismo, la capacidad nominal de la PTAP Chillón, sería de 2.5 m<sup>3</sup>/s. En ambos casos, se habría utilizado el total de la capacidad nominal en épocas de avenida de los ríos. En épocas de estiaje, de acuerdo con las déficits de agua superficial que se presenten, se dispone el uso del bombeo de agua subterránea, tanto en pozos de Lima como de Chillón.

TABLA 34. OFERTA Y DEMANDA DE AGUA POTABLE – PERÍODO 2010-2040

DESCRIPCION	AÑOS (Quinquenios)						
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040
<b>DEMANDA</b>							
Lima Metropolitana	24.2	26.67	28.69	30.7	32.5	32.8	34.3
<b>OFERTA de AGUA POTABLE</b>							
PTAP La Atarjea	15.30	15.29	15.29	15.30	15.30	15.30	15.30
Pozos Lima	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
PTAP Chillón	0.83	0.83	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Pozos Chillón	0.58	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PTAP La Atarjea Rehabilitada	0.00	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
Planta Desaladora - 1ª Etapa	0.00	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16
Planta Desaladora - 2ª Etapa	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.16	1.16
PTAP Huachipa - 1ª Etapa	0.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
PTAP Huachipa - 2ª Etapa	0.00	0.00	0.00	2.50	2.50	2.50	5.00
<b>TOTAL OFERTA</b>	<b>19.60</b>	<b>26.54</b>	<b>27.63</b>	<b>31.30</b>	<b>31.30</b>	<b>31.30</b>	<b>33.80</b>
(Déficit)/ Superávit	-4.60	-0.13	-1.06	0.64	-1.20	-1.50	-0.50

Fuente: SEDAPAL- PMO 2009

Las estaciones de bombeo tienen una capacidad nominal de explotación hasta de 12.00 m<sup>3</sup>/s, en Lima y de 2.00 m<sup>3</sup>/s, en Chillón. Los especialistas, recomiendan como máximo el bombeo hasta de 7.00 m<sup>3</sup>/s en momentos pico; para evitar la sobre explotación y mantener niveles adecuados de reserva que se utilizarían en casos de años secos.

Para los efectos del análisis y planeamiento de largo plazo, la oferta de agua superficial, no puede ser tomada puntualmente por la variabilidad que tienen las precipitaciones pluviales, aun cuando existe capacidad de

<sup>21</sup> Fuente: SEDAPAL. Memoria Anual 2009. Pág. 16

almacenamiento y regulación que, aunque fuera suficiente para cubrir las demandas de agua potable, lo que determina la existencia o no, de suficiente disponibilidad de agua en los ríos y en el sistema regulado son las precipitaciones. Este comentario viene a colación, para explicar las cifras de producción actual de agua potable en la planta de La Atarjea, de 15.29 m<sup>3</sup>/s, consideradas en el análisis de oportunidad de ingreso de los proyectos, más 0.83 m<sup>3</sup>/s, adicionales, en la misma planta de tratamiento, una vez rehabilitada y entraría en operación a partir del 2012, con lo cual esta PTAP, aportaría 16.12 m<sup>3</sup>/s de la oferta de agua.

Se entiende que, considerar una producción de 15.29 m<sup>3</sup>/s, para un análisis de largo plazo en la PTAP, obedece al hecho de analizar una serie histórica de la oferta de agua superficial regulada y no regulada, la misma que siendo medida en la estación de Chosica, arroja valores que están alrededor de 4.00 m<sup>3</sup>/s superiores, en los meses de estiaje. En otras palabras, esa diferencia de caudales se aprecia entre el caudal medido en la Estación de Chosica y la Bocatoma que capta el agua para la PTAP La Atarjea.

Para complementar el suministro de agua, en las condiciones actuales, el problema pasa por una adecuada operación de los pozos y la disponibilidad de agua que provea la PTAP de Chillón, de acuerdo con los términos del Contrato . El uso eficiente y económico de una fuente de agua, siempre estará en función de costos y beneficios marginales, aunque no siempre el criterio estrictamente técnico-económico es el que prevalece, pues dependen de oportunidades, momentos y recursos y medio disponibles al alcance de quien debe tomar las decisiones.

En consecuencia, sólo al ingresar los nuevos valores de demanda de agua, sin modificar la oportunidad de ingreso de los proyectos aparece un déficit de alrededor de 7.10 m<sup>3</sup>/s, para el presente año (2010).

Es importante mencionar que la atención de la demanda de agua potable para Lima Metropolitana, según el PMO 2009 dependería principalmente

de los Proyectos de Gangay, que alimentaría la PTAP de Chillón, Huascacocha que está en construcción y se complementa con la PTAP de Huachipa en su primera etapa y la construcción de Marca II, asociación con la segunda etapa de la PTAP de Huachipa, y las plantas desaladoras.

Del balance de oferta y demanda que presenta el PMO 2009, se llega a la conclusión que es necesaria la rehabilitación de la planta de tratamiento de agua potable de la Atarjea, la ampliación de la planta de tratamiento del Chillón y el ingreso de nuevas fuentes de agua como la planta de tratamiento de agua potable de Huachipa, complemento necesario al ingreso de nuevas fuentes de agua como Huascacocha y Marca II y dos módulos de la planta desaladora de agua de mar del sur de Lima.

#### **4.2.4 Fuentes de agua potable para el área de estudio**

Las habilitaciones que se encuentran dentro del área de influencia del presente estudio tienen como fuentes actuales de abastecimiento las aguas superficiales de los ríos Rímac (Planta Atarjea), Chillón (Planta Chillón), y las aguas subterráneas de los acuíferos de los valles del Rímac y Chillón (a través del pozo P-312).

##### **4.2.4.1 Fuentes actuales de aguas superficiales**

Por las características topográficas e hidráulicas del sistema de agua potable en el área de influencia del proyecto, los distritos de Independencia, Los Olivos, San Martín de Porres y Comas son abastecidos desde la Planta La Atarjea, mientras que la zona norte del Distrito de Comas se abastece de la Planta de Tratamiento del Río Chillón (ver figura 54 o con mayor detalle en el Anexo 6, el plano temático AP-02: Obras Generales y Áreas de Servicio existentes).

#### **4.2.4.2 Fuente actual de aguas subterráneas**

La fuente actual de aguas subterráneas está constituida por los acuíferos del Rímac y Chillón, el cual se alimentan con las filtraciones que se producen a través del lecho de los ríos Rímac y Chillón, las subcorrientes subterráneas provenientes de las partes altas, así como de los canales y áreas de cultivo que aún se encuentran bajo riego por inundación.

Asimismo, las pérdidas físicas por fugas y otras incidencias en los sistemas de distribución de agua potable en la Zona Norte de Lima también constituyen fuentes de alimentación para el acuífero subterráneo, teniendo en cuenta el alto índice de pérdidas físicas de los sistemas.

Cabe recalcar que en el área de influencia del estudio, de los 16 pozos existentes sólo uno se encuentra operativo (P-312) para el abastecimiento de un sector de Collique en Comas, el mismo que muestra señales de sobre explotación.

#### **4.2.4.3 Fuente futura de aguas superficiales**

De acuerdo a los planes de desarrollo de la Empresa se espera que la fuente de abastecimiento de agua para el área del estudio sea predominantemente la Planta de Tratamiento Huachipa, en tanto, la Planta de Tratamiento La Atarjea que es la fuente actual, abastecerá la zona correspondiente a las zonas de Tahuantinsuyo y Payet del distrito de independencia (ver Figura 51).

#### 4.2.5 Producción de Agua Potable para el área de estudio

##### 4.2.5.1 Producción de Agua en Plantas de Tratamiento

###### a. Planta de tratamiento “La Atarjea”

La Planta de Tratamiento de la Atarjea oferta a su área de influencia actual un caudal de diseño de tratamiento 18 m<sup>3</sup>/s de los cuales una parte se deriva al abastecimiento para la zona norte mediante la Línea de Conducción Atarjea-Comas con capacidad aproximada de 4.6 m<sup>3</sup>/s, los cuales a la fecha son insuficientes para el área de influencia de este proyecto, más aún si se consideran los caudales que reparte primero a otros distritos desde su inicio.

TABLA 35. PRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE 2010 EN LA PTA LA ATARJEA (M<sup>3</sup>/S)

Fuentes de Producción	Periodo 2010												Q Prom
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	
<b>Producción Neta</b>	<b>17.32</b>	<b>18.12</b>	<b>18.26</b>	<b>17.84</b>	<b>17.10</b>	<b>16.66</b>	<b>16.22</b>	<b>16.46</b>	<b>16.66</b>	<b>16.6</b>	<b>16.12</b>	<b>17.20</b>	<b>17.04</b>
Planta N° 1	8.33	8.71	8.77	8.55	8.03	7.74	7.47	7.65	7.83	7.97	7.88	8.08	8.08
Planta N° 2	8.99	9.41	9.49	9.30	9.07	8.92	8.76	8.82	8.84	8.63	8.25	9.12	8.96

Fuente: Anuario Estadístico 2010.

TABLA 36. HISTÓRICO DE PRODUCCIÓN DE AGUA EN LA PTA LA ATARJEA

Año	Caudal de Producción (m <sup>3</sup> /s)		
	Planta N° 1	Planta N° 2	PTA La Atarjea
2007	7.54	8.94	16.49
2008	7.58	8.32	15.90
2009	7.96	8.80	16.76
2010	8.08	8.96	17.04

Fuente: Anuarios Estadísticos de SEDAPAL

**b. Planta de tratamiento “Chillón”**

La Planta de Tratamiento “Chillón” es parte del sistema “Aprovechamiento Óptimo de las Aguas Superficiales y Subterráneas del Río Chillón”, construida (2000-2002) y actualmente operada por el Consorcio AGUA AZUL S.A., de Italia, bajo el sistema BOT (construir, operar y transferir, de sus siglas en inglés) por 25 años, con el compromiso de proveer 1 m<sup>3</sup>/s en época de estiaje del río Chillón y 2 m<sup>3</sup>/s en época de avenidas. En épocas de estiaje la producción de esta planta es insuficiente para el área de influencia de este proyecto, pues la distribución de esa producción no cubre la demanda del área de abastecimiento asignada a dicha planta.

TABLA 37. PRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE EN LA PTA CHILLÓN (MILES M<sup>3</sup>)

Fuentes de Producción	Periodo 2010												Vol. Total
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	
Producción Neta	5,370	5,044	5,653	5,436	2,248	0	0	0	0	0	0	1,276	25,026
Caudal (m <sup>3</sup> /s)	2.00	2.09	2.11	2.10	0.84	0	0	0	0	0	0	0.48	1.59

Fuente: Anuario Estadístico 2010.

**c. Planta de Tratamiento “Huachipa” Proyectada**

A través del préstamo JBIC PE-P30 las obras denominadas Lote 1,2,3 consistente en la Bocatoma, la futura Planta de Tratamiento de Agua Potable Huachipa y el Ramal Norte se encuentran culminadas y en etapa de pre operación (pruebas).

La planta se ubica en terrenos de la Mz Q de la Asociación de Vivienda de Ex Trabajadores del Banco Minero y Mz R del Club Unión Social Huancapi, con un área total de 18.73 Ha, en el distrito de Lurigancho, a la altura del Puente Huachipa.

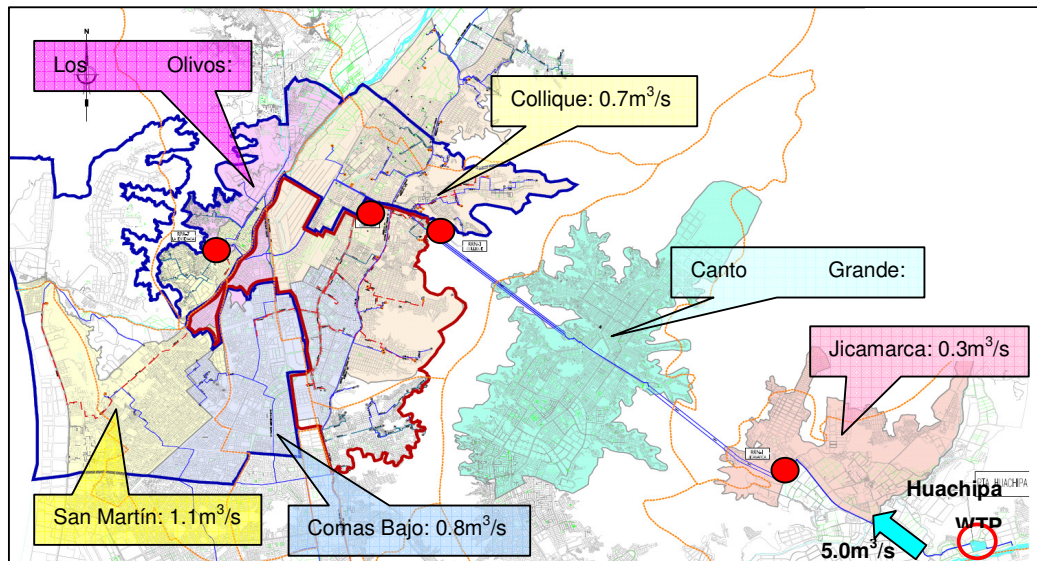


FIGURA 51. ÁREAS DE ABASTECIMIENTO PTA HUACHIPA

Esta Planta, ha sido diseñada para una capacidad total de 10 m<sup>3</sup>/s, estando prevista su ejecución en dos etapas con una capacidad de 5 m<sup>3</sup>/s cada una. Por la ubicación geográfica de la planta se logrará abastecer de agua a gran parte de las zonas altas de Lima Metropolitana, en donde se considera abastecer con prioridad al área de influencia del presente estudio para garantizar una continuidad de 24 horas y la factibilidad de poder llegar a una cobertura del 100%.

Del mismo modo, se espera que el abastecimiento por gravedad desde la Planta Huachipa hacia el área de influencia del estudio permita reducir costos de operación dadas las condiciones actuales de abastecimiento mediante sistemas de bombeo.

La conducción del agua tratada al área de este estudio, se efectuará mediante el proyecto denominado Ramal Norte y dos ramales complementarios a los Reservorios de Compensación denominados Collique y Comas Bajo.

## **4.2.6 Sistema de Distribución Primaria de agua potable**

### **4.2.6.1 Zona Lima Norte I**

El Sistema de Distribución Primario hacia el área de influencia del presente proyecto se da a través de la Línea de Conducción Atarjea-Comas y la Línea de Conducción Chillón-Comas.

#### **a. Matriz Atarjea – Comas**

La red matriz primaria que distribuye el agua proveniente de la Planta La Atarjea está conformada por la Matriz Atarjea-Comas la cual abastece a los distritos de la zona Norte de Lima y al área de influencia del estudio.

El trazo de esta matriz primaria va a lo largo de la Av. Evitamiento ingresando al distrito del Rímac por la Calle Cajamarca, continuando por la Av. Alcázar con un Ø 64", y en el cruce con la Av. Amancaes se reduce a Ø36", continuando por la Av. Morro de Arica, y Av. Túpac Amaru. En el cruce de la Av. Tarapacá con Av. Alcázar, se deriva la Tubería Matriz, que se deriva de la Matriz Atarjea-Comas, con Ø 36", que corresponde al uso conjuntivo del distrito de Comas y los distritos de Los Olivos y Callao.

En el cruce con la Av. Eduardo de Habich, se bifurcan dos ramales, uno de ellos que es el que abastece al área de influencia del estudio. Este último va a lo largo de la Av. Túpac Amaru, conformada por tuberías de Ø 44", 36", 32", 28" y 24" hasta culminar en la Cámara de Rebombeo CRP-2 que se ubica en la intersección con la Av. Los Incas.

En dicho recorrido existen derivaciones que abastecen a los reservorios de los esquemas de Villa El Ángel, El Ermitaño, Independencia, Tahuantinsuyo, en el distrito de Independencia y a los esquemas Clorinda Málaga, P.J. La Libertad, P.J. Santa Rosa y otros en el distrito de Comas.



La otra bifurcación de la Matriz Atarjea-Comas de Ø 36" abastece a los sectores de los Distritos de San Martín de Porres y Callao. Se cuenta con una unidad de almacenamiento, Reservoirio R5 de 50,000 m<sup>3</sup> de capacidad que abastece exclusivamente a la matriz señalada.

La Matriz Atarjea Comas - Comas termina en la Estación CR-115 interconectándose con la Matriz Chillón 1era Etapa.

Cabe recalcar, que el material de la matriz Atarjea-Comas es de hierro dúctil hasta la intersección de la Av. Túpac Amaru con Jr. Puno en el sector 339 de Comas y de ahí hasta la Estación CRP-02 es de Asbesto Cemento que pasa por la berma central, pero la línea en este último tramo se encuentra en malas condiciones (ver detalles técnicos en la Figura 52).

**b. Matriz Chillón – Comas:**

La red matriz primaria que distribuye el agua proveniente de la Planta Chillón es la denominada Matriz Chillón – Comas la cual abastece a los distritos de la zona Norte de Lima y está conformada por tuberías matrices con diámetros entre 40" y 14".

De la matriz Chillón Comas, la Matriz Chillón 1ra Etapa es la que completa el abastecimiento al área de influencia del proyecto:

- La Línea de conducción Matriz Chillón 1era Etapa abastece a los distritos de Carabaylo y parte de Comas (zona de Collique y Año Nuevo) y está conformada por tuberías de Ø 32", 28" y 24", que va a lo largo de la Av. Túpac Amaru, llegando hasta la Cámara de Rebombao CR-115, hasta su interconexión con la Matriz Atarjea-Comas mediante la Estación Reductora de Presión CRP2. La línea principal tiene diámetros intermedios entre Ø 32" y 24" con una longitud aproximada de 8.8 Km es de Fierro Fundido Dúctil con una capacidad para conducir un caudal de 1 m<sup>3</sup>/s.

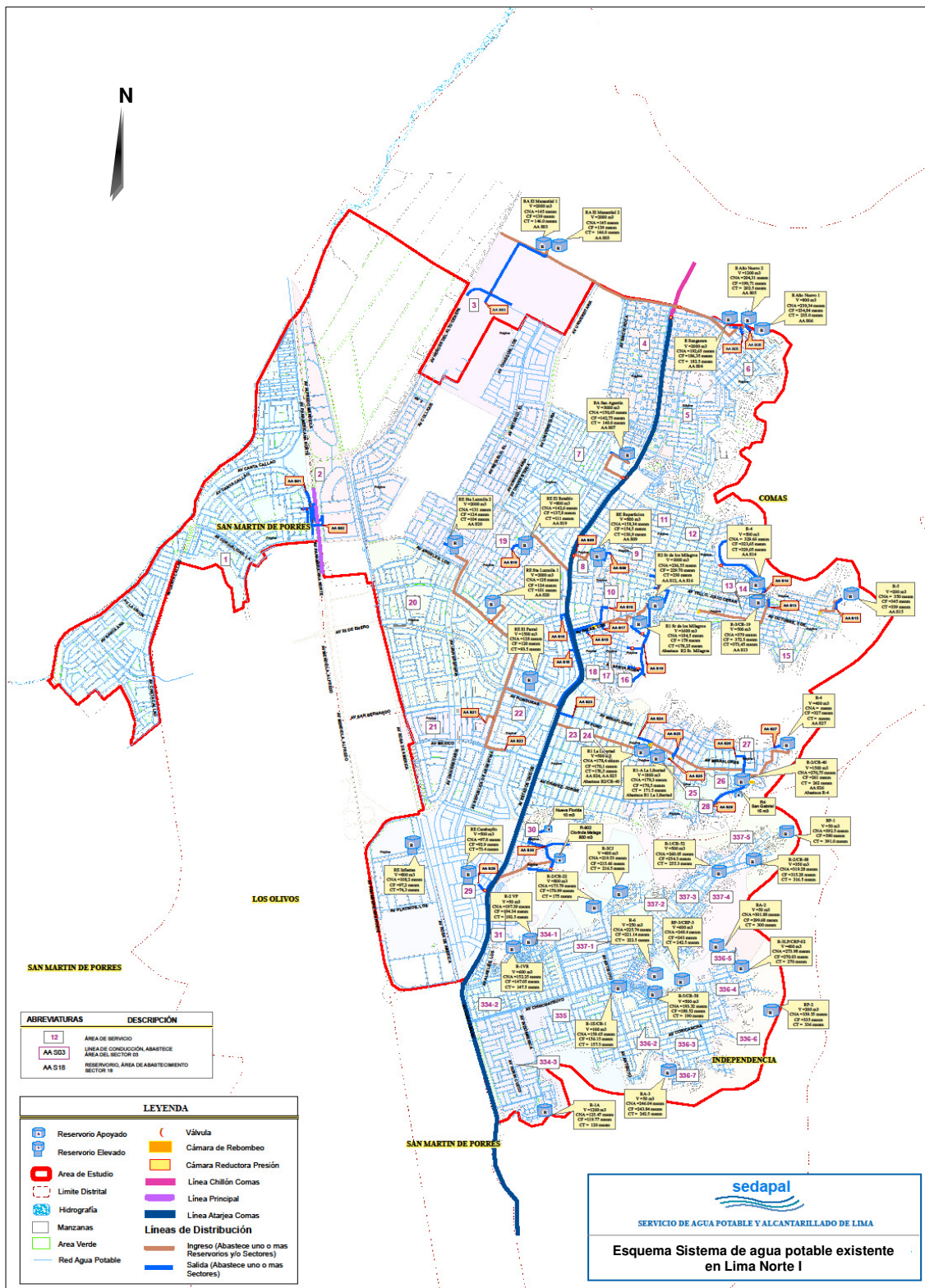


FIGURA 52. SISTEMA DE AGUA POTABLE EXISTENTE EN LIMA NORTE I.

Con la finalidad de reducir las presiones, la línea cuenta con 2 Cámaras Reductoras de Presión CRP1 y CRP2, el cual tiene 8 derivaciones principales de diámetros intermedios entre Ø 24" y 8". Actualmente 2 de ellas abastecen a los Reservorios principales (RE-1 y RE-4) que están automatizados (ver detalles técnicos en la Figura).

**c. Áreas de abastecimiento**

Actualmente en coordinación con la Gerencia de Servicios Norte se han identificado 31 áreas de abastecimiento de agua ubicados en los distritos de Comas, San Martín de Porres y Los Olivos, comprendidas en niveles topográficos que van desde la cota 430 msnm a la cota 65 msnm. A continuación se detallan las áreas de abastecimiento actual, las mismas se ilustran en el Plano Temático AP-02 del Anexo 1 en el Volumen I.

Cabe recalcar que las áreas comprendidas en las zonas de Tahuantinsuyo y Payet han sido sectorizadas como parte de las obras del denominado Lote 9B que están comprendidas en el área de atención del Préstamo PE-P30, por esta razón, en este estudio sólo se propone la rehabilitación de las redes de los sectores 334 al 337.

A continuación, se describen las 31 áreas de abastecimiento actual:

TABLA 38. AREAS DE ABASTECIMIENTO EN LIMA NORTE I

Área de Abastecimiento	Fuente de abastecimiento superficial	Fuente de abastecimiento subterránea	Funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua
N° 01: Sector 86	Planta La Atarjea (Estiaje) Planta Chillón (Avenida)	Pozos N° 705, 316, 791, 217, 382, 383 y 384	705, 316 y 217: paralizados por baja producción 791: Qb = 17 lps 382: en reserva 383: mala calidad agua (fuera de servicio)
N° 02 Urb. Pro Industrial –SMP El Álamo - Comas	Planta La Atarjea (Estiaje) Planta Chillón (Avenida)	Pozos N° 485, 312, 302	485 y 302: fuera de servicio por agotamiento y mala calidad. 312: En servicio.
N° 03 Esquema Sangarara Comas	Planta La Atarjea (Estiaje) Planta Chillón (Avenida)	Pozos N° 616, 619, 721, 725, 378, 385, 337, 430, 487, 336	616, 619, 721, 725: operativos bombeo directo a redes secundarias 378: agotado 385, 337, y 430: rehabilitados 487: operativo y bombea a red 336: fuera de servicio por agotamiento y calidad
N° 04 Esquema Sangarara 2 Comas	Planta Chillón	-----	Se abastece durante todo el año de la tubería primaria Chillón Comas a través de la derivación I-6. Continuidad de 24 horas.
N° 05 Esquema Año Nuevo Comas	Planta Chillón	-----	Se abastece durante todo el año de la derivación I-6. Continuidad de 6 horas.
N° 06 Esquema Año Nuevo 2 Comas	Planta Chillón	-----	Se abastece durante todo el año de la derivación I-6. Continuidad de 8 horas.
N° 07 Esquema San Agustín Comas	Planta La Atarjea (Estiaje) Planta Chillón (Avenida)	-----	Se abastece a partir de la CRP-02. El R-1 San Agustín V=3000 m3 alimenta a la red secundaria. Horario: 6:00 am a 5 pm. Redes secund. de Asbesto Cemento.
N° 08 Esquema San Agustín 2 Comas	Planta La Atarjea (Estiaje) Planta Chillón (Avenida)	-----	Se abastece a partir de la CRP-02. El R-1 San Agustín V=3000 m3 alimenta a la red secundaria. Horario: 6:00 am a 5 pm. Redes secundarias predomina material Asbesto Cemento.
N° 09 Esquema Repartición – La Pascana Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería de conducción. D=12" interconectada a la derivación de la Av. Túpac Amaru con Jr. Los Lirios Urb. Repartición La presión de servicio solo permite abastecer a esta zona.
N° 10 Esquema Sr. De los Milagros – El Carmen Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea Comas D=12". Desde CR-174 se abastece en forma directa a la red secundaria. Material de tuberías. AC. Horario: 5:00 a 9:00 horas
N° 11 Esquema Señor de los Milagros – El	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas. A partir de ahí se extiende una tubería de

Carmen Comas			14" que alimenta a CR-174, la cual bombea a los reservorios R-1 y R-2 Sr. De los Milagros. Horario de abastecimiento: 5:00 a 9:00 horas Material de redes secundarias : Asbesto Cemento
N° 12 Esquema Señor de los Milagros – El Carmen – Santa Rosa Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas. A partir de ahí se extiende una tubería de 14" que alimenta a CR-174, la cual bombea a los reservorios R-1 y R-2 Sr. De los Milagros. Horas de abastecimiento: 3 horas Material de redes secundarias: Asbesto Cemento
N° 13 El Carmen Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas. Horas de abastecimiento: 3 horas Material de redes secundarias: Asbesto Cemento
N° 14 Carmen Alto Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas. Del R-3 Señor de los Milagros con la CR-19 se bombea agua al R-4 que alimenta a la red sec. Horas de abastecimiento: 3 horas Material de redes secundarias: Asbesto Cemento
N° 15 Carmen Alto Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas. A partir de la red secundaria del área N° 14 se alimenta mediante una línea de 6" a la CR-125 que bombea al R-5 Carmen Alto. Horas de abastecimiento: 3 horas Material de redes secundarias: Asbesto Cemento
N° 16 Santa Rosa parte Alta Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas Abastecimiento a la red sec. A través del R-2 Material de redes secundaria: Asbesto Cemento
N° 17 Santa Rosa parte intermedia Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la tubería primaria Atarjea a partir de interconexión Av. Túpac Amaru con la Av. Los Incas Abastecimiento a la red sec. De 12:00 a 18:00 horas. Material de red secundaria: Asbesto Cemento
N° 18 Huaquillay – Santa Rosa	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de línea Atarjea Comas en la intersección Av. Honduras y Av. Túpac Amaru. Horario de abastecimiento: 6:00 a 15:00 horas Material de red secundaria: Asbesto Cemento
N° 19 Chacra Cerro – El Retablo Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con Jr. Los Lirios. Las redes sec. Se abastecen a partir del R-1. Retablo V=800 m3. Continuidad: 24 horas. Material de la red secundaria: Asbesto Cemento
N° 20 Santa Luzmila Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno

			Desde la interconexión se abastece al R-1 y R-2 de Santa Luzmila en Comas Horas de abastecimiento: 24 horas. Material de red secundaria: Asbesto Cemento.
N° 21 Fundo Comas Las Vegas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. Desde la interconexión se abastece al R-1 y R-2 de Santa Luzmila en Comas Horas de abastecimiento: 24 horas. Material de red secundaria: Asbesto Cemento.
N° 22 El Parral	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Honduras. Desde la interconexión se abastece al R-1 y R-2 de Santa Luzmila en Comas Horas de abastecimiento: 15 horas. Material de red secundaria: Asbesto Cemento.
N° 23 Pampa de Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. De esta interconexión. Se abastece a una válvula de 8" que deriva agua a la red secundaria. Horario de abastecimiento: 06:00 a 15:00 horas Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.
N° 24 Pampa de Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. A partir de la interconexión una línea de 16" alimenta el R-1 La Libertad de 500 m3 y R1 –A La Libertad de 1800 m3. Horario de abastecimiento: 23:00 a 06:00 horas Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.
N° 25 Pampa de Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. Red secundaria abastecida por tubería de impulsión a CR-39, al costado de R1-A de 1800 m3. Horario de abastecimiento: 05:00 a 11:00 horas Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.
N° 26 Pampa de Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. Red secundaria abastecida por tubería de impulsión a CR-39, al costado de R1-A de 1800 m3. Horario de abastecimiento: 06:00 a 09:00 horas Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.
N° 27 Pampa de Comas	Planta La Atarjea	-----	Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno. Red secundaria abastecida por el R-3 La Libertad, que se alimenta de la CR-40. Ubicada al costado del

			<p>R-2 La Libertad de 1800 m3.  Horas de abastecimiento: 3 horas  Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.</p>
N° 28 Carmen Alto e Incahuasi - Comas	Planta La Atarjea	-----	<p>Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Av. Puno.  Desde la interconexión se alimenta a los R-1 Carabayllo de 500 m3 y R-1 industrial Infantas de 500m3. De estos reservorios se abastece a la red secundaria de A.P.  Horas de abastecimiento: 24 horas  Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.</p>
N° 29 Carabayllo	Planta La Atarjea	-----	<p>Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Calle 21.  Red secundaria abastecida por línea de impulsión de bombeo directo a la red desde CR-40, ubicada al costado del R-2 La Libertad de 1800 m3. Otra parte de la red es abastecida por el R-1 San Gabriel  Horario de abastecimiento: 06:00 a 09:00 horas  Material de red secundaria: predomina Asbesto Cemento.</p>
N° 30 Nueva Florida - Comas	Planta La Atarjea	-----	<p>Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Calle 21.  Desde la red secundaria del PJ Clorinda Málaga se alimenta a CR-84 de 20 m3 y esta alimenta al R-1 Nueva Florida de 20 m3, y este último abastece a la red secundaria.  Horario de abastecimiento: 07:00 a 15:00 horas  Material de red secundaria: predomina PVC</p>
N° 31 Corinda Málaga - Comas	Planta La Atarjea	-----	<p>Se abastece a partir de la interconexión en la línea primaria Atarjea Comas ubicada en la Av. Túpac Amaru con la Calle 21.  Desde la interconexión se alimenta al R-1 Clorinda Málaga de 800 m3. De este reservorio se abastece a la red secundaria  Horas de abastecimiento: 24 horas  Material de red secundaria: predomina AC</p>

#### **4.2.7 Sistema de Almacenamiento**

##### **4.2.7.1 Sistema de Almacenamiento en Lima Norte I**

En cuanto al sistema de almacenamiento en el área de influencia del proyecto se tienen 37 reservorios, muchos de los cuales tienen problemas operativos y requieren ser rehabilitados, cambiar las cámaras de bombeo y construir los cercos perimétricos.

En cuanto a capacidad, algunos de los reservorios superan la capacidad de regulación requerida en la actualidad, lo que ocurre en las partes altas de abastecimiento y otros tienen déficit de regulación en el caso las partes bajas de abastecimiento.

En la Tabla 39 se aprecian los reservorios existentes y su respectivo volumen de almacenamiento. Los detalles técnicos se muestran en la Figura: Sistema de agua potable existente en Lima Norte I.



TABLA 39. RESERVIORIOS EN EL ÁREA DE INFLUENCIA DE LIMA NORTE I

Nº	Nombre del Reservoirio	Volumen (m <sup>3</sup> )	Cota de fondo (m.s.n.m)	Sector o Área de abastecimiento
1	RE-Infantas	800	97.20	Sector 338C1
2	RE-Carabaylo	500	92.90	Sector 338C2
3	RE-El Parral	1500	120.00	Sector 338B
4	RE-1-Santa Luzmila 1	2000	124.00	Sector 338 <sup>a</sup>
5	RE-El Retablo	800		
6	RE-Santa Luzmila 2	2000	124.00	Sector 340-2
7	RE-Repartición	800	154.50	Sector 340-3
8	RA-El Manantial	2000	139.00	Sector 341
9	RE-San Agustín	3000	142.75	Sector 342
10	R1-Sr. De Los Milagros.	1600	183.28	Sector 343 <sup>a</sup>
11	R2-Sr. De Los Milagros	1000	233.36	Sector 343B
12	R3-Sr. De Los Milagros incluye CR-19	500	278.37	Sector 343C1
13	R4-Sr. De Los Milagros	500	323.65	Sector 343C2
14	R5-Sr. De Los Milagros	200	345.00	Sector 343C3
15	R1-La Libertad y R1A-La Libertad incluye CR-39	1800 y 1500		Sector 339A
16	R2-La Libertad incluye CR-40	1500	270.00	Sector 339B1
17	R3-La Libertad	400	327.00	Sector 338B2
18	R1VR	600	147.05	Sector 334-2
19	R-2VP	50	194.39	Sector 334-1
20	R-2/CR-22	800	170.99	Sector 337-1
21	R-3CJ	400	215.66	Sector 337-2
22	R-1/CR-52	500	254.30	Sector 337-3
23	R-2/CR-88	350	315.28	Sector 337-4
24	RP-1	50	390.00	Sector 337-5
25	R-1E/CR-1	1000	156.15	Sector 335
26	R-6	250	221.14	Sector 336-1
27	R-3/CRP-3	600	243.00	Sector 336-3
28	RA-2	50	299.68	Sector 336-5
29	R-3LP/CRP-02	400	270.03	Sector 336-4
30	R-5/CR-58	500	188.52	Sector 336-2
31	RP-2	200	335.00	Sector 336-6
32	RA-3	50	243.84	Sector 336-7
33	R-1A	1200	119.77	Sector 334-3
34	RA Clorinda Málaga R – 902	10		
35	RA R4 San Gabriel	800		
36	RA Nueva Florida	15		
37	RE La Vegas	1000		

#### 4.2.8 Red de distribución secundaria de agua potable

##### 4.2.8.1 Material, diámetro y antigüedad de las tuberías en Lima Norte I

###### a. Longitud de redes de agua potable y tipo de material

La red de distribución secundaria en el área de influencia del proyecto tiene una longitud de 566 264 metros lineales, compuesta por tuberías de materiales de Asbesto Cemento, Acero, Concreto Reforzado, F° F°, Hierro Dúctil y PVC. El material predominante en las redes es el Asbesto Cemento que representa el 88.8 % seguido por redes de PVC en un 10.20% y 0.98% los demás tipos de redes, lo que se presenta en la Tabla 40 y los detalles en la figura 53.

TABLA 40. LONGITUD DE LAS REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR TIPO DE MATERIAL EN LIMA NORTE I

Sector	Tipo de Material						Total General (m)
	AC	ACER	CR	F°F°	HD	PVC	
334	26,155.52		1,690.89			6,415.06	34,261.47
335	17,018.13		210.18		372.62	57.50	17,658.42
336	25,351.26			3.72		5,952.84	31,307.83
337	17,304.40			5.50	603.68	6,741.14	24,654.73
338 A	29,357.89					1,380.90	30,738.79
338 B	18,935.37					80.36	19,015.73
338 C	19,488.34					1,740.45	21,228.79
339 A	33,821.28		392.58			3,235.80	37,449.66
339 B	25,120.71				1,006.68	1,584.96	27,712.35
340	61,534.65					131.09	61,665.74
341 A	14,865.61					5,193.49	20,059.10
341 B	1,253.62					67.43	1,321.05
342	38,852.34				121.35	140.98	39,114.68
343 A	23,597.33					86.32	23,683.65
343 B	19,508.43				154.75	972.12	20,635.29
343 C	19,922.07	172.80		218.96	319.71	5,674.06	26,307.60
344 A	62,945.19			207.44		6,613.67	69,766.30
344 B				27.79			27.79
86	47,951.32					11,703.88	59,655.20
Total	502,983.46	172.80	2,293.64	463.42	2,578.78	57,772.06	566,264.17
%	<b>88.8%</b>	<b>0.0%</b>	<b>0.4%</b>	<b>0.1%</b>	<b>0.5%</b>	<b>10.2%</b>	<b>100%</b>

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2011

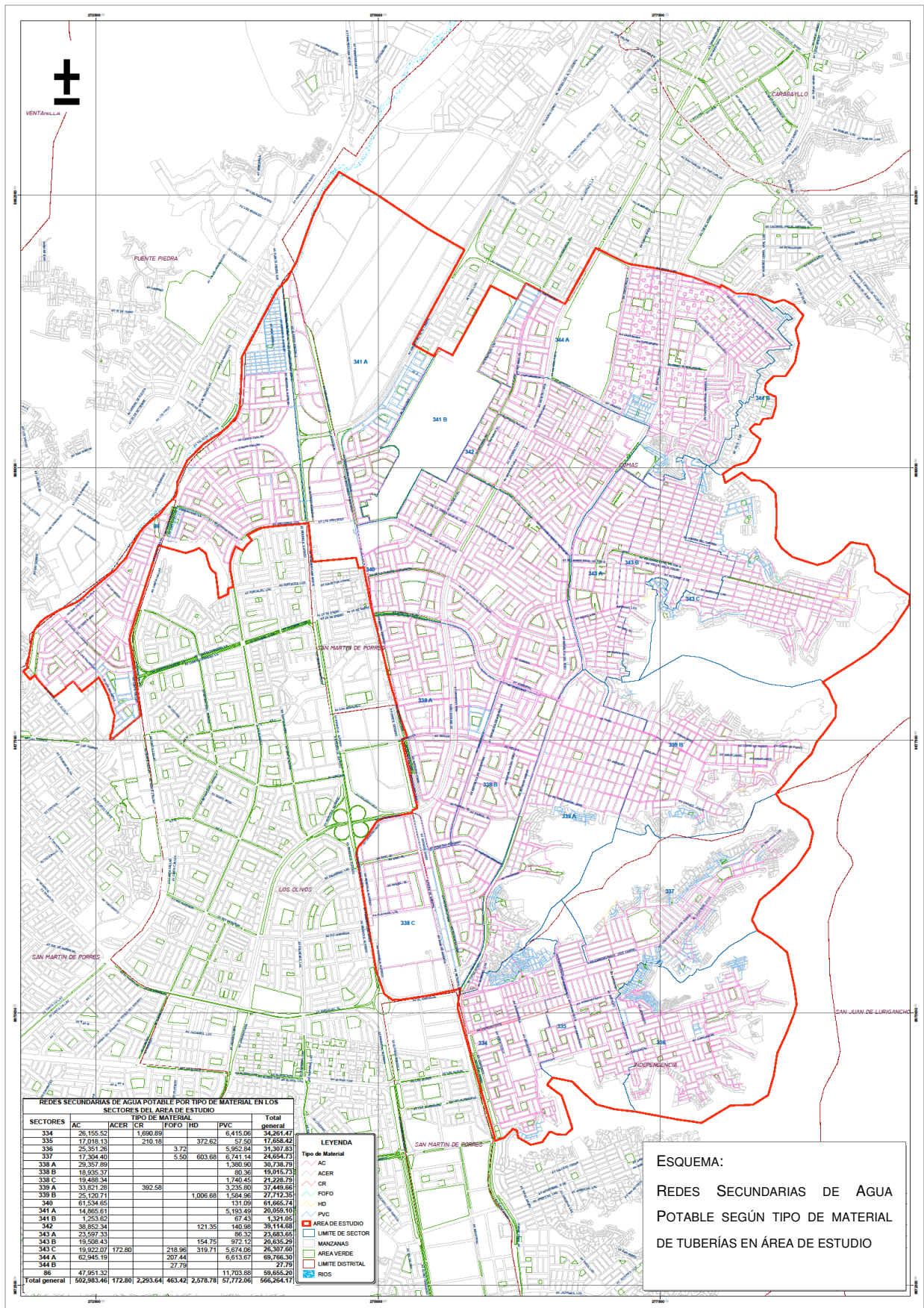


FIGURA 53. REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR TIPO DE MATERIAL

Siendo el Asbesto Cemento el material predominante, en la Tabla 41 se presentan los diámetros de las tuberías existentes de este material.

TABLA 41. LONGITUD DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE DE ASBESTO CEMENTO POR DIÁMETRO EN LIMA NORTE I

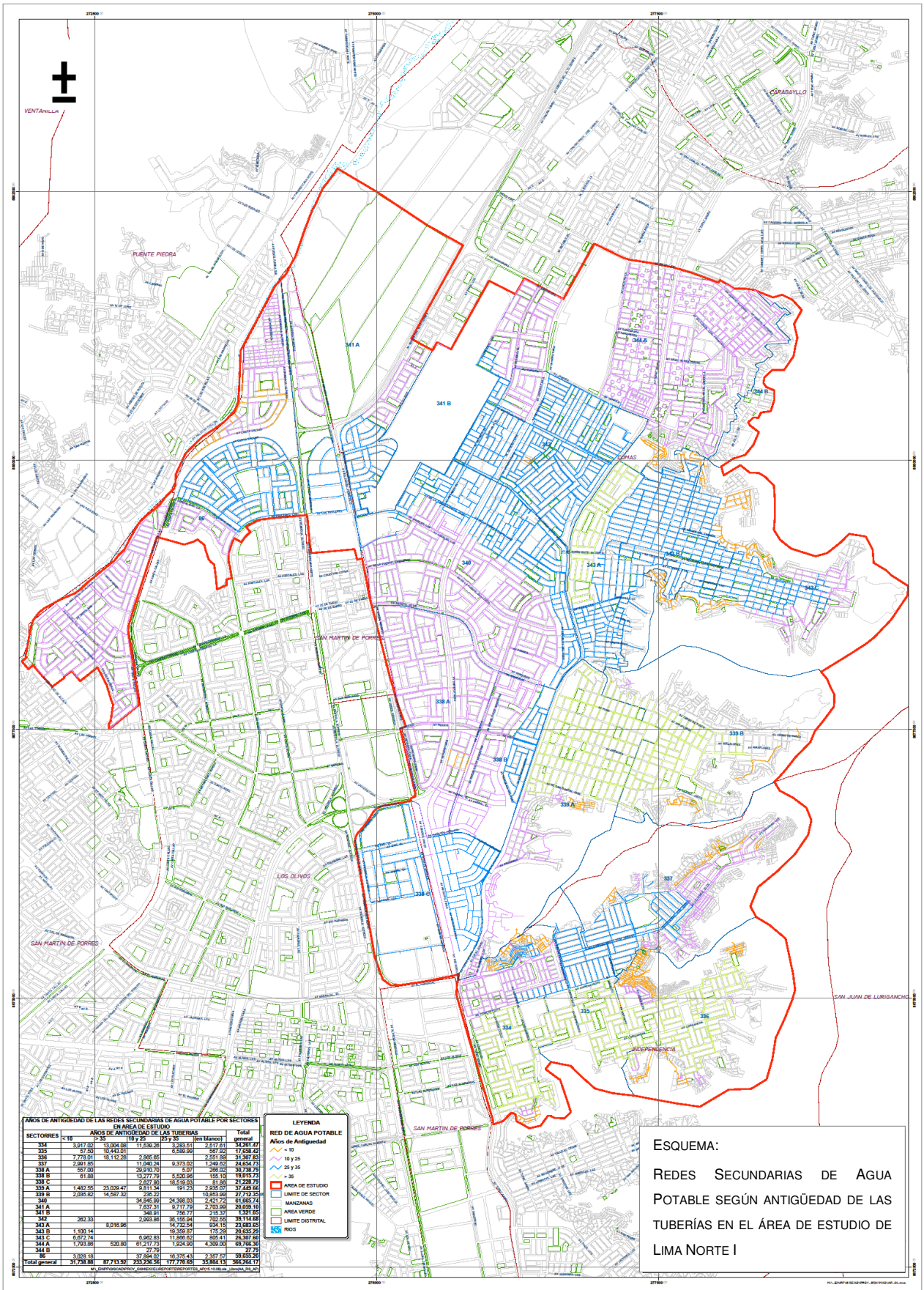
Sector	Longitud de Redes (miles metros) Asbesto Cemento según diámetro							
	100 mm	150mm	200 mm	250 mm	300 mm	50 mm	75 mm	Total
334	14.08	2.63	3.32	0.39	0.00	0.08	5.65	26.16
335	9.34	2.46	0.34	1.09	0.00	0.00	3.80	17.02
336	7.44	3.45	1.44	0.01	0.00	0.99	12.03	25.35
337	11.47	2.14	1.54	0.46	0.00	0.22	1.48	17.30
338 A	20.31	4.52	2.82	1.71	0.00	0.00	0.00	29.36
338 B	12.11	6.06	0.76	0.00	0.00	0.00	0.00	18.94
338 C	8.21	5.65	5.01	0.60	0.01	0.00	0.00	19.49
339 A	16.81	4.60	3.15	0.35	0.09	0.11	8.71	33.82
339 B	10.18	3.59	1.72	0.00	0.01	0.54	9.07	25.12
340	39.87	10.63	5.62	4.20	1.22	0.00	0.00	61.53
341 A	4.81	6.37	1.76	1.92	0.00	0.00	0.00	14.87
341 B	0.68	0.45	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	1.25
342	27.27	5.38	4.19	1.10	0.88	0.00	0.03	38.85
343 A	12.46	4.21	1.94	0.02	0.84	0.05	4.08	23.60
343 B	11.64	1.18	2.01	0.07	0.88	0.08	3.66	19.51
343 C	12.59	3.62	0.00	0.00	0.08	0.01	3.62	19.92
344 A	38.94	6.51	4.09	2.54	1.48	5.34	4.05	62.95
86	32.91	9.50	2.39	1.83	1.24	0.00	0.09	47.95
<b>Total</b>	<b>291.12</b>	<b>82.94</b>	<b>42.21</b>	<b>16.27</b>	<b>6.75</b>	<b>7.42</b>	<b>56.27</b>	<b>502.98</b>

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2011

#### b. Longitud de Redes de Agua Potable y Antigüedad

En cuanto a la antigüedad de las tuberías, se han clasificado en base a los siguientes rangos: <10 años, <10-25>, <25-35> y >35 años, precisando que las tuberías con una antigüedad de 10 a 25 años y con más de 25 años significan el 41.2 % y 46.9 % del total de las redes respectivamente.

En la se muestra la longitud de las redes y su antigüedad, información que se complementa con el Plano Temático AP-04 del Anexo I: Planos.



ESQUEMA:  
REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN ANTIGÜEDAD DE LAS TUBERÍAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO DE LIMA NORTE I

FIGURA 54. REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR ANTIGÜEDAD

TABLA 43. LONGITUD DE LAS REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE DE ASBESTO CEMENTO CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS EN LIMA NORTE I

Sectores	Antigüedad de 10 a 25 años		
	Asbesto Cemento (m)	Total según Sectores (m)	Porcentaje
334	11,464.93	11,539.26	99.36%
336	2,865.65	2,865.65	100.00%
337	7,104.55	11,040.24	64.35%
338 A	28,552.66	29,910.70	95.46%
338 B	13,227.01	13,277.79	99.62%
338 C	887.45	2,627.90	33.77%
339 A	8,259.22	9,811.34	84.18%
339 B	0	235.22	0.00%
340	34,777.55	34,845.99	99.80%
341 A	3,734.25	7,637.31	48.89%
341 B	281.48	348.91	80.67%
342	2,993.86	2,993.86	100.00%
343 B	0	27.79	0.00%
343 C	6,679.20	6,962.83	95.93%
344 A	56,451.53	61,217.73	92.21%
86	28,208.61	37,894.02	74.44%
<b>Total</b>	<b>205,487.96</b>	<b>233,236.56</b>	<b>88.10%</b>

Fuente: Catastro Técnico – junio 2011

En relación a las redes secundarias de agua potable según la entidad ejecutora de las obras, se observa que aproximadamente un 99.9 % del total, han sido instaladas por terceros y en la mayoría de los casos sin ningún control de calidad.

En la TABLA 44 se muestra información indicada, la que se complementa con la información de la Figura 56.

TABLA 44. LONGITUDES DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN ENTIDAD EJECUTORA DE OBRAS EN LIMA NORTE I

Sectores	Redes Secundarias por Entidad Ejecutora de Obras (m)		
	SEDAPAL (Proredes)	Terceros	Total
334	720.15	33,541.32	34,261.47
335		17,658.42	17,658.42
336		31,307.83	31,307.83
337		24,654.73	24,654.73
338 A		30,738.79	30,738.79
338 B		19,015.73	19,015.73
338 C		21,228.79	21,228.79
339 A		37,449.66	37,449.66
339 B		27,712.35	27,712.35
340		61,665.74	61,665.74
341 A		20,059.10	20,059.10
341 B		1,321.05	1,321.05
342		39,114.68	39,114.68
343 A		23,683.65	23,683.65
343 B		20,635.29	20,635.29
343 C		26,307.60	26,307.60
344 A		69,766.30	69,766.30
344 B		27.79	27.79
86		59,655.20	59,655.20
<b>Total</b>	<b>720.15</b>	<b>565,544.03</b>	<b>566,264.18</b>
<b>Porcentaje</b>	<b>0.01%</b>	<b>99.9%</b>	<b>100%</b>

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2011

TABLA 45. RESUMEN DE LONGITUD DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR ANTIGÜEDAD Y MATERIAL

MATERIAL	LONGITUD DE TUBERÍAS POR EDADES (m)				TOTAL
	< 10 años	10-25 años	> 25 años	Sin dato <sup>1</sup>	
AC	0.00	205,487.96	262,324.13	35,167.91	502,983.46
PVC	31,738.88	26,033.18	0.00	0.00	57,772.06
OTROS <sup>2</sup>	0.00	1,715.42	3,160.48	636.22	5,512.12
<b>TOTAL</b>	<b>31,738.88</b>	<b>233,236.56</b>	<b>265,484.61</b>	<b>35,804.13</b>	<b>566,264.18</b>

1. Tuberías muy antiguas sin expedientes de recepción.

2. Incluye tuberías de Acero, Concreto Reforzado y Hierro Dúctil.

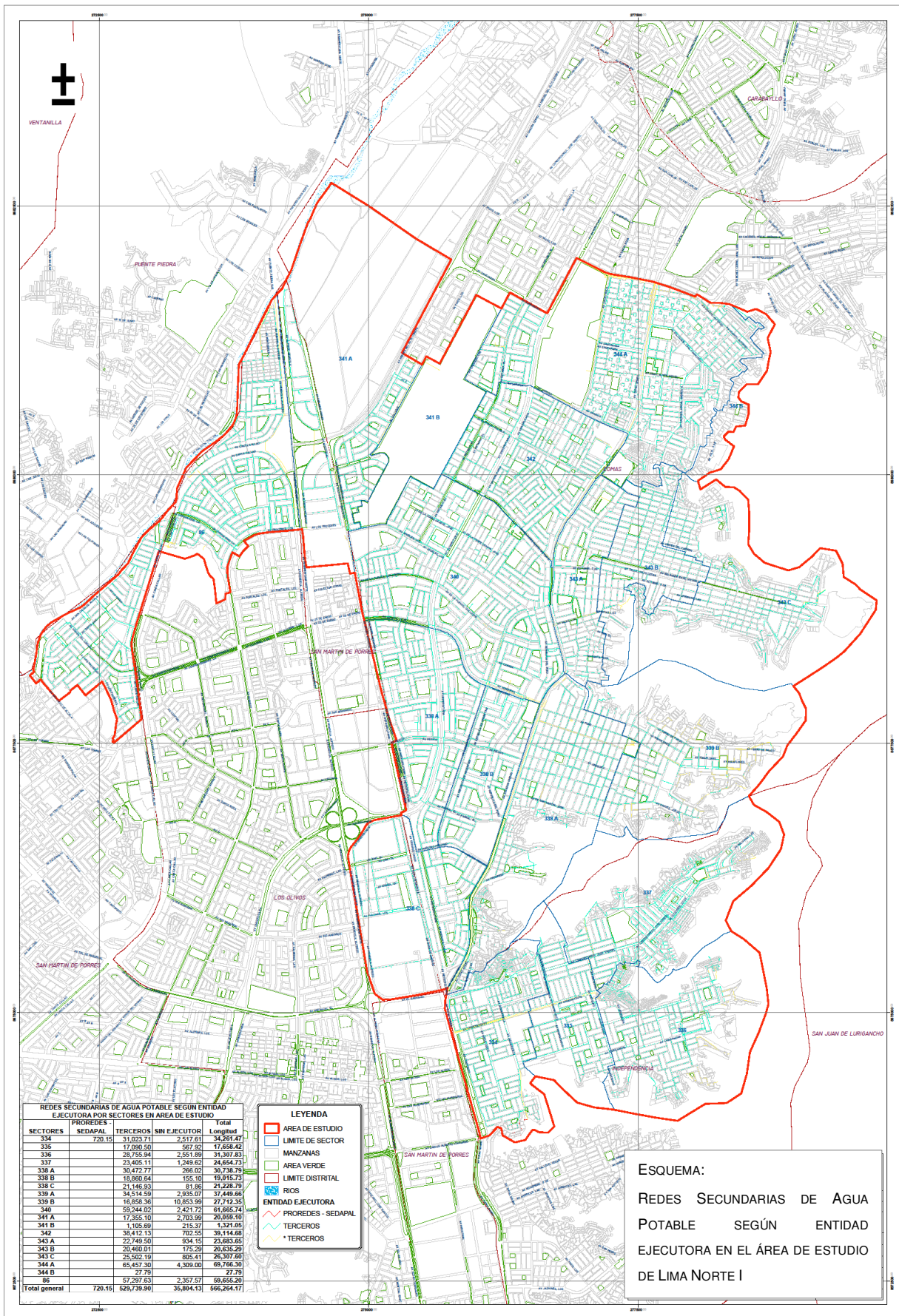


FIGURA 55. REDES SECUNDARIAS DE A.P. POR ENTIDAD EJECUTORA



### **c. Problemas comunes en las Redes Secundarias de Agua Potable**

Las redes secundarias en el área de estudio de Lima Norte I presentan frecuentes incidencias de roturas y fugas generando elevados costos por mantenimiento correctivo a la empresa.

Asimismo, teniendo en cuenta que en el área de estudio las tuberías con una antigüedad de 10 a 25 años y con más de 25 años significan el 41.2% y 46.9 % del total de las redes, respectivamente, así como que el material predominantemente es asbesto cemento, se genera un elevado riesgo para la salud del personal que trabaja en labores de mantenimiento correctivo por exposición a dicho material que se considera “cancerígeno”.

Del mismo modo, la gran cantidad de incidencias genera también que el material cancerígeno “asbesto” ingrese al suministro de agua potable una vez solucionada la rotura o fuga por labores propias de cortado y limado de las tuberías (chaflán). En este sentido, muchos estudios de investigación recientes con pruebas de laboratorio han determinado que este material no sólo produce cáncer por inhalación sino por ingesta. Según Kjærheim, K. & col. (2004), los resultados de su estudio confirman la hipótesis de una asociación entre amianto ingerido y el riesgo de cáncer gastrointestinal, y cáncer de estómago en particular. Asimismo otro estudio de investigación desarrollado por Hasanoglu, A. & col. (2007), estudiaron los efectos de la ingesta vía oral de amianto en la mucosa gástrica de 60 ratas albinas Wistar, las que fueron separadas en tres grupos. Grupo A (n:24) había tomado 1.5 gr/l de amianto crisotilo, con el agua. Grupo B (n:24) había tomado 3 gr/l de asbesto con agua y Grupo C (n:12) como grupo de control habían tomado sólo agua. Los resultados demostraron que las fibras de asbesto por vía oral realizaron algunos cambios en la mucosa gástrica de las ratas que pueden llevar a tumores malignos. Cabe señalar que las publicaciones que deslindan responsabilidad del asbesto en casos de cáncer por ingesta son

obsoletas y se basan en antecedentes de los años 80 cuando no se conocían los avances actuales en biotecnología del ADN.

Otro problema importante que se produce en las redes secundarias de agua potable es la intrusión patógena producto de la cavitación. En la figura 58, se muestran los horarios de abastecimiento en donde se aprecia que en las partes altas llegan a tener hasta 2 horas de suministro al día con la consecuencia de producir cavitación al cortarse el suministro, pues a través de los orificios que ocasionan las fugas ingresan patógenos que se encuentran en el terreno, como pueden ser casos graves los generados por las aguas residuales provenientes por las filtraciones del alcantarillado.

Así López, P. y col. (2007) realizaron un estudio de modelación del impacto del fenómeno de la intrusión patógena sobre la calidad del agua de distribución. En el estudio se identificaron tres casos principales en los cuales se puede relacionar la presencia bacteriológica: i) fallos puntuales en el proceso de cloración, ii) deficiencias en los muestreos, iii) la intrusión patógena. En países en desarrollo, donde se tiene baja calidad del suministro y se producen interrupciones, tandeos, averías reparadas en largos períodos de tiempo, presencia de cisternas con aguas no tratadas o tomas y puntos de unión en las redes de manera clandestina, el problema de intrusión patógena se produce con mayor intensidad.

Mediante la modelación experimental del proceso de intrusión de un contaminante en una conducción de agua, en las condiciones establecidas de presión y caudal, se obtuvo un 6% de la concentración contaminante conservativo al final del prototipo. Con la modelación computacional pudo corroborarse que la mezcla entre el caudal principal y el de intrusión se llevó a cabo en su totalidad hacia el final del prototipo, lo anterior basado en las configuraciones de la concentración de intrusión.

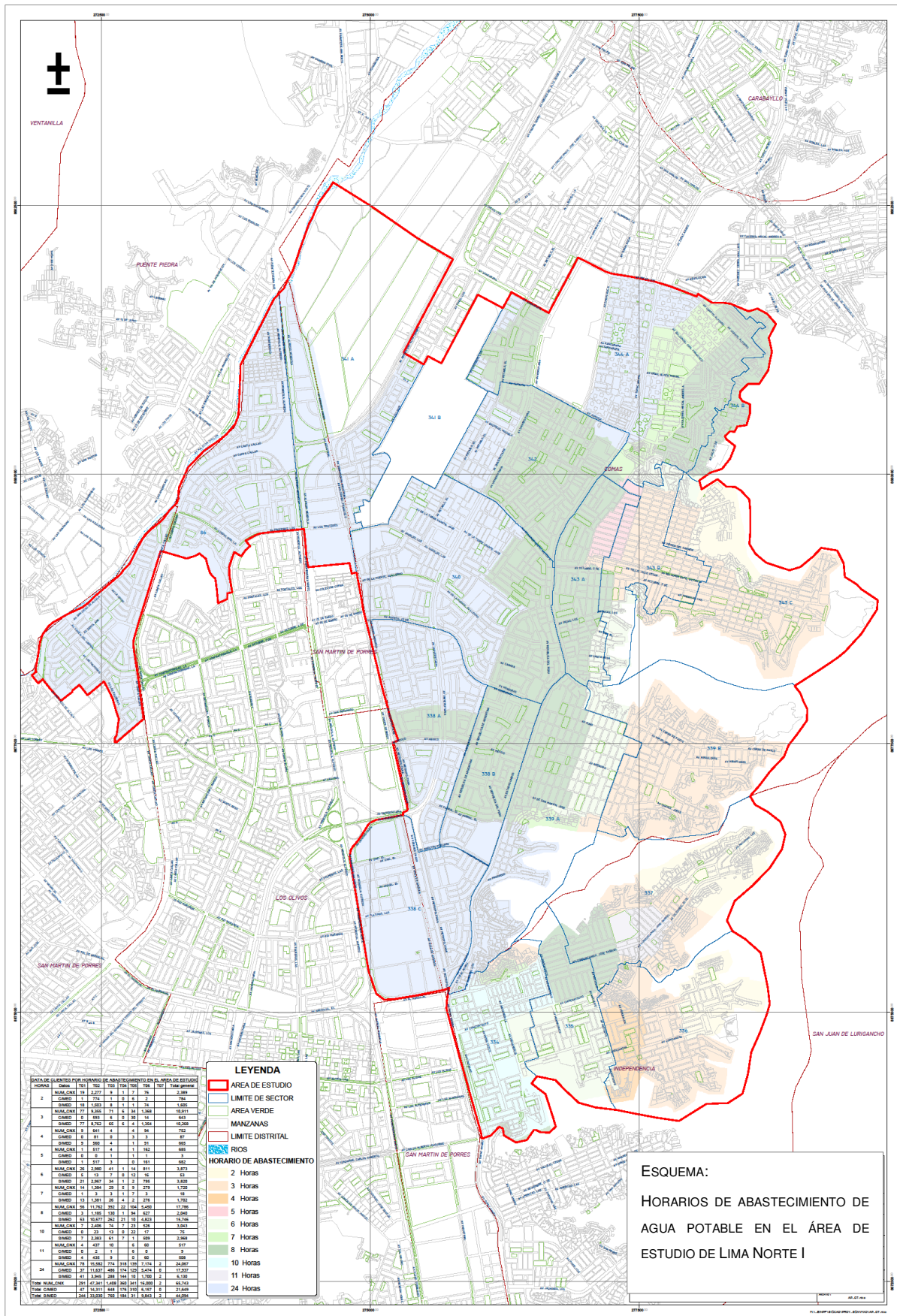


FIGURA 56. HORARIOS DE ABASTECIMIENTO EN AREA DE ESTUDIO

#### **d. Causas de los problemas generados en las Redes Secundarias de Agua Potable**

Las causas que han originado el deterioro o mal funcionamiento de las redes secundarias de agua potable se resumen a continuación y se muestran algunas fotografías correspondientes al área de influencia de Lina Norte I:

1. Obstrucción parcial o total (sarro) que impide el paso del agua que se distribuye, debido a la precipitación de carbonatos producto de la explotación de las aguas subterráneas, a través de pozos, los cuales en la actualidad se encuentran paralizados (con excepción del P-312).



FIGURA 57. TUBERÍA DE AGUA POTABLE DE MATERIAL ASBESTO CEMENTO CON INCRUSTACIONES DE CARBONATOS (CALICHE)

2. Fatiga del material de la tubería lo que ha reducido su vida útil, lo que a la vez es motivado por:

:

- Por trabajar permanentemente bajo un régimen de presión cercano a su límite de fabricación.
- Por trabajar bajo un régimen de abastecimiento restringido o cortes diarios de servicio que somete a la tubería a un esfuerzo de presión negativa, subpresión o succión no previsto por el fabricante. A este problema se suma como fuerza el peso del material de relleno que

resiste la tubería y las eventuales cargas vivas a las que se encuentra sometida (paso de vehículos ligeros pesados).

- Por estar sometida diariamente a pequeños o medianos golpes de ariete por cierre de válvulas en zonas de abastecimiento restringido (menos de 24 horas diarias).

3. Cercanía de su vida útil nominal o vida útil sobrepasada.
4. Gran cantidad de fallas en un año por km de red en condiciones normales de operación.
5. Redes con abrazaderas de conexiones sulfatadas y/o con llaves Corporations que no soportan más de 20 m.c.a. de presión por defecto de fabricación y que limitan el incremento de presión.
6. Tuberías de PVC con pegamento (que no es soldadura) que por tener diferente coeficiente de elasticidad el pegamento se desprende fácilmente del tubo cuando se produce un sismo leve originando fuga visible o no visible.
7. El resecamiento externo de los anillos de jebe de los tubos de asbesto cemento que produce con el tiempo debilitamiento de los mismos, siendo la causa de fugas en las uniones entre tuberías, tal como se muestra en la Figura 58.



FIGURA 58. FUGA EN UNIÓN DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE AC D=4" POR RESECAMIENTO DEL ANILLO DE JEBE

8. Las obras ejecutadas por terceros (casi el 100%) incluyendo municipalidades que no han cumplido las especificaciones técnicas de SEDAPAL como pueden ser: i) adecuada cama de arena, ii) adecuada compactación al 100 % de humedad relativa del Proctor estándar modificado para la base del pavimento y un mínimo de 95 % para la sub base, así como iii) el enterramiento mínimo de 1 m sobre la clave del tubo, generan frecuentes roturas de tuberías por paso de vehículos pesados con el consiguiente perjuicio por inundación y daños a las viviendas adyacentes al punto del siniestro. Cabe precisar que estas obras fueron recepcionadas por SEDAPAL por encontrarse en su área de administración, sin embargo, la transferencia se producía cuando la unidad que ejecutó las obras no contaba con capacidad para operar el sistema o se presentaban frecuentes problemas operativos en el sistema.



FIGURA 59. COLAPSO DE TUBERÍA DE AGUA POTABLE AC D=6" EN ZONA EJECUTADA POR TERCEROS

9. Tuberías ubicadas en zonas de uso conjuntivo que frecuentemente (o por lo menos 2 veces al año) soportan cambios notables de la presión de servicio al remplazarse parcial o totalmente fuente planta por fuente pozo o viceversa.
  
10. Existencia de conexiones clandestinas que "normalmente" se instalan sin conocimiento técnico y dañan la estructura de la tubería creando múltiples puntos débiles en la red que se constituyen en potenciales puntos de fugas, roturas y siniestros de impredecibles consecuencias; más aún, cuando estas conexiones clandestinas se efectúan a tuberías de diámetros mayores a 8 ó 10 pulgadas. Algunas veces las fugas no se hacen visibles por la alta permeabilidad del terreno, pero que por saturación con el tiempo y/o lavado de finos del subsuelo, este va permitiendo la formación de bóvedas que con el paso de algún vehículo originan un colapso por i) hundimiento, ii) rotura de tubería y iii) afectación de una considerable extensión de pavimento o superficie de rodadura.



FIGURA 60. CONEXIÓN CLANDESTINA DETECTADA EN LIMA NORTE I

11. Agrietamiento de tuberías de asbesto cemento por sismos debido a que son rígidas por fabricación, se encuentran parcial o totalmente cristalizadas con lo cual su resistencia a la presión de trabajo es la mitad o menos que al momento de su instalación, originando generalmente fugas no visibles de difícil detección y una apreciable pérdida de agua potable que se infiltra al subsuelo y no es utilizada por los clientes, lo que es más notable en época de escasez por estiaje de los Ríos Rímac y Chillón (periodo de mayo a noviembre).



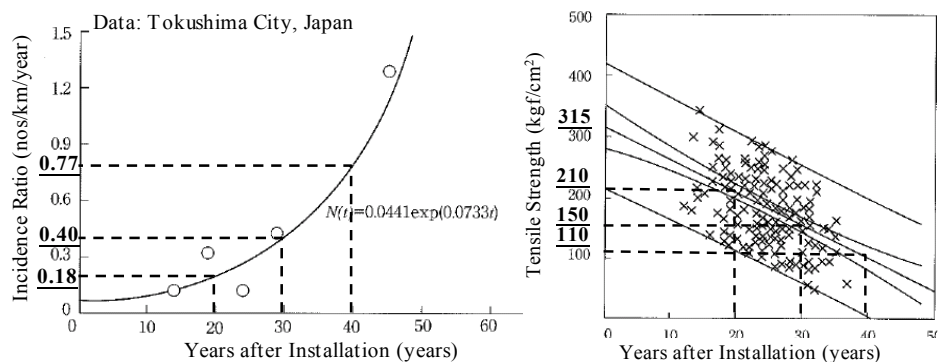
FIGURA 61. AGRIETAMIENTO Y COLAPSO DE TUBERÍA DE AC



12. Tuberías ubicadas en zonas en donde por necesidad del servicio y/o emergencia, los pozos situados en dichas zonas bombean directamente a la red para reforzar el abastecimiento y donde no existe reservorio al cual pueda bombear el pozo para establecer un régimen constante. El caudal y presión de trabajo generados por el pozo varían en estos casos en función de la demanda del consumo. Los pozos a veces se paralizan cuando la presión sube demasiado para evitar romper los tubos. Esta práctica se aplica por emergencia en época de estiaje extremo que ocurre generalmente los meses de septiembre y octubre de cada año. Las redes sometidas a esfuerzos y cambios bruscos de presión de trabajo como los señalados, son las que reportan más fallas de acuerdo a nuestras estadísticas.

#### **e. Diagnóstico de las tuberías de Asbesto Cemento**

1. En Lima Norte I, el 88.82% (502.98 km) de las tuberías son de Asbesto Cemento.
2. Del 100% de tuberías AC, el 40.85% (205.49 km) fueron instalados entre 10 y 25 años, 52.15% (262.32 km) fueron instalados hace más de 25 años.
3. Del total de tuberías mayores a 25 años (265.48 km), el 98.80% están conformadas por tuberías de Asbesto Cemento.
4. El Asbesto Cemento es un tipo de cemento reforzado con asbestos. De acuerdo a los Lineamientos de Rehabilitación (Japan Waterworks Association, 2005), la fuerza o resistencia del asbesto cemento se va deteriorando con el tiempo. Tal como se muestra líneas abajo, la resistencia a la tracción del asbesto cemento se deteriora en un 30% en 20 años y en un 50% en 30 años. Asimismo, el índice de incidencias en estas tuberías tiende a incrementarse, especialmente 25 años después de su instalación.



Índice de incidencias Resistencia de la tubería

FIGURA 62. INCREMENTO DE INCIDENCIAS Y DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA EN TUBERÍAS DE AC (JAPAN WATERWORKS ASSOCIATION)

5. Adicionalmente a la Resistencia del material, la impermeabilidad en las uniones también se deteriora debido a la estructura rígida y a la degradación del anillo de jebe, lo que se corrobora con el registro de incidencias.

**f. Diagnóstico de las tuberías de PVC**

El diagnóstico de las tuberías de PVC se puede resumir como sigue:

1. El 55% de las tuberías de PVC son menores de 10 años, el resto se encuentran entre 10 a 25 años.
2. Existen dos tipos de tuberías de PVC en el área de estudio, las tuberías ITINTEC (producto que cumple con los antiguos estándares del Perú), y las tuberías ISO (producto que cumple con los estándares ISO: NTP-ISO-4422).
3. Las tuberías "ITINTEC" que son aproximadamente el 45% (26.03 km) del total de tuberías de PVC, presentan problemas de calidad, especialmente en los empalmes con pegamento, la campana, los accesorios soldados y la estructura rígida de las uniones, lo cual ocasiona fugas de agua. Por lo tanto, las normas vigentes de SEDAPAL establecen que las tuberías a instalarse deben ser

manufacturadas en cumplimiento de la Norma NTP-ISO-4422. Adicionalmente, SEDAPAL ha establecido que las uniones o empalmes deben ser flexibles.

4. Las tuberías "ITINTEC" fueron utilizadas usualmente en trabajos ejecutados por terceros. Las tuberías "ISO" son fabricadas de acuerdo a la Norma NTP-ISO 4422. Estas tuberías no presentan problemas de montaje o incidencias serias en las áreas supervisadas o construidas por SEDAPAL.



FIGURA 63. TUBERÍA DE PVC "ITINTEC": TUBERÍA PVC CON PEGAMENTO CON UNA ESTRUCTURA RÍGIDA

#### **g. Diagnóstico de las tuberías de Acero y F<sup>o</sup>F<sup>o</sup>**

El diagnóstico de las tuberías de Acero y F<sup>o</sup>F<sup>o</sup> se pueden resumir como sigue:

1. Las tuberías de Acero y FOFO de mala calidad están localizadas en las redes secundarias de los sectores 336, 337, 343C, 343A, 344B.
2. Es mejor sustituir las tuberías, de mala calidad, de este tipo de materiales debido a que son susceptibles a la oxidación.

#### 4.2.8.2 Instalación de tuberías

En muchas zonas, las tuberías han sido instaladas inadecuadamente por terceros (municipalidades, asociaciones de viviendas, ONGs y población locales). Dichas construcciones presentan los siguientes problemas:

1. Existen algunas tuberías que no satisfacen los requerimientos técnicos de: cama de apoyo, relleno, compactación y altura mínima de recubrimiento sobre la tubería. Tales tuberías, altura mínima de recubrimiento insuficiente (menos de 1.0 m) han sido dañadas por la carga de vehículos, ocasionando fugas de agua y otros incidentes.



FIGURA 64. REDUCCIÓN CON PLOMO DE AC A PVC



FIGURA 65. INADECUADA PERFORACIÓN EN TUBERÍA DE AC PARA INSERTAR VÁLVULA CORPORATION

2. Existen tuberías instaladas en propiedad privada. Aunque tales tuberías fueron originalmente instaladas en patios o jardines, las viviendas existentes fueron posteriormente ampliadas sobre las tuberías sin reubicar a las mismas. Esta situación perjudica los trabajos de mantenimiento y también puede promover o facilitar el consumo ilegal de agua.
3. Las redes de distribución incorporadas a SEDAPAL a solicitud de las organizaciones que ejecutaron las obras de instalación (municipalidades, ONGs, asociaciones, etc.), no han sido mantenidas apropiadamente debido a la falta de recursos para la mano de obra, herramientas y equipos.

#### **4.2.8.3 Sedimentación en tuberías a causa del agua subterránea.**

En algunas áreas específicas, las tuberías han sido parcial o totalmente obstruidas a un nivel irreparable, lo cual perjudica significativamente el flujo del agua. Los sedimentos que ocasionan estas obstrucciones

proviene de las aguas subterráneas. Aunque ya no se utilizan aguas subterráneas en esta área, las tuberías obstruidas deben ser reemplazadas.

Otro problema ocasionado por el incrustamiento de carbonatos en las válvulas de corte, sumado a ello, que no existe un programa de movimiento de válvulas (apertura y cierre), genera como consecuencia su obstrucción a un nivel irreparable.



FIGURA 66. OBSTRUCCIÓN TOTAL DE TUBERÍA DE PVC DEBIDO AL CONTENIDO DE CARBONATOS EN EL AGUA SUBTERRÁNEA

### 4.3 Gestión operativa y de mantenimiento de SEDAPAL

#### 4.3.1 Procedimiento actual para la operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento de cada infraestructura de agua y saneamiento es llevada a cabo por los equipos correspondientes. En el Área de Estudio, las redes primarias de agua y alcantarillado son administradas por la Sede Central en La Atarjea, y las redes secundarias y conexiones domiciliarias son controladas por el Centro de Servicios Comas.

Los procedimientos de operación y mantenimiento de los servicios se resumen en la Tabla 46 y cada uno de los factores es descrito en los siguientes ítems.

TABLA 46 RESUMEN DE LOS PROCEDIMIENTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

		Agua Potable	Alcantarillado
Mantenimiento	Correctivo	(1) Fugas visibles de agua	(1) Subsistencia de pavimento (2) Atoros, limpieza de buzones
	Preventivo	(2) Reemplazo periódico de tuberías de distribución	(3) Limpieza periódica de colectores (4) Reemplazo periódico de colectores
Operación		(3) Control de válvulas (4) Limpieza de reservorios, reemplazo de hidrantes (5) Estudio de fugas no visibles (6) Instalación de medidores, educación acerca de medidores	(5) Educación sobre el arrojado de basura
Planificación y control		(1) Mantenimiento de Inventario y GIS (2) Planificación a largo plazo de instalaciones existentes.	

Fuente: Gerencia de Servicios Norte - SEDAPAL

#### 4.3.2 O&M de los servicios de abastecimiento de agua potable

La operación y mantenimiento de los servicios de agua potable es administrada por los equipos de O&M en las oficinas locales de servicio de Comas y Callao (para todas las áreas de Lima Norte I, II, III y IV). Ambas oficinas están compuestas de cuatro grupos funcionales: Grupo Funcional de Control Operacional, Grupo Funcional de Distribución,

Grupo Funcional Recolección, Grupo Funcional de Conexiones Domiciliarias. El Grupo Funcional de Distribución y el de Conexiones Domiciliarias atienden principalmente la reparación de tuberías de agua potable.

Además de los equipos arriba mencionados, el Equipo de Control y Reducción de Fugas, en la Sede Central de SEDAPAL, administra la detección de fugas subterráneas. Asimismo, las actividades sociales, tales como talleres para usuarios sobre la instalación de medidores, son administradas por el Equipo de Gestión Social de Proyectos.

#### 4.3.2.1 Fugas visibles de agua (mantenimiento correctivo)

Los reclamos por fugas de agua son recibidos vía telefónica por el equipo de servicio al cliente en la Sede Central de SEDAPAL y la información es transferida al equipo pertinente. La Gerencia de Producción y Distribución Primaria atiende las fugas en líneas primarias, y los centros de servicio locales atienden las fugas en redes secundarias y conexiones domiciliarias.

Normalmente, estos equipos inspeccionan los puntos de incidencia y encargan a un tercero la reparación de las fugas con sus propias maquinarias.

TABLA 47. ROTURAS EN REDES DE AGUA POTABLE

	<b>Todo SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Fugas en redes primarias	16	0	0
Redes secundarias	2,712	503	242

Fuente: Anuario Estadístico de SEDAPAL 2010



TABLA 48. ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO (2010)

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Instalación de redes de agua	15,808 m	1,461 m	791 m
Cambio o reposición de redes de agua	36,500 m	7,643 m	10,117 m
Empalme de tuberías secundarias	692 unid.	93 unid.	13 unid.
Reparación de redes de agua	3,745 unid.	896 unid.	310 unid.

Fuente: Anuario Estadístico 2010

TABLA 49. ACTIVIDADES EN CONEXIONES DOMICILIARIAS (2010)

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Instalación de conexiones domiciliarias por los EOMR	5,182 und	5,182 und	0 und
Reparación de conexiones domiciliarias de agua	86,513 und	2,527 und	29,190 und

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### **4.3.2.2 Reemplazo periódico de tuberías de distribución (Mantenimiento preventivo)**

La longitud total de tuberías de agua potable y la longitud de tuberías reparadas por año se indican en la Tabla.

El índice de reemplazo de tuberías se calcula y estima en un 0.29% en el Centro de Servicios Comas. En general el ideal de reemplazo de tuberías por año es del orden del 2%, asumiendo un periodo de vida útil de 50 años de las tuberías. Resulta evidente que el reemplazo preventivo no se está realizando en una proporción suficiente para alcanzar un mantenimiento sostenible.

En la actualidad SEDAPAL no cuenta con planes a largo plazo para el reemplazo de tuberías, y esto se lleva a cabo cuando se obtiene el presupuesto necesario de agencias externas o del tesoro público.

TABLA 50. INSTALACIÓN Y REEMPLAZO DE TUBERÍAS

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Redes primarias existentes	686 km	102 km	140 km
Redes secundarias existentes	11,929 km	3,132 km	1,443 km
Instalación de redes de agua	15,808 m	1,461 m	791 m
Reposición de redes agua	36,500 m	7,643 m	10,117 m
Longitud total de tuberías instaladas	52,308m	9,104 m	10,908 m
Índice anual de remplazo de tuberías	0.44%	0.29%	0.76%

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### 4.3.2.3 Control de válvulas (Operación)

La operación diaria de válvulas en la red secundaria de agua potable es llevada a cabo por los equipos de operación y mantenimiento de redes de los centros de servicio para la restricción del abastecimiento de agua o la interrupción temporal del servicio. El número de actividades relacionadas a la instalación y reemplazo de válvulas de abastecimiento de agua potable se resume a continuación:

TABLA 51. ACTIVIDADES DE CONTROL DE VÁLVULAS

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Instalación de válvulas en la red	153 unid.	0 unid.	82 unid.
Cambio válvulas en la red	1,159 unid.	200 unid.	96 unid.
Mantenimiento válvulas de la red	3,161 unid.	862 unid.	199 unid.

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### 4.3.2.4 Limpieza de reservorios, reemplazo de hidrantes contra incendio

La limpieza de reservorios se lleva a cabo cada seis meses aproximadamente. Esta frecuencia es suficiente para mantener el servicio de abastecimiento de agua en buenas condiciones.

TABLA 52. ACTIVIDADES RELACIONADAS A LAS VÁLVULAS

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Limpieza y desinfección de reservorios	1,260	347	106
Limpieza y desinfección de cisternas	293	83	7
Instalación de grifo contra incendio	40	1	4
Cambio de grifo contra incendio	763	368	133
Mantenimiento grifo contra incendio	3,110	305	3

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### 4.3.2.5 Estudio de fugas no visibles (operación)

El estudio de fugas no visibles es llevado a cabo por el “Equipo Control y reducción Fugas”, localizado en la sede central de SEDAPAL.

SEDAPAL brinda el equipo completo de detección de fugas a la compañía privada, y el equipo supervisa la ejecución del estudio. Las fugas encontradas son reparadas por empresas constructoras designadas por licitación, supervisadas por el “Equipo Control y reducción Fugas”. La longitud promedio de tuberías estudiadas por año durante los últimos 13 años es de 2,243 km. Esto cubre aproximadamente el 20% de todas las tuberías de la red de distribución secundaria del área de servicio de SEDAPAL. El plan de estudio para la detección de fugas ha de ser elaborado previendo el área con el mayor índice de fugas.

TABLA 53. ESTUDIO DE FUGAS NO VISIBLES (1997-2010)

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Redes secundarias al 2010	11,929 km	3,132 km	1,443 km
Km revisados acumulados	31,630 km	8,401 km	1,947 km
Numero de fugas	84,224	23,204	6,353
Promedio anual de Km revisados	2,259 km	600 km	139 km
Índice promedio anual	18.9%	19.2%	9.6%

Fuente: Anuarios Estadístico 2009 y 2010

#### **4.3.2.6 Instalación de medidores, educación sobre la instalación de medidores (operación)**

El Equipo Comercial de cada centro servicio local planifica y administra el reemplazo e instalación de medidores. El trabajo de instalación es llevado a cabo por terceros contratados.

TABLA 54. REEMPLAZO DE MEDIDORES

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Cambio de medidores por los EOMR	9,625 und	1,756 und	1,457 und

Fuente: Anuario Estadístico 2010

Con el propósito de incrementar el índice de instalación de medidores, se llevan a cabo actividades sociales de educación durante los proyectos de expansión del servicio en nuevas habilitaciones. El Equipo de Gestión Social de Proyectos coordina estas actividades de acuerdo al presupuesto previsto para la ejecución del proyecto. El equipo está compuesto por 13 trabajadores sociales, y solo tiene capacidad para supervisar los trabajos realizados por las compañías contratadas.

Los presupuestos para estas actividades sociales se incluyen en los proyectos de expansión; son muy pocas las actividades ejecutadas en el área de servicio existente.

#### **4.3.3 O&M de los servicios de alcantarillado**

La operación y mantenimiento de los servicios de alcantarillado es administrada por los equipos de O&M de redes de los distritos de Comas y Callao (en adelante "oficinas locales"). Ambas oficinas están compuestas de cuatro grupos: Grupo Funcional de Control Operacional, Grupo Funcional de Distribución, Grupo Funcional de Recolección, Grupo Funcional de Conexiones Domiciliarias. El Grupo Funcional de Recolección es el que realiza primordialmente la reparación de tuberías de alcantarillado.

Además de los equipos arriba mencionados, Equipo de Gestión Social de Proyectos administra las actividades sociales tales como las de educación sanitaria para usuarios.

#### **4.3.3.1 Asentamiento de pavimento (Mantenimiento Correctivo)**

Los reclamos sobre asentamientos de pavimento son recibidos vía telefónica por el Equipo de Servicio al Cliente en la sede Principal de SEDAPAL, y la información es transferida a los equipos de O&M correspondientes. El Equipo de Mantenimiento del Colector Primario atiende los incidentes de subsidencia de pavimento ocasionados por colapsos en las redes primarias, y las “oficinas locales” atienden los asentamientos causadas por colapsos en las redes secundarias.

Normalmente, estos equipos inspeccionan los puntos de incidencia y ordenan la reparación de la subsidencia a un tercero, quien utiliza sus propias maquinarias.

#### **4.3.3.2 Atoros en tuberías, limpieza de buzones (Mantenimiento Correctivo)**

Los reclamos por atoros en las tuberías son recibidos por vía telefónica por el Equipo de Servicio al Cliente en la Sede Principal de SEDAPAL, y la información es transferida a los equipos de O&M correspondientes. El Equipo de Recolección Primaria atiende los atoros en tuberías primarias, mientras que las “oficinas locales” atienden los atoros ocurridos en tuberías secundarias y conexiones domiciliarias.

El número total de atoros asciende a aproximadamente 9,750 en Comas y 4,900 en Callao. La maquinaria Hydro Jet es utilizada para la limpieza de atoros en condiciones normales. Si el material de las tuberías es concreto simple, existe la posibilidad de que la presión de agua de la máquina Hydro Jet ocasione el colapso de la tubería, por lo cual, los operadores utilizan una máquina de balde en cambio.

En conjunto, las dos “oficinas locales” cuentan con siete maquinas Hydro Jet (cuatro en Comas y tres en Callao); sin embargo, cinco de ellas fueron adquiridas hace más de diez años y requieren reparaciones frecuentes. Ambas oficinas esperan la adquisición de máquinas Hydro Jet nuevas para un trabajo más eficiente.

TABLA 55. LIMPIEZA DE ATOROS EN COLECTORES

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Atoros en redes secundarias de alcantarillado	39,919	9,998	4,644
Atoros en conexiones domiciliarias de alcantarillado	28,209	6,424	3,049

Fuente: Anuario Estadístico 2010

TABLA 56. REPARACIÓN E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Redes secundarias de alcantarillado	10,390 km	2,683 km	1,289 km
Instalación de redes secundarias de desagüe	3,594 m	216 m	799 m
Cambio y/o reposición redes secundarias de desagüe	47,778 m	14,810 m	5,895 m
Limpieza colector mediante Ram Jet	832,805 m	167,542 m	144,895 m
Limpieza de colector – máquina balde	888,665 m	270,095 m	51,191 m

Fuente: Anuario Estadístico 2010

TABLA 57. ACTIVIDADES EN CONEXIONES DOMICILIARIAS DE ALCANTARILLADO

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Instalación conexiones domiciliarias de alcantarillado	5,751	2,293	286
Reparación de conexiones domiciliarias de alcantarillado	9,923	4,371	699
Cambio y/o Reposición de conexiones domiciliarias de alcantarillado	3,565	1,252	590

Fuente: Anuario Estadístico 2010

La limpieza de buzones se realiza para remover obstrucciones en las tuberías. Una de las razones principales de la ocurrencia de atoros es que los habitantes arrojan basura a los buzones, debido a que el servicio de recojo de basura administrado por las municipalidades locales no es adecuado. Es importante brindar educación para evitar este tipo de hábitos, así como lo es la limpieza de buzones.

Además, el robo de las tapas de los buzones es un problema en el Área de Estudio puesto que las tapas de metal pueden ser vendidas en el mercado ilegal. Por tanto, el remplazo de tapas de buzones es parte del trabajo cotidiano de operación.

TABLA 58. LIMPIEZA DE BUZONES

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Número de buzones totales	442,195 und.	52,375 und.	17,483 und.
Reparación de buzón/cámara de retención	6,110 und.	815 und.	4,676 und.
Limpieza buzón/cámara con retención	28,148 und.	9,392 und.	4,676 und.
Índice de limpieza de buzones	6.4%	17.9%	26.7%
Cambio de tapa de buzón (robos)	2,157 und.	867 und.	262 und.

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### **4.3.3.3 Limpieza periódica de colectores (Mantenimiento Preventivo)**

Tal como se explica en la sección de atoros, la máquina balde es utilizada solo cuando el material de la tubería es concreto simple y existe un riesgo que la tubería colapse. Al respecto del informe de actividades operacionales, las longitudes anuales de limpieza de tuberías fueron de 255Km y 185Km en 2010 para las áreas de Comas y Callao respectivamente, lo cual corresponde al 10.4% y 11.8% de los colectores secundarios en las áreas respectivas. No es fácil determinar la frecuencia ideal de limpieza de colectores como mantenimiento preventivo ya que la ocurrencia de atoros depende del estado de la tubería. El personal de las

oficinas de servicio locales planea la limpieza de todas las tuberías una vez por año.

TABLA 59. LIMPIEZA DE COLECTORES

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Redes secundarias de alcantarillado	10,390 km	2,683 km	1,289 km
Limpieza colector mediante Ram Jet	832,805 m	167,542 m	144,895 m
Limpieza de colector – maquina balde	888,665 m	270,095 m	51,191 m
Distancia total de limpieza	1,721.47 km	437.64 km	196.09 km
Indices anual	16.6 %	16.3 %	15.2 %

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### **4.3.3.4 Reemplazo periódico de colectores (Mantenimiento Preventivo)**

La longitud total de los colectores y la de aquellos reparados anualmente se indica en la Tabla 60. El índice anual de reemplazo de tuberías se calcula en un 0.69% para el distrito de Comas y 0.48%, para el distrito del Callao. En líneas generales, se considera un porcentaje de entre el 2% y el 3% como ideal de reemplazo de tuberías por año, asumiendo un periodo de vida útil de entre 30 y 50 años. La longitud total de tuberías reemplazadas con el presupuesto anual alcanza solo la tercera parte de este criterio. De mantenerse este índice de reemplazo de tuberías, se prevé que los atoros y colapsos se incrementaran en el tiempo.

De acuerdo a las entrevistas realizadas en los centros de servicios locales, el reemplazo de tuberías de alcantarillado se lleva a cabo cuando se detecta un atoro, en cuyo caso se considera que la situación de la tubería es crítica. En este caso, el personal decide el cambio de la sección de tubería ubicada entre los dos buzones adyacentes, lo cual corresponde en promedio a unos 50 metros. Se requiere un plan general de rehabilitación para esta área y la preparación de un presupuesto fijo para una operación sostenible.



TABLA 60. INSTALACIÓN DE COLECTORES

<b>Actividades</b>	<b>SEDAPAL</b>	<b>Comas</b>	<b>Callao</b>
Redes secundarias de alcantarillado	10,390 km	2,683 km	1,289 km
Instalación de redes secundarias de desagüe	3,594 m	216 m	799 m
Cambio y/o reposición redes secundarias de desagüe	47,778 m	14,810 m	5,895 m
Longitud total de tuberías instaladas	51,372 m	15,026 m	6,694 m
Índice anual de remplazo de tuberías	0.49%	0.56%	0.52%

Fuente: Anuario Estadístico 2010

#### **4.3.3.5 Educación para combatir arrojo de basura en buzones (Operación)**

Las actividades de mantenimiento de buzones se señalan en la Tabla 58. Tal como se mencionó previamente, es necesario evitar el arrojo ilegal de basura en los buzones para prevenir atoros en las tuberías. El Equipo de Gestión Social de Proyectos coordina estas actividades de acuerdo al presupuesto asignado. Sin embargo, los planes de educación social son ejecutados solo durante la ejecución de proyectos de aplicación del servicio en habilitaciones nuevas. Actualmente, son pocas las actividades planificadas para las áreas de servicio existentes.

#### **4.4 Metodología para la Auditoría Hídrica del Sistema**

La auditoría hídrica representa el punto de partida para cualquier programa de gestión de una red de abastecimiento. Aunque en redes que abastecen poblaciones pequeñas (menores de 100,000 habitantes) con frecuencia no se realizan análisis tan exhaustivos como el balance hídrico, los gestores siempre tienen un orden de magnitud del estado del sistema, del porcentaje de volumen fugado con respecto al inyectado. Este orden de magnitud, si bien útil, no puede considerarse como una auditoría del sistema propiamente dicha.

La auditoría aporta información acerca cómo se reparte el volumen inyectado en la red. Para ello, se distingue entre el volumen consumido por el usuario así como el agua perdida en fugas, pérdidas aparentes, etc. Se puede plantear en la red completa (obtiene información global del sistema) o en partes de la misma, sectores (información particular para esa zona).

Una de las aplicaciones fundamentales de la auditoría consiste en determinar el nivel de fugas existente en la red de abastecimiento. Para ello, las pérdidas de agua se separan en dos términos, las pérdidas reales o fugas y las pérdidas aparentes (agua consumida aunque no medida). Otra utilización de la auditoría hídrica sería la realización de un modelo calibrado de la red, esto es, que represente lo más fidedignamente posible el funcionamiento real del sistema con el que realizar simulaciones en período extendido.

Una vez determinado cada uno de los términos de la auditoría, las preguntas siguientes son inmediatas: el nivel de fugas en el abastecimiento, ¿Es alto o bajo?, ¿dónde se pierde el agua?, ¿por qué se pierde el agua?, ¿cuánto se ha de invertir para reducir las fugas? La auditoría facilita una respuesta a las anteriores preguntas y mediante la gestión del sistema se pueden delinear las directrices pertinentes para reducir las pérdidas (reales o aparentes). Por ejemplo, si se muestra una

elevada tasa de fugas, se invertirá en renovación o en regular la presión a determinadas horas del día, mientras que si se detecta un elevado volumen no medido por los medidores, se hará hincapié en medidas relacionadas con agestión del parque de medidores, etc.

A finales de los años 90, se propusieron numerosas metodologías para realizar la auditoría hídrica. Entre ellas, la International Water Association (IWA) y la American Waterworks Association (AWWA) realizaron las propuestas más conocidas: IWA (2000) y AWWA (1999), respectivamente. Estos dos enfoques finalmente convergen cuando AWWA en 2003, acepta la propuesta de IWA(2000), y ésta se considera la referencia a escala mundial, tal como se muestra en la Tabla 61.<sup>22</sup>

TABLA 61. AUDITORÍA HÍDRICA (IWA,2000)

Volumen suministrado al sistema de distribución 1	Consumo autorizado 5	Consumo autorizado facturado 2	Consumo medido facturado	Volumen facturado 2
			Consumo no medido facturado 2	
		Consumo autorizado no facturado 4	Consumo medido no facturado 4	Volumen no facturado 3
	Consumo no medido no facturado 4			
	Pérdidas totales 6	Pérdidas aparentes 7	Consumo no autorizado 7	
			Errores de medición 7	
		Pérdidas reales 8	Fugas en la red de distribución 9	
			Fugas y reboses en tanques de almacenamiento 9	
		Fugas en acometidas 9		

La propuesta de IWA está orientada hacia la determinación del volumen facturado y no facturado, mientras que otras se definen desde la óptica técnica (Almandoz y col., 2005) y resuelven la auditoría análogamente a la ecuación de continuidad (Tabla 62). El objetivo fundamental del trabajo de Almandoz y col (2005) es determinar las fugas de agua, a partir de la discriminación de dos componentes, las pérdidas reales y el caudal

<sup>22</sup> Los números mostrados en la tabla hacen referencia a los pasos a seguir para resolver la auditoría, y han sido definidos por la propia IWA.

consumido pero no medido por los medidores. Los clientes que son facturados mediante estimación o cuota fija se consideran parte de las pérdidas aparentes. Asimismo, considera todo el consumo no medido (las pérdidas aparentes y reales) como incontrolado.

La principal limitación de la propuesta de Almandoz y col. (2005) estriba en la necesidad del modelo matemático de la red. Por tanto, la auditoría se utiliza para refinar el modelo y que, de este modo, se ajuste a las mediciones realizadas en campo. De este trabajo, destaca el original planteamiento en la obtención de las pérdidas reales y aparentes. Esta auditoría se emplea en numerosos abastecimientos del mundo, especialmente en Sudamérica, siendo una propuesta complementaria a la auditoría más universal, la definida por IWA.

TABLA 62. AUDITORÍA HÍDRICA (ALMANDOZ Y COL. 2005)

Caudal entrante en el sistema, $Q$	Caudal medido por los medidores de los abonados, $Q_m$		Consumo doméstico
			Consumo comercial
			Consumo industrial
			Consumo oficial
	Caudal incontrolado $Q_u$	Caudal consumido no medido, pérdidas aparentes, $Q_{uc}$	Consumo no medido en medidores, errores de medida
			Consumo facturado mediante cuota fija, (agua no medida]
			Consumo de hidrantes de incendios, descargas de la red, tomas ilegales (agua no medida)
	Caudal fugado, pérdidas reales, $Q_{ul}$	Fugas físicas en tuberías de distribución y acometidas	

Los términos definidos en este último trabajo (Tabla 62) son análogos a los definidos en el anterior, aunque existen ciertas discrepancias que aquí se explican. Las pérdidas reales (Tabla 61) se relacionan con el caudal fugado  $Q_{ul}$ . El caudal consumido no medido,  $Q_{uc}$  se corresponde con las pérdidas aparentes de la auditoría de IWA junto con los consumos no medidos (tanto facturado como no facturado, ambos pertenecientes al

consumo autorizado). Otra diferencia es el consumo en los hidrantes, que Almandoz y col. (2005) la considera pérdidas aparentes mientras que IWA (2000) la considera consumo autorizado no facturado y no medido. Aparte de esas salvedades, el resto de términos es similar.

La mayoría de los términos definidos en la auditoría de IWA son fácilmente comprensibles, mientras que algunos merecen una aclaración especial, tal y como se expresa en los siguientes apartados.

#### **4.4.1 Consumo autorizado**

Se entiende por consumo autorizado aquél volumen consumido (por abonados, la propia compañía u otros) tras una conformidad implícita o explícita para ello. Esto es, que es un uso legal. El consumo autorizado puede incluir<sup>23</sup> consumos en hidrantes en la protección contra incendios, limpiezas de calles y de tuberías, riego de parques y jardines, fuentes públicas, entre otros.

#### **4.4.2 Volumen no facturado**

El volumen no facturado o non-revenue water (NRW) se define como la diferencia entre el volumen total entrante en el sistema y el volumen facturado. Se prefiere esta acepción a *unaccounted for water* (UFW), ya que éste estaba sujeto a otras interpretaciones (si bien la más común consistía en el cálculo de manera similar al volumen no facturado o NRW).

Es importante reseñar que parte del volumen no facturado es consumo autorizado (Tabla 61) por lo que no se ha de confundir éste concepto con el de pérdidas totales. Esto es, no todo el volumen no facturado son pérdidas totales.

---

<sup>23</sup> Estos consumos se consideran autorizados según la ley de prestación de servicios de saneamiento. Por tanto serán no medidos y no facturados.

#### **4.4.3 Pérdidas totales**

Comúnmente designado como water losses, cuya traducción literal sería “fugas de agua” este término se compone de las fugas aparentes y reales, que se definen a continuación.

#### **4.4.4 Fugas aparentes**

Son consumos no autorizados, robos o usos ilegales y subcontajes. Las fugas aparentes suelen estar comprendidas en la horquilla 0-10% del volumen entrante, (Farley y Trow, 2003) aunque en numerosos abastecimientos, el porcentaje es mucho mayor. En Lima Norte las fugas aparentes alcanzan un valor que fluctúa entre 10 a 15% lo que justifica un aumento de los esfuerzos por evaluar y gestionar adecuadamente esta cantidad de agua en la red.

#### **c. Consumos no medidos por errores de medición**

Los errores de medición son debidos a varios factores. Por una parte, existen ciertos medidores o contadores que están sobredimensionados y funcionan a caudales bajos con un mayor error en la medida; por otra, el efecto de envejecimiento de los medidores provoca que éstos no registren adecuadamente el volumen circulante y sea necesario un ajuste de los mismos. Este ajuste se ha de realizar con cierta periodicidad para verificar la curva de error de los medidores de agua potable.

Los errores de medida son debidos a:

1. Errores sistemáticos de los medidores. Son los que se producen de igual modo en todas las mediciones, con lo que se puede corregir una vez conocidos. Por su propia definición, el error sistemático se contraponen conceptualmente al error aleatorio.

2. Errores aleatorios. Son los inevitablemente suceden por eventos únicos imposibles de controlar durante la medición. Bien por errores en la lectura, estimaciones de consumo erróneas en medidores parados, etc.

Para realizar la auditoría es indispensable la utilización de medidores de agua. Sin duda, los esfuerzos de calibración de los mismos se han de dirigir hacia los medidores que totalizan el volumen entrante en el sistema, ya que debido a su escaso número, es fácil reducir el error en este término de la auditoría. La calibración de estos medidores y caudalímetros es sumamente compleja (estos caudalímetros pueden tener un calibre de 200 mm) y muchas veces basta con asegurar que las condiciones de instalación son las requeridas por el fabricante.

Por el contrario, los medidores particulares de los abonados (de pequeño calibre, 15-25 mm) sí que permiten una fácil calibración tanto en campo como en laboratorio, aunque su elevado número hace prohibitivo la calibración de todos los medidores. La solución adoptada consiste en seleccionar una muestra representativa de los equipos de medición instalados y a partir del ensayo de éstos estimar el error del parque. Las estrategias para asegurar un adecuado mantenimiento y renovación del parque de medidores se definen en el primer libro específico dedicado a la gestión integral de medidores de agua, el escrito por Arregui y col. (2007).

#### **d. Consumo no autorizados**

Las pérdidas aparentes incluyen un término designado como consumos no autorizados. Éste incluye el volumen detraído de la red mediante robos o hurtos. Aunque se mantiene la nomenclatura definida por IWA, sí que parece razonable incidir en que a simple vista este término no es complementario al consumo autorizado definido en el ítem c. Esto es, el volumen total entrante en el sistema se compone de consumo autorizado

y no autorizado aunque también de las pérdidas reales y de los consumos no medidos por el medidor.

Finalmente, estos robos, hurtos o consumos en hidrantes se han estimado en el 0.36% del volumen inyectado en las redes de Inglaterra y Gales (OFWAT, 2001) y se recomienda no excedan del 1% (Farley y Trow, 2003).

#### **4.4.5 Fugas reales**

Representan el volumen de agua que se pierde a través de defectos en la red de distribución, bien sea en las tuberías, depósitos de almacenamiento y en acometidas. Su cuantificación es uno de los motivos fundamentales para plantear la auditoría hídrica, aunque ésta no debe ser utilizada únicamente como único método para determinar las fugas reales ya que surgen los siguientes problemas:

- Los errores en la obtención de los otros términos de la auditoría se arrastran hasta la estimación de las fugas reales.
- La auditoría se plantea en un periodo de tiempo anual, por lo que las pérdidas reales sólo pueden considerarse como una advertencia que permita identificar roturas comunicadas y no comunicadas (descritas en el ítem siguiente), y justificar el comienzo de un control activo de fugas para limitar la duración de las mismas.
- El balance<sup>24</sup> hídrico no indica los componentes individuales de las pérdidas reales y la influencia de las políticas adoptadas. Simplemente refleja el estado puntual del sistema de forma estática. El planteamiento en periodo extendido se conseguiría con la realización del balance en diferentes instantes de tiempo.

---

<sup>24</sup> El concepto de auditoría hídrica es el mismo que balance hídrico y se usa indistintamente.



Por estos motivos, las fugas reales deben ser evaluadas con métodos adicionales como las metodologías específicas de análisis de los componentes de las fugas reales o el análisis de los flujos nocturnos.

**a. Análisis de los componentes de las fugas reales**

El principio fundamental para evaluar los componentes de las fugas reales consiste en clasificar la fuga. La metodología “burst and background estimate” (BABE)<sup>25</sup> tiene por objetivo evaluar los componentes individuales de las fugas en una zona del abastecimiento, en contraste con la metodología habitual que englobaba todos los términos de fugas bajo el concepto de consumo no facturado. Asimismo, también permite comparar el valor estimado con el nivel de fugas obtenido a partir de un balance de agua anual o el análisis del flujo nocturno. Para ello, disgrega el amplio concepto de fugas según sus características fundamentales (Lambert, 1994):

1. Fugas latentes (Background leakage). Se componen de numerosas fugas individualmente pequeñas y que se encuentran activas durante un largo periodo de tiempo. Fundamentalmente son aquéllas que aparecen en juntas y uniones de tuberías, codos, válvulas, etc. En sistemas bien gestionados, en los que las fugas son rápidamente controladas, las fugas latentes representan casi la totalidad de las fugas existentes.

El tipo de material es un factor que influye en el nivel de fugas latentes. Los materiales que permiten uniones soldadas (polietileno) estarán menos predispuestos a las fugas latentes que otros con mayor número de acoples mecánicos (metálicos).

---

<sup>25</sup> BABE (Burst and background estimate).- concepto que se aplica para estimación de las fugas por rotura (comunicadas y no comunicadas) y las fugas de fondo (fugas latentes).

2. Roturas comunicadas (Reported leakage). Son las conocidas por el gestor de la red sin necesidad de una búsqueda específica. Suelen ser aquellas que resultan visibles para el viandante y aunque tienen una magnitud superior a las fugas latentes, se reparan relativamente pronto y generalmente el volumen fugado es inferior a las primeras.

Si la compañía encargada del abastecimiento no practica un control activo de fugas y únicamente repara las roturas comunicadas, sigue una estrategia frente a las fugas pasiva o reactiva. Ésta es inadmisible desde la óptica técnica que nos atañe, aunque es frecuente en abastecimientos en los que el costo del agua es bajo y en ausencia de un organismo regulador (que asegure las inversiones para mejorar la eficiencia y en general vele por la realización de buenas prácticas).

3. Roturas no comunicadas (Un-reported leakage). Representan una situación intermedia entre los dos anteriores, son roturas que se manifiestan tras un control activo de fugas, por lo que su tiempo de actividad depende de la frecuencia con la que se inspeccione la red.

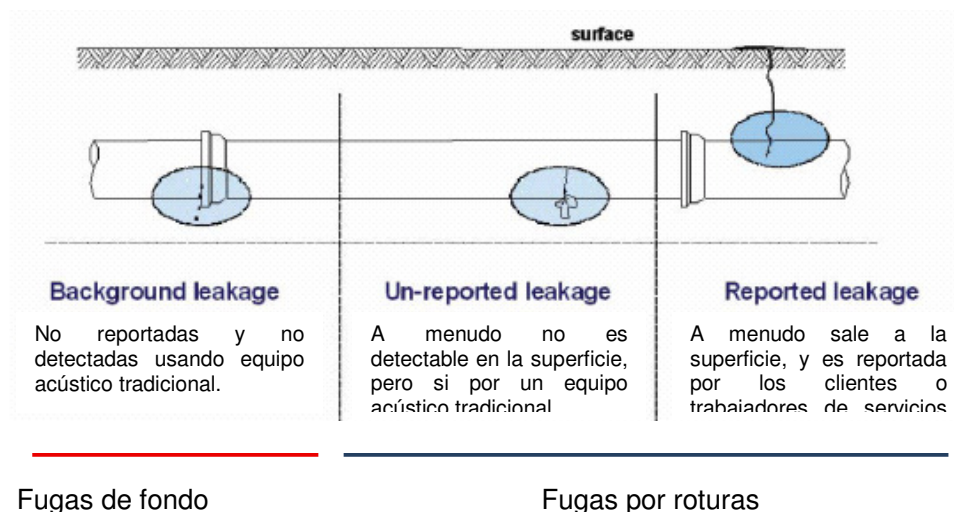


FIGURA 67. CONCEPTO BABE (BURST AND BACKGROUND ESTIMATE)

En cualquier sistema particular, el número y la importancia relativa de estos tres tipos de fugas varía y no existe una situación normal o de referencia. Asimismo tampoco se pueden extrapolar datos o indicadores obtenidos de esta clasificación de una red particular a otra, ya que factores como las condiciones y tipo de suelo, el material y la presión, entre otros, afectarán a la proporción entre los tres tipos anteriores.

Los modelos BABE se utilizan para estimar el nivel actual de fugas y comprender sus componentes, así como para evaluar el impacto de diferentes decisiones (gestión de la presión, aumento del control activo de fugas, renovación, etc.). Asimismo, se puede estimar el nivel óptimo de fugas en el corto y largo plazo y el nivel de fugas debido a las fugas latentes. Aunque los modelos BABE para gestión de la presión distribuidos en el Reino Unido están disponibles para las compañías y consultores de todo el mundo, su precio ha limitado su utilización en beneficio de otros modelos gratuitos como PRESMAC<sup>26</sup> (McKenzie, 2001) que analiza los flujos nocturnos.

#### Análisis de los flujos nocturnos

El análisis de los flujos nocturnos se realiza en situaciones en la que no se dispone de datos suficientes de la red. Es una técnica bastante sencilla y no necesita un modelo matemático.

El consumo en los periodos nocturnos está limitado a usos esporádicos en viviendas e industrias. Los primeros son consumos de pequeña magnitud que pueden ser cuantificados estadísticamente, mientras que los segundos se pueden conocer con una adecuada medición. En definitiva, en ciertas horas de la noche, se puede conocer con exactitud el volumen fugado a partir de la diferencia entre el volumen inyectado y el consumido. La variación del caudal nocturno puede ser un indicador

---

<sup>26</sup> Presmac: Pressure Management Program (Programa de manejo de presiones).- se utiliza para evaluar los posibles ahorros económicos de las diversas opciones de reducción de presiones en un área zona seleccionada.

fiable que se ha producido una anomalía en el sistema (una rotura, consumos en hidrantes contra incendios, etc.).

El caudal mínimo nocturno se disgrega en el entregado a los consumidores y las pérdidas en la red de distribución (ver Tabla 63). Del mismo modo, el caudal entregado a los consumidores, a su vez, se compone de fugas en instalaciones interiores (de gran duración y magnitud constante) y el consumo intencionado (de corta duración y magnitud variable). La existencia de cisternas y tanques de almacenamiento distorsiona el consumo nocturno y aunque es propia en redes insuficientes, representa un problema habitual en muchos abastecimientos.

Dentro de las pérdidas en la red de distribución se pueden distinguir las fugas producidas tanto en roturas comunicadas como no comunicadas y las fugas latentes. Un criterio para discernir si el volumen que escapa de la red es fuga o pérdida latente es el siguiente: un defecto determinado se considera fuga si su caudal es mayor que 500 l/h a una presión de 50 m.c.a., mientras que si el caudal es menor que los 500 l/h a la misma presión se considera latente (Lambert y col., 1998).

La estimación de los caudales nocturnos es un proceso largo, no en vano se recomienda que se realice durante un año. Una vez finalizado, se puede extender este análisis a las restantes horas del día, y se obtiene la evolución horaria del caudal fugado.

TABLA 63. COMPONENTES DEL CAUDAL MÍNIMO NOCTURNO

Caudal mínimo nocturno	Caudal entregado a los consumidores	Uso consumidores	Uso doméstico
			Uso no doméstico
	Pérdidas en la red de distribución	Fugas consumidores	Caudal de fuga nocturno
		Fugas en roturas comunicadas y no comunicadas	
Fugas latentes			

En OFWAT<sup>27</sup>, “*Leakage and the efficient use of Water*”, (2001) se extrapola el caudal fugado utilizando un factor horario que se obtiene a partir de las variaciones de presión lo largo del día. Otra manera de calcular el caudal de fugas en las restantes horas del día sería la ecuación simplificada siguiente (May, 1994).

$$Q_L(t) = Q_L(t_{MNF}) \cdot \left( \frac{P_{AZP}(t)}{P_{AZP}(t_{MNF})} \right)^\alpha = Q_L(t_{MNF}) \cdot K(t) \quad (53)$$

Donde  $Q_L(t)$  es el caudal de fugas a una hora distinta de la que se obtiene el mínimo nocturno de fugas,  $t_{MNF}$  es la hora a la que se mide el caudal mínimo nocturno de fugas,  $P_{AZP}(t)$  es la presión en el nudo AZP (que se ha escogido como promedio de la red) en una hora  $t \neq t_{MNF}$ ,  $P_{AZP}(t_{MNF})$  es la presión en el nudo AZP en la hora  $t_{MNF}$  y finalmente  $\alpha$  que es el exponente de emisor<sup>28</sup>. La ecuación anterior se fundamenta en la teoría de descargas a través de áreas fijas o variables, *fixed and variable area discharge* (FAVAD).

<sup>27</sup> OFWAT: es el regulador económico de la industria del agua y alcantarillado en Inglaterra y Gales (equivalente a SUNASS en Perú).

<sup>28</sup> El exponente de emisor representa el comportamiento del material tras la rotura. Adoptará valores de  $\alpha = 0.5$  si la tubería es metálica y hasta  $\alpha = 1.5$  si plástica. Como una red nunca está compuesta de todas las tuberías del mismo material, un valor habitual sería  $\alpha = 1 - 1.2$

El método PRESMAC, desarrollado por la South African Water Research Commission, determina precisamente el nudo representativo de las presiones en la red y por tanto, permite obtener el caudal de fugas a lo largo de todo el día y en consecuencia, dicho término de la auditoría hídrica de la red.

Además de la ecuación anterior, PRESMAC también emplea la ecuación para obtener la relación entre las pérdidas de carga y el caudal:

$$H_L = K \cdot Q^2 \quad (54)$$

Con  $H_L$  es la pérdida de carga en (m.c.a.), Q el caudal en  $m^3/h$  y K ( $m^{-5} \cdot h^2$ ) el coeficiente de pérdidas de carga.

En definitiva, cuando se han detenido las fugas reales en periodos nocturnos, se consigue extender al periodo extendido (ecuación ( 53 )) o con el empleo de un modelo. A continuación se muestran los pasos a realizar para obtener la auditoría.

#### **4.5 Realización de la auditoría**

La auditoría es el primer paso hacia una gestión eficiente de la red. Su realización exige un consumo de recursos tanto humanos como económicos considerable. El modelo de auditoría más común (IWA, 2000) define los pasos a seguir para resolver la auditoría (la numeración está relacionada con los términos de la auditoría de la Tabla 61), estos son:

1. Cálculo del volumen entrante al sistema. Este primer paso es sencillo, ya que únicamente consiste en registrar el volumen que ha circulado a través de los medidores o caudalímetros situados en la entrada de agua a la red de distribución. El error obtenido en la determinación de este volumen es el error de los medidores a la entrada al sistema.
2. Definición del consumo facturado medido y no medido, y con la adición de ambos términos obtener el consumo facturado. El cálculo del volumen facturado y no medido es algo laborioso porque exige recopilar las lecturas de todos los medidores instalados en los puntos de consumo, pero se puede resolver rápidamente si se dispone de un registro de lecturas automatizado, esto es, en un soporte informático. Asimismo, el consumo no medido es fácilmente cuantificable ya que simplemente consiste en recabar todas las estimaciones realizadas. El error que se comete en el volumen facturado y medido es el relativo al parque de medidores y los errores propios de la estimación del volumen facturado y no medido.
3. Por diferencia entre el volumen entrante al sistema y el volumen facturado se obtiene el volumen no facturado.
4. Se definen los consumos no facturados medidos y no medidos. La suma de ambos es el consumo no facturado. La determinación del consumo no facturado y medido es también sencilla, simplemente se determina el volumen consumido por instituciones a las que no se le factura el agua. En el caso de consumo no facturado y no medido, el gestor realiza una estimación directa del mismo. Los errores de estos

dos términos son los relativos a los medidores correspondientes y los propios de la estimación respectivamente.

5. El consumo autorizado se obtiene sumando los consumos facturados y no facturados.
6. Las pérdidas se obtienen como diferencia entre el volumen total entrante y el consumo autorizado.
7. De acuerdo con una metodología determinada, se identifican los consumos no autorizados y los consumos no medidos por los medidores. La suma de ambos términos cuantifican las fugas aparentes. Este proceso es complicado porque identificar los consumos no autorizados (robos, etc.) es un proceso laborioso y requiere sucesivos peinados de la red. El objetivo siempre será disminuir estos consumos al máximo.
8. Las fugas reales se obtienen por diferencia entre el volumen incontrolado y las fugas aparentes. Como se observa, las fugas reales se determinan a partir de todos los términos anteriores, por lo que aglutinan todos los errores de medición de los pasos previos. Esto motiva la determinación de las fugas reales por otros procedimientos alternativos (ya mostrados) como el análisis de los flujos nocturnos o de los componentes de la fuga.
9. Finalmente, se obtiene cómo se distribuyen las fugas en el sistema de distribución de la mejor manera posible, identificando las pérdidas en tuberías, acometidas y depósitos de almacenamiento.

Con este modelo de auditoría hídrica propuesto por IWA en el año 2000, se pueden estimar las pérdidas reales y aparentes, mediante la aplicación de la teoría de los flujos o caudales mínimos nocturnos, cuya mayor ventaja radica en que no se requiere de un modelo matemático y es aplicable en sistemas que carecen de suficiente conocimiento e información de la red de distribución de de agua potable.

En este ítem se ha realizado una propuesta del orden de realización de la auditoría. Aunque cada abastecimiento delineará su propia hoja de ruta



para acometer la misma, y todas las propuestas son igualmente válidas. A continuación, se definen los principales indicadores de gestión que permiten transformar esta ingente cantidad de información, la auditoría, en datos que ayuden a conocer el estado de la red.

#### **4.6 Indicadores de gestión más utilizados**

El objetivo final de cualquier sistema de indicadores de desempeño es proporcionar información. Es importante hacer la distinción entre información y datos. Una definición correcta para la información sería "datos que pueden ser utilizados para el propósito de tomar decisiones". En consecuencia, un sistema de indicadores de gestión de agua no sólo se dirige a proporcionar el valor de algunas proporciones, sino también todos los elementos complementarios (calidad de los datos, los factores explicativos, el contexto) que se necesitan con el fin de tomar decisiones apropiados.

El manual de buenas prácticas del IWA (Alegre, y col., 2006) muestra 170 indicadores de gestión para redes de abastecimiento. Éstos se engloban en recursos de agua, de personal, físicos, operacionales, calidad de servicio y financieros. Cada uno de ellos, por sí solo, merece una explicación detallada, sin embargo, los indicadores más significativos que están relacionados con la auditoría hídrica son: rendimiento volumétrico de una red de distribución ( $\eta$ ), pérdidas totales por conexión, pérdidas totales por longitud de tubería, pérdidas aparentes por volumen inyectado al sistema, fugas reales por acometida, fugas reales por longitud de tubería y merecen especial atención: agua no facturada (ANF), Umbral mínimo de fugas (UMF), Índice de fugas estructural (IFE ó ILI).

En el siguiente cuadro se muestra un resumen de los indicadores de gestión para sistemas de abastecimiento de agua propuesto por IWA:

TABLA 64. INDICADORES DE GESTIÓN DE AGUA

Grupo de Indicadores	Sub grupo (Indicador)	Número de indicadores
Indicador de Recursos Hídricos (WR)	- Ineficiencia del uso de recursos hídricos (WR1)	1
	- Disponibilidad de fuentes de agua (WR2)	1
	- Disponibilidad de fuentes propias de agua (WR3)	1
	- Reúso de agua (WR4)	1
Indicadores del Personal (Pe)	- Personal total (Pe1 a Pe2)	2
	- Personal por función principal (Pe3 a Pe9)	7
	- Personal técnico por actividad (Pe10 a Pe15)	6
	- Calificación del personal (Pe16 a Pe18)	3
	- Capacitación del personal (Pe19 a Pe21)	3
	- Personal de salud y seguridad (Pe22 a Pe25)	4
	- Horas extraordinarias (Pe26)	1
Indicadores Físicos (Ph)	- Bombeo (Ph4 a Ph7)	4
	- Conducción y distribución (Ph8 a Ph9)	2
	- Medidores (Ph9 a Ph13)	4
	- Automatización y control (Ph14 a Ph15)	2
	- Tratamiento (Ph1)	1
	- Almacenamiento (Ph2 a Ph3)	2
Indicadores Operacionales (Op)	- Inspección y mantenimiento de activos (Op1 a Op6)	6
	- Calibración de instrumentación (Op7 a Op11)	5
	- Inspección de equipos eléctricos y de transmisión de señales (Op12 a Op15)	4
	- Rehabilitación de redes, válvulas y conexiones (Op16 a Op20)	5
	- Rehabilitación de bombas (Op21 a Op22)	2
	- Pérdidas de agua (Op23 a Op29)	7
	- Fallos (Op30 a Op35)	6
	- Medición de agua (Op36 a Op39)	4
- Monitoreo de la calidad del agua (Op40 a Op44)	5	
Indicadores de calidad del servicio (Qs)	- Cobertura (Qs1 a Qs5)	5
	- Grifos públicos y tomas de agua (Qs6 a Qs9)	4
	- Presión y continuidad (Qs10 a Qs17)	8
	- Calidad de agua suministrada (Qs18 a Qs22)	5
	- Conexiones e instalación y reposición de medidores (Qs23 a Qs25)	3
	- Reclamos de los clientes (Qs26 a Qs34)	9
Indicadores económicos y financieros (Fi)	- Ingresos (Fi1 a Fi3)	3
	- Costos (Fi4 a Fi6)	3
	- Composición de los costos de operación por tipo de costos (Fi7 a Fi11)	5
	- Composición de los costos de operación por la función principal de la empresa (Fi12 a Fi16)	5
	- Costos de operación por actividad de la función técnica (Fi17 a Fi22)	6
	- Composición de costos de capital (Fi23 a Fi24)	2
	- Inversiones (Fi25 a Fi27)	3
	- Cargo promedio de agua (Fi28 a Fi29)	2
	- Indicadores de eficiencia (Fi30 a Fi38)	9
	- Indicadores de apalancamiento (Fi39 a Fi40)	2
	- Indicador de liquidez (Fi41)	1
	- Indicadores de rentabilidad (Fi42 a Fi45)	4
	- Indicadores de pérdidas de agua (Fi46 a Fi47)	2
	<b>- Total de indicadores de gestión de agua</b>	

Fuente: (IWA, 2006). Performance Indicators for Water Supply Services.

#### 4.6.1 Rendimiento volumétrico de una red de distribución

El indicador más común es el rendimiento volumétrico. Se define como el cociente entre las pérdidas reales ( $V_f$ ) por el volumen entrante en el sistema  $V_{iny}$ .

$$\eta = \left( 1 - \frac{V_f}{V_{iny}} \right) \cdot 100 \quad (55)$$

Sin duda este indicador ha sido el más utilizado aunque en la actualidad ha caído en desuso ya que no representa adecuadamente el nivel de fugas. El rendimiento volumétrico minusvalora el efecto de las fugas en caso de sistemas con fuerte consumo. Por ejemplo, si una red que consume 800 m<sup>3</sup>/día y tiene unas fugas de 200 m<sup>3</sup>/día, el rendimiento volumétrico será del 75%, mientras que en el mismo sistema un consumo de 1000 m<sup>3</sup>/día, el rendimiento será del 80%. Por tanto, queda claro que con un mismo nivel de fugas se obtiene diferentes valores del mismo indicador y no se puede utilizar para comparar la gestión hídrica de abastecimientos.

#### 4.6.2 Indicadores de gestión relacionados con la auditoría hídrica

Los indicadores relacionados con la auditoría y definidos por el manual de buenas prácticas<sup>29</sup> son:

- Op 23, Pérdidas totales por conexión (m<sup>3</sup>/conexión/día). Se calcula como:

$$Op23 = \frac{V_{perd} (m^3)}{N_{conexiones} \cdot T(días)} \quad (56)$$

---

<sup>29</sup> Se definen siguiendo la nomenclatura de IWA (Alegre y col., 2006)

Donde  $V_{perd}$  el volumen total de pérdidas (m<sup>3</sup>),  $N_{conexiones}$  es el número de acometidas o conexiones y  $T$  el periodo de tiempo en el que se calculan los anteriores parámetros y expresado en días (habitualmente un año).

- Op24, Pérdidas totales por longitud de tubería (m<sup>3</sup>/km/día). Se puede usar como alternativa al Op23. Este indicador se utiliza si la densidad de conexiones es menor de 20 por km de tubería. Se calcula como:

$$Op24 = \frac{V_{perd} (m^3)}{L_{tub} (km) \cdot T (días)} \quad (57)$$

Donde  $L_{tub}$  la longitud de las tuberías de la red en km

- Op26, Pérdidas aparentes por volumen entrante al sistema (%). Se calcula como el cociente entre las fugas aparentes  $V_{ap}$  y el volumen de entrada en el sistema  $V_{iny}$ .

$$Op26 = \frac{V_{ap}}{V_{iny}} \cdot 100 \quad (58)$$

- Op27, Fugas reales por conexión (l/conexión/día).

$$Op27 = \frac{V_f (l)}{N_{conexiones} \cdot T (días)} \quad (59)$$

Donde  $V_f$  representa las pérdidas reales.

- Op28, Fugas reales por longitud de tubería (l/km/día)

$$Op28 = \frac{V_f (m^3)}{L_{tub} (km) \cdot T (días)} \quad (60)$$

Tanto el indicador Op27 como el Op 28 se pueden utilizar indistintamente, aunque se recomienda el empleo del último si la densidad de acometidas es menor de 20 por km de tubería.

Todos los indicadores, se pueden calcular fácilmente una vez se ha resuelto la auditoría hídrica y existe información acerca del número de acometidas y la longitud de tuberías existentes en la red. Asimismo, deben ser cuidadosamente evaluados si la auditoría se realiza en periodos de tiempo menores de un año, ya que pueden inducir a conclusiones erróneas.

#### **4.6.3 Agua no facturada, ANF**

El indicador más utilizado en países de América Latina, que mide la proporción del volumen de agua potable producida que no es facturada por la empresa prestadora.

Este indicador permite identificar a aquellas empresas prestadoras que presentan pérdidas operacionales y/o comerciales que le conllevan a mayores costos de operación. Mientras mayor sea esta proporción, la empresa prestadora estaría incurriendo tanto en pérdidas comerciales como operacionales. Las pérdidas operacionales o físicas se deben a fugas en las redes de agua potable producto de varios factores como: antigüedad, falta de mantenimiento, etc.; mientras que las pérdidas comerciales se deben al clandestinaje, ausencia de micromedición, al subregistro de la micromedición, etc.

Se expresa en porcentaje y su fórmula o regla de cálculo es la que se muestra en la siguiente ecuación:

$$\text{Agua no facturada} = \left( 1 - \frac{V_{FTA}}{V_{PTA}} \right) \cdot 100 \quad (61)$$

Donde:

$V_{FTA}$ : Volumen facturado total de agua potable. Es el volumen facturado por los servicios de agua potable, ya sea bajo la modalidad de diferencia de lecturas, promedio de consumos o asignación de consumo.

$V_{PTA}$ : Volumen de producción total de agua potable. Es el volumen de agua potable producido por la empresa prestadora, ya sea de fuentes superficiales o subterráneas.

#### 4.6.4 Umbral mínimo de fugas, UMF

El umbral mínimo de fugas (UMF) representa el valor mínimo de agua fugada existente en la red, que por mucho que se invierta en rehabilitación y renovación es imposible rebajar. Éste umbral es debido a las fugas latentes principalmente y se calcula como:

$$UMF = \frac{p(18 \cdot L_{tub} + 0.8 \cdot N_{conexiones} + 25 \cdot L_{conexiones})}{N_{conexiones}} \quad (62)$$

Donde  $L_{conexiones}$  (km) es la longitud total de todas las acometidas o conexiones y  $p$  (m.c.a) es la presión media de operación. UMF se expresa en (l/conexión/día).

#### 4.6.5 Índice de fugas estructural, IFE o ILI

El IFE, que probablemente es el indicador más utilizado para la comparación de redes de abastecimiento, se ha utilizado para evaluar el estado de los abastecimientos. Los valores aceptables, según se analicen redes de países desarrollados o en vías de desarrollo se muestran en la Tabla 65(Liemberg, 2005). La propuesta pretende clasificar los niveles de fugas en 4 categorías según los valores del IFE tal y como sigue:

A = Excelente. No requiere ningún tipo de intervención.

B = Buena. No requiere ninguna acción urgente, aunque debe ser monitoreado cuidadosamente.

C = Pobre. Requiere especial atención.

D = Malo. Requiere intervenciones inmediatas para la reducción del nivel de fugas.

TABLA 65. VALORES DE IFE EN PAÍSES DESARROLLADOS Y EN VÍAS DE DESARROLLO (LIEMBERGER, 2005)

		IFE	Litros/Conexión/día				
			10 m	20 m	30 m	40 m	50 m
Países desarrollados	A	1-2		< 50	< 75	< 100	< 125
	B	2-4		50 -100	75 - 150	100 - 200	125- 500
	C	4-8		100 - 200	150 - 300	200 - 400	250 - 500
	D	>8		> 200	>300	> 400	> 500
Países en vías de desarrollo	A	1-4	< 50	< 100	< 150	< 200	< 250
	B	4-8	50 -100	100 - 200	150 - 300	200 - 400	250 - 500
	C	8-16	100 - 200	200 - 400	300 - 600	400 - 800	500-1000
	D	>16	> 200	> 400	> 600	> 800	> 1000

Fuente: Liemberger, R. (2005). "Real Losses and Apparent Losses and the new W392 Guidelines from Germany".(Cabrera & Almodoz, 2001)

McKenziey col. (2007) muestran el IFE de 25 países obtenidos a partir de un estudio del grupo de trabajo de fugas de la IWA. Para ello, recibieron 269 series de datos y 197 fueron finalmente empleadas para mostrar los siguientes resultados (TABLA 66. VALORES DEL IFE (MCKENZIE Y COL., 2007)).

TABLA 66. VALORES DEL IFE (MCKENZIE Y COL., 2007)

País	Número de datos	Valores del IFE	
		Mínimo	Máximo
Australia	2	0.5	1.7
Austria	27	0.3	6.6
Burkina Faso	1	8	-
Canadá	17	1.1	9
Croacia y Bosnia Herzegovina	13	1.5	17
Chipre	1	2.0	-
Etiopía	1	20	-
Filandia	1	3.0	-
Reino de Bahrein	1	60	-
Kosovo	7	3.3	23
Malawi	2	12	26
Namibia	1	10	-
Holanda	4	0.3	0.6
Nueva Zelandia	8	0.6	47
Sudáfrica	54	0.4	16.9
Zona sureste asiático	15	19	598
España	1	12	-
Tanzania	2	16	32
Tailandia	14	46	543
Reino Unido	2	1.7	1.8
Estados Unidos y Canadá	3	2.8	4.6
	20	1.0	6.7
<b>Total</b>	<b>197</b>		

Fuente: McKenzie, Seago, & Liemberger (2007). "Benchmarking of losses from potable water reticulation systems – Results from IWA task team".

Por último, la propia experiencia en la utilización del IFE también ha permitido utilizar este indicador no sólo como descriptor de la situación en que se encuentra un sistema sino como objetivo a alcanzar en el futuro (AWWA, 2003).



TABLA 67. VALORES DEL IFE COMO DESCRIPTORES Y COMO OBJETIVO  
(AWWA, 2003)

Rangos del ILI	Consideraciones acerca del origen del agua	Condiciones de operación	Consideraciones económicas
1 - 3	Disponibilidad de los recursos muy limitada	Requiere aumento de la oferta y aumentar los diámetros de la red	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El agua es difícil de obtener y es cara.</li> <li>- Los ingresos por la venta de agua no puede aumentar, bien por la existencia un organismo regulador o por un bajo beneficio por volumen consumido.</li> </ul>
3 - 5	Los recursos permiten cubrir las necesidades a largo plazo. Requiere una reducción del nivel de fugas	Requiere aumento de la oferta y se exige un control de las fugas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El agua se puede obtener con un gasto razonable.</li> <li>- Se puede incrementar el precio del agua y ésta será tolerada por los consumidores.</li> </ul>
5 - 8	El agua se obtiene fácilmente y es de calidad	Las redes son inmunes a cortes en el abastecimiento	<ul style="list-style-type: none"> <li>- El agua se puede obtener fácilmente</li> <li>- El costo del agua es bajo</li> </ul>
Mayores que 8	Aunque las consideraciones operacionales y económicas pueden permitir un indicador mayor que 8, un elevado nivel de fugas no representa una utilización adecuada del agua como recurso. Por tanto, representa un situación desalentadora, y se ha de intentar reducir las fugas a corto plazo.		

Fuente: AWWA (2003). "Applying worldwide BMPs in water loss control"

## **4.7 Indicadores de Gestión utilizados por SEDAPAL**

### **4.7.1 Indicadores de Gestión en Lima Norte I**

#### **4.7.1.1 Calidad del agua**

De acuerdo a la información del Anuario Estadístico 2010-SEDAPAL, en líneas generales calidad del agua potable suministrada en los CS Comas y Callao cumple con los estándares establecidos. En el caso de la evaluación de turbiedad en redes de distribución, el 100% de muestras presenta niveles de turbiedad dentro de los límites considerados adecuados. Del mismo modo ocurre cuando el 100% de las muestras de agua de fuentes subterráneas y sistemas de distribución presentan 100% de resultados satisfactorios en cuando se trata de evaluación de calidad bacteriológica.

No obstante, la calidad del agua en redes de distribución secundaria y conexiones domiciliarias deterioradas, el agua se ve expuesta por la infiltración de elementos contaminantes y patógenos a través de fisuras y roturas de las tuberías, sobre todo en el caso de partículas de tuberías de Asbesto Cemento, que tienen efectos cancerígenos.

#### **4.7.1.2 Presión**

De acuerdo a los reportes de evaluación de presión en el año 2010 (Anuario Estadístico 2010 de SEDAPAL), a nivel de Empresa la presión es de 21.9 m.c.a., en tanto, en el CS Comas es de 15.4 m.c.a. y en el CS Callao de 17.2 m.c.a., que se consideran moderadas; esto indica que el efecto de la presión sobre los niveles de ocurrencias operativas (roturas y fugas) no es un factor relevante, sino que en cambio lo son las deficiencias de calidad de la instalación y materiales de las redes.

En la FIGURA 68, se presentan los niveles de presión para los diferentes distritos y sectores del área de estudio de Lima Norte I.

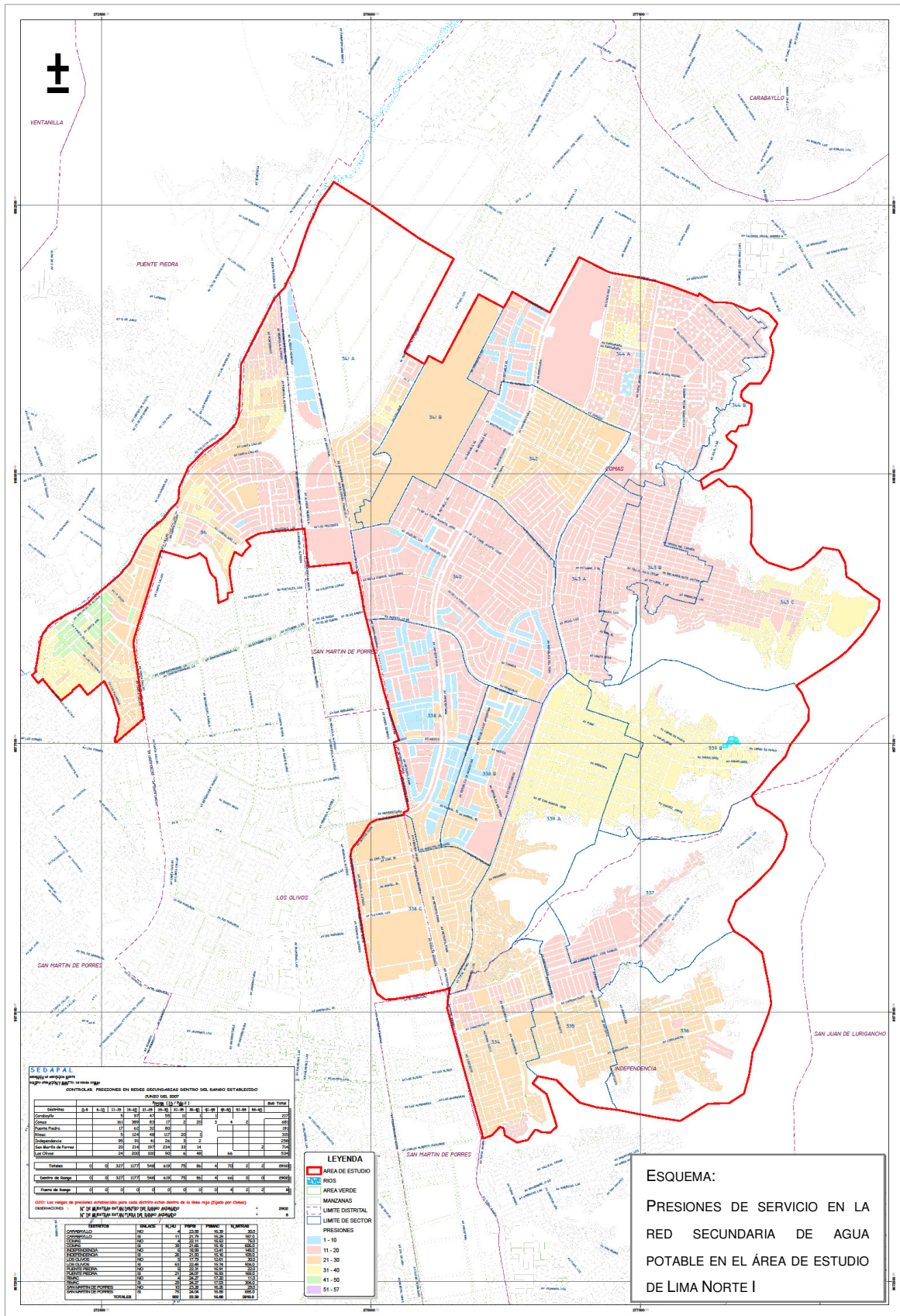


FIGURA 68. PRESIONES DE SERVICIO EN LA RED SECUNDARIA EXISTENTE DE AGUA DE LIMA NORTE I

#### 4.7.1.3 Continuidad de abastecimiento

La Gerencia de Servicios Norte a Junio del año 2011 viene entregando en promedio una continuidad del servicio de agua potable de 19.8 horas/día, en tanto que en el año 2010 correspondía a 19.7 horas/día.

En el área de influencia de Lima Norte I, el abastecimiento se da con diferente número de horas de servicio Así en la Tabla 68 se aprecia que en el presente año 2011 las zonas con continuidad de 24 horas representan el 36.54% de las conexiones totales y que a su vez estas cuentan con un 82.76 % de micromedición.

Asimismo, las conexiones con menos de 24 horas de servicio que representan el 63.46 % del total de conexiones tienen un bajo porcentaje de micromedición el cual oscila entre 0.01 y 9.53 % según las horas de servicio.

TABLA 68. HORAS DE ABASTECIMIENTO EN LIMA NORTE I- 2011

Horas	Conexiones		Medidores	
	Número	Porcentaje	Número	Porcentaje
2	2389	3.63%	784	3.62%
3	10911	16.57%	643	2.97%
4	752	1.14%	87	0.40%
5	685	1.04%	3	0.01%
6	3873	5.88%	53	0.24%
7	1720	2.61%	18	0.08%
8	17908	27.19%	2065	9.53%
10	3043	4.62%	75	0.35%
11	517	0.78%	9	0.04%
24	24067	36.54%	17937	82.76%
<b>Total</b>	<b>65865</b>	<b>100.00%</b>	<b>21674</b>	<b>100.00%</b>

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2011

Cabe mencionar que la zona baja del área de Lima Norte I considerando como limite la Av. Túpac Amaru hacia la Panamericana Norte presenta una continuidad mayor a 8 horas/día, sin embargo, para el caso de la zona alta, es decir, desde la Av. Túpac Amaru hacia las habilitaciones

ubicadas en los cerros de Comas, predomina en la mayor parte del área una continuidad menor a 5 horas por día.

En la TABLA 69 se indica la continuidad por sectores de abastecimiento, sin embargo se debe tener en cuenta que en las zonas de bajo nivel de continuidad de abastecimiento no es posible llevar adecuadamente Programas de Detección de Fugas.

TABLA 69. HORAS DE ABASTECIMIENTO POR SECTORES EN LIMA NORTE I

<b>SECTOR DE ABASTECIMIENTO EXISTENTES</b>	<b>CONTINUIDAD</b>
N° 01 Sector 86 - Los Olivos	24 horas
N° 02 Urb. Pro Industrial – S.M.P. Y Urb. El Alamo - Comas	24 horas
N° 03 Urb. El Pinar, Upis Ciudad De Lima, A.H. San Juan Bautista 3ra Etapa, Coop. Primavera, Urb. El Retablo 3ra Y 4ta Etapa - Comas	24 horas y la Urb. Primavera de 06:00 a 14:00 horas diario
N° 04 Esquema Sangarara – Comas	24 horas
N° 05 Esquema Año Nuevo - Comas	6 horas de servicio (de 16:00 a 22:00 horas diario)
N° 06 Esquema Año Nuevo - Comas	8 horas de servicio (de 22:00 a 06:00 horas diario)
N° 07 Esquema San Agustín - Comas	9 horas de servicio (de 06:00 a 15:00 horas diario)
N° 08 Esquema Repartición – La Pascana - Comas	8 horas de servicio (de 07:00 a 15:00 horas diario)
N° 09 Esquema Repartición - La Pascana - Comas	9 horas de servicio (de 06:00 a 15:00 horas diario)
N° 10 Esquema Señor De Los Milagros – El Carmen - Comas	5 horas de servicio (de 05:00 a 09:00 horas diario)
N° 11 Esquema Señor De Los Milagros – El Carmen - Comas	5 horas de servicio (de 05:00 a 09:00 horas diario)
N° 12 Esquema Señor De Los Milagros – El Carmen – Santa Rosa - Comas	Tres horas de servicio promedio (06:00 a 09:00, 09:00 a 12:00 y horas y de 12:00 a 15:00 horas diario) y de 18:00 a 24:00 horas diario
N° 13 El Carmen - Comas	Tres horas de servicio promedio (06:00 a 09:00 y de 12:00 a 15:00 horas diario)
N° 14 Carmen Alto - Comas	Tres horas de servicio (13:00 a 16:00 y 14:00 a 17:00 horas diario)

N° 15 Carmen Alto - Comas	Tres horas de servicio (de 06:00 a 09:00 horas diario)
N° 16 Santa Rosa Parte Alta - Comas	18:00 a 24:00 horas diario
N° 17 <b>Santa Rosa Parte Intermedia – Comas</b>	12:00 a 18:00 horas diario
N° 18 Huaquillay, Santa Rosa – Comas	06:00 a 15:00 horas diario
N° 19 Chacra Cerro, El Retablo - Comas	24 horas
N° 20 Santa Luzmila - Comas	24 horas
N° 21 Fundo Comas, Las Vegas - Comas	06:00 a 15:00 horas diario
N° 22 Parral - Comas	06:00 a 15:00 horas diario
N° 23 Pampa De Comas - Comas	06:00 a 15:00 horas diario
N° 24 Pampa De Comas - Comas	23:00 a 06:00 horas diario
N° 25 Pampa De Comas - Comas	05:00 a 08:00 y de 08:00 a 11:00 horas
N° 26 Pampa De Comas - Comas	06:00 a 09:00 horas diario
N° 27 Pampa De Comas	07:00 a 10:00 interdiario 10:00 a 13:00 horas interdiario
N° 28 Carmen Alto, Incahuasi - Comas	06:00 a 09:00 horas diario
N° 29 Carabaylo - Comas	24 horas
N° 30 Nueva Florida - Comas	07:00 a 15:00 horas diario
N° 31 Clorinda Malaga - Comas	24 horas

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2011

En la Figura, se muestra gráficamente el horario actual de abastecimiento de los sectores en el área de estudio de Lima Norte I.

#### 4.7.1.4 Conexiones

En el área del estudio se tiene un total de 65,865 conexiones, donde el 72% de conexiones corresponden a una clasificación tarifaria T02 Doméstica.

En la FIGURA 69, se puede visualizar la distribución de las conexiones de acuerdo a los niveles tarifarios establecidos.

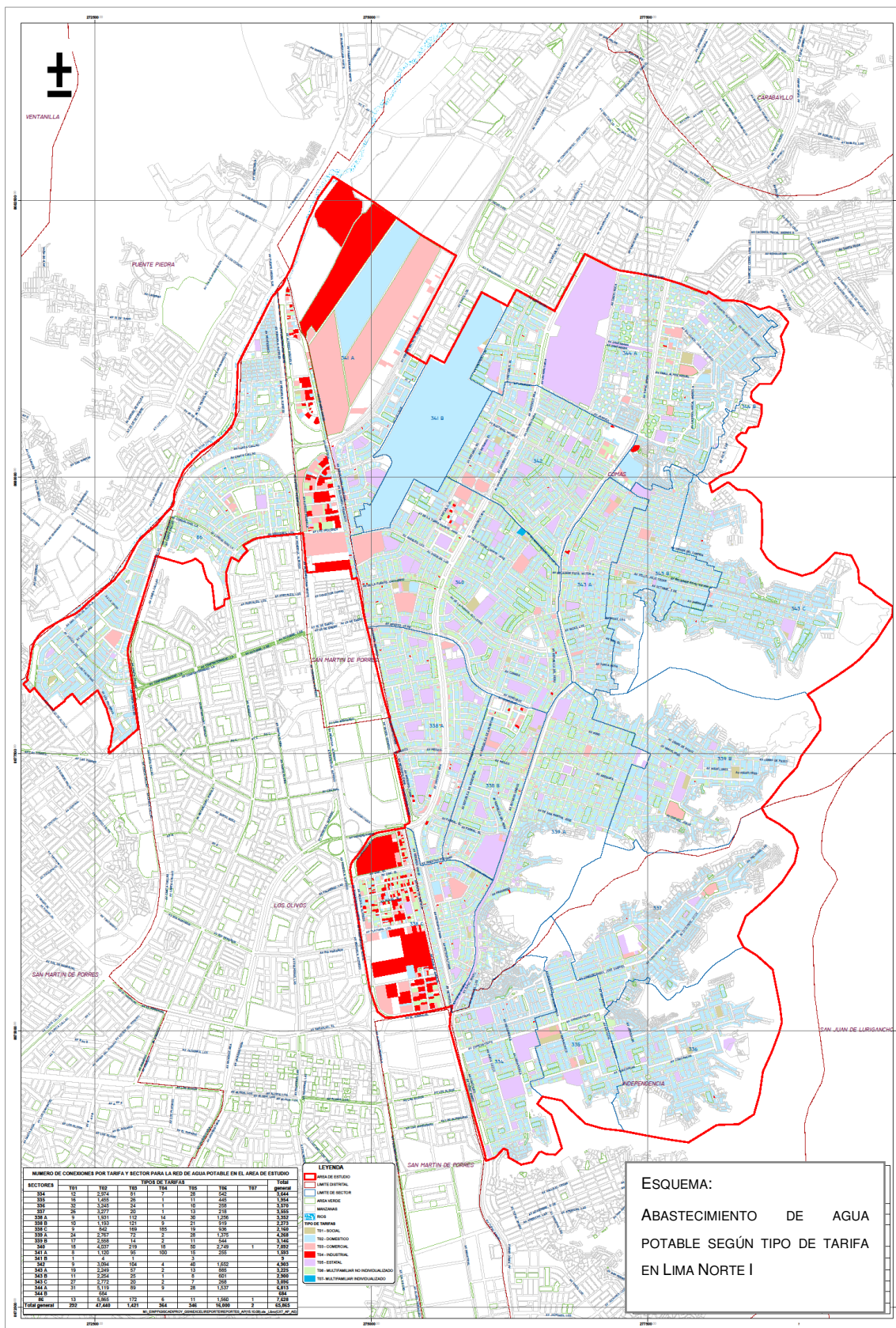


FIGURA 69. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE TARIFA

TABLA 70. NÚMERO DE CONEXIONES DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN  
LIMA NORTE I

Sectores	Número de Conexiones por Tipo Tarifa							Total
	T01	T02	T03	T04	T05	T06	T07	
334	12	2,974	81	7	28	542		3,644
335	16	1,455	26	1	11	445		1,954
336	32	3,245	24	1	10	258		3,570
337	26	3,277	20	1	13	218		3,555
338 A	9	1,931	112	14	30	1,256		3,352
338 B	10	1,193	121	9	21	919		2,273
338 C	9	842	169	185	19	936		2,160
339 A	24	2,767	72	2	28	1,375		4,268
339 B	17	2,558	14	2	11	544		3,146
340	18	4,037	219	18	50	2,749	1	7,092
341 A	8	1,120	95	100	15	255		1,593
341 B*	1	4	1		3			9
342	9	3,094	104	4	40	1,652		4,903
343 A	19	2,249	57	2	13	885		3,225
343 B	11	2,254	25	1	8	601		2,900
343 C	27	2,772	20	2	7	268		3,096
344 A	31	5,119	89	9	28	1,537		6,813
344 B		684						684
86	13	5,865	172	6	11	1,560	1	7,628
<b>Total</b>	<b>292</b>	<b>47,440</b>	<b>1,421</b>	<b>364</b>	<b>346</b>	<b>16,000</b>	<b>2</b>	<b>65,865</b>
<b>Porcentaje</b>	<b>0.4%</b>	<b>72.0%</b>	<b>2.2%</b>	<b>0.6%</b>	<b>0.5%</b>	<b>24.3%</b>	<b>0.0%</b>	<b>100.0%</b>

Nota: T01= Social , T02= Doméstico, T03= Comercial , T04=Industrial, T05=Estatal, T06=Multifamiliar Individualizado y T07=Multifamiliar No Individualizado.

Fuente: Catastro Técnico – Junio 2008

\* Conexiones correspondientes al Aeroclub de Collique.

#### 4.7.1.5 Micromedición

En el área de estudio en promedio un 33% de conexiones cuentan con micromedición, tal como se observa en la Tabla 71. Al respecto cabe resaltar que la zona alta comprendida desde la Av. Túpac Amaru hacia los cerros del distrito de Comas ubicados en la mayor cota (zonas altas), la micromedición es mínima.

Así, en la FIGURA 70, se puede identificar solo pequeñas áreas con micromedición debido que la población de la zona se muestra en desacuerdo con la instalación de medidores y otro factor es a la baja continuidad de abastecimiento en dicha zona (ver Tabla 69).



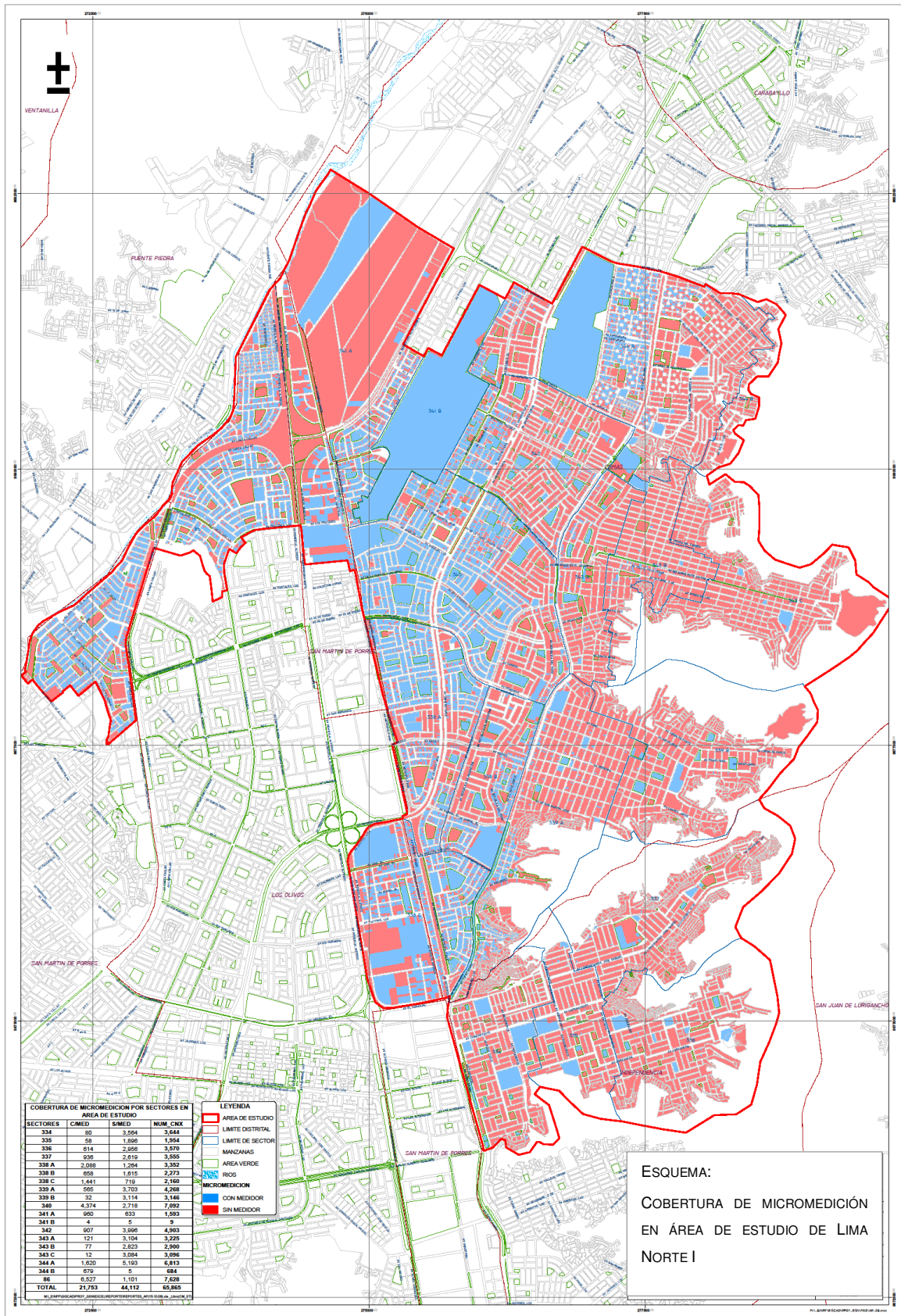


FIGURA 70. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE TARIFA

TABLA 71. COBERTURA DE MICROMEDICIÓN POR SECTORES EN LIMA NORTE I

Sectores	Con Medidor	Sin Medidor	Número Conexiones	Cobertura Micromedición
334	80	3,564	3,644	2%
335	58	1,896	1,954	3%
336	535	3,035	3,570	17%
337	936	2,619	3,555	26%
338 A	2,088	1,264	3,352	62%
338 B	658	1,615	2,273	29%
338 C	1,441	719	2,160	67%
339 A	565	3,703	4,268	13%
339 B	32	3,114	3,146	1%
340	4,374	2,718	7,092	62%
341 A	960	633	1,593	60%
341 B*	4	5	9	44%
342	907	3,996	4,903	18%
343 A	121	3,104	3,225	4%
343 B	77	2,823	2,900	3%
343 C	12	3,084	3,096	0%
344 A	1,620	5,193	6,813	24%
344 B	679	5	684	99%
86	6,527	1,101	7,628	86%
<b>Total</b>	<b>21,674</b>	<b>44,191</b>	<b>65,865</b>	<b>33%</b>

Fuente: Catastro Técnico y Comercial – Junio 2008

\* Conexiones en el Aeroclub de Collique

En cuanto a la Tabla 70: antigüedad de los medidores, se observa que en el 48 % de ellos vienen operando más de cinco años, es decir, tienen un período de uso superior a los 5 años de vida útil del medidor.

TABLA 72. ANTIGÜEDAD DE MEDIDORES EN LIMA NORTE I

Sector	Antigüedad de Medidores						Total
	<1 año	1 años	2 años	3 años	4 años	>5 años	
334	9	19	7	2	9	34	80
335	18	12	5		4	19	58
336	516	2	4	2	2	9	535
337	907	14	6		3	6	936
338 A	137	386	268	89	11	1197	2088
338 B	30	194	128	21	7	278	658
338 C	46	289	244	15	22	825	1441
339 A	30	102	70	6	17	340	565
339 B	11	5	8	1	3	4	32
340	131	786	462	254	39	2702	4374
341 A	47	175	264	40	7	427	960
341 B	1		1			2	4
342	41	240	196	36	21	373	907
343 A	21	52	8	5	5	30	121
343 B	4	2	18	1	4	48	77
343 C	2	1	1	2	2	4	12
344 A	43	216	333	45	21	962	1620
344B	679						679
86	94	1722	1004	216	433	3058	6527
<b>Total</b>	<b>2767</b>	<b>4217</b>	<b>3027</b>	<b>735</b>	<b>610</b>	<b>10318</b>	<b>21674</b>
<b>Porcent.</b>	<b>13%</b>	<b>19%</b>	<b>14%</b>	<b>3%</b>	<b>3%</b>	<b>48%</b>	<b>100%</b>

Fuente: Catastro Técnico y Comercial – Junio 2011

#### 4.7.1.6 Incidencias operativas en la red de agua potable

En Lima Norte I se generan las mayores incidencias de roturas y fugas por Km de tubería instalada a nivel del ámbito administrado por SEDAPAL, debido al deterioro generado por los problemas anteriormente explicados.

A fin de corroborar la aseveración anteriormente indicada se tuvo que realizar el análisis exhaustivo del banco de datos de incidencias operativas de roturas y fugas en los distritos de Comas, Independencia, Los Olivos y San Martín de Porres. Dicha base de datos se trabajó de diferentes programas para ser procesado en Arc GIS lo que ha permitido generar los planos temáticos para el presente estudio. Los trabajos sobre

la base de datos y su procesamiento se presentan en el Anexo 3: Información operacional y comercial.

De este modo, y tras un largo periodo de trabajo se logró determinar que en el área de influencia del presente proyecto han ocurrido 696 incidencias operativas de roturas en los últimos tres años (2009, 2010 y a junio 2011) y 1,489 incidencias de fugas en los cuatro últimos años (2008, 2009, 2010 y a junio 2011).

Según Cabrera & col. (2001), en "*Programación óptima del mantenimiento, rehabilitación y renovación de redes*", indica que un buen comportamiento de las tuberías tiene un índice de roturas por km por año menor a 0.1 y que 0.5 es elevado siendo 1 rotura por Km por año "inaceptable".

En la Tabla 73 se observan las incidencias operativas de roturas y fugas en la red secundaria de agua potable en el área de estudio de Lima Norte I y en los Planos Temáticos AP-10 al AP18 se presentan detalles de estas incidencias. El Plano AP-10 se despliega en los Planos Temáticos AP-11 y AP-12 donde se detallan sobre fugas en corporation y tubería y en conexiones domiciliarias.

Del mismo modo, se han generado los Planos Temáticos AP-13, AP-14, AP-15, AP-16, AP-17 y AP-18 en donde se pueden apreciar de manera didáctica y variada la relación entre incidencias operativas de roturas y fugas con las siguientes variables: i) la antigüedad de las redes secundarias, ii) la unidad ejecutora que realizó las obras y iii) cuando se trata de tuberías de asbesto cemento.

TABLA 73. INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS Y ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I

Sector	Fugas (Nº)					Roturas (Nº)			
	2008	2009	2010	Junio 2011	Total	2009	2010	Junio 2011	Total
334			107		107	4	12	16	32
335	2		10		12	8	13	9	30
336	2				2	5	46	18	69
337	1		4		5	1	25	6	32
338 A	62			70	132		13	7	20
338 B	109			68	177	1	9	3	13
338 C	18	25		2	45	7	6	2	15
339 A	59			1	60	16	44	44	104
339 B	5				5	15	50	21	86
340	193			44	237	10	17	8	35
341 A	35			20	55	6	4	2	12
341 B	41			26	67				
342	175		1	18	194	4	10	3	17
343 A	86			1	87	5	14	14	33
343 B	3				3	8	16	9	33
343 C				1	1	12	35	6	53
344 A	90			43	133	7	36	16	59
86		89	78		167	8	15	30	53
<b>Total</b>	<b>881</b>	<b>114</b>	<b>200</b>	<b>294</b>	<b>1489</b>	<b>117</b>	<b>365</b>	<b>214</b>	<b>696</b>

Fuente: Catastro Técnico y Comercial - Junio 2011

Cabe recalcar, que el Equipo Control y Reducción de fugas no cuenta con capacidad instalada para realizar campañas de manera frecuente por lo que estas se realizan hasta de manera trianual y por zonas específicas, por lo que las fugas presentadas en el Plano Temático AP-10 del Anexo 6 pueden ser mayores.

Asimismo, como parte de investigación del presente estudio se realizó una campaña de febrero a mayo del 2011 en el área de estudio con antigüedad entre 10 a 25 años de instaladas la tuberías, con la detección y reparación de las mismas y que al intervenir unos meses después (agosto) se volvió a encontrar nuevas incidencias lo cual señala el estado deficiente de las tuberías instaladas (ver resultados de detección de fugas en el capítulo V).

#### 4.7.1.7 Análisis del Agua No Facturada

A nivel de empresa SEDAPAL en los últimos años tiene un problema de eficiencia operacional ya que su ANF a nivel empresa en los últimos años (2008 – 2010) fluctúa entre 37.5% y 38.2%, tal como se muestra en la Figura 71.

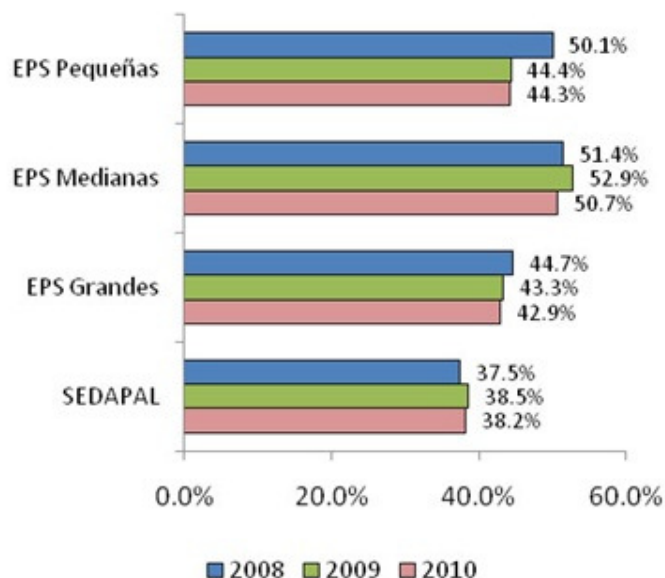


FIGURA 71. AGUA NO FACTURADA 2008 – 2010 DE LAS EPS

Uno de los grandes problemas para SEDAPAL con respecto a los sistemas de agua potable es la gran cantidad de agua no facturada en el área de influencia de la Gerencia de Servicios Norte la cual se estima del orden del 50% (promedio representativo del área de influencia del proyecto y otras zonas de la GSN con menores problemas operativos).

Ahora al tenerse en cuenta que dentro del área de influencia del estudio, los sistemas de agua potable no cuentan con macro y micromedición al 100%, que la continuidad varía considerablemente, que las presiones son variables, que en el área de influencia se presentan la mayor cantidad de incidencias por roturas y fugas dentro de todo el ámbito de SEDAPAL (sur, centro y norte); se concluye que la determinación de las pérdidas

físicas de manera técnica es no factible a pesar que son de gran consideración. Sin embargo, de acuerdo a la estimación de SEDAPAL, el agua no facturada (ANF) en la zona norte de Lima constituyó un 49.6% del total de agua producida en 2010, lo cual es bastante en comparación con un 35.1% en la zona centro y un 27.5% en la zona sur de Lima. Los valores de ANF para las zonas sectorizadas y para la zona de Lima Norte en su totalidad se detallan en la siguiente tabla:

TABLA 74. ANF EN LAS ZONAS SECTORIZADAS Y EN LA ZONA DE LIMA NORTE

Sector	Agua distribuida	ANF en 2010	
	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	%
83A y 83B	4,460,517	1,912,873	42.9
84A y 84B	3,997,461	1,322,575	33.1
85A, 85B y 85C	3,383,732	1,696,374	50.1
212A y 212B	3,362,695	1,276,643	38.0
213	1,602,667	954,988	59.6
<b>Total</b>	<b>16,807,072</b>	<b>7,163,453</b>	<b>42.6</b>
	<b>Total en Lima Norte</b>		<b>49.6</b>

Fuente: Equipo Control y Reducción de Fugas -SEDAPAL

#### a. Necesidad de análisis del ANF

Para la preparación de un plan de desarrollo para la reducción del ANF en el sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario identificar las causas del alto índice de ANF y considerar medidas correctivas contra cada una de ellas. Sin embargo, en la mayor parte de Lima Norte, incluso el volumen mismo de ANF no es monitoreado con precisión debido a la instalación incompleta de macro y micro medidores. A causa de la falta de datos exactos sobre el ANF, y sobre las pérdidas comerciales, las cuales, se considera, constituyen gran parte del ANF, es mucho más difícil estimar con precisión el índice de pérdidas técnicas.

En el Estudio, es necesario estimar los índices de pérdidas comerciales y pérdidas técnicas para poder determinar la situación real de la distribución de agua y proponer medidas correctivas contra el ANF.

Por otro lado, teniendo en cuenta el indicador antes mencionado de ANF para la Gerencia de Servicios Norte y las condiciones inadecuadas actuales ya indicadas para nuestra área de influencia, se podría deducir que el indicador ANF en los 18 sectores que se proponen, es mayor a 50%.

#### **b. Metodología de análisis**

Se llevó a cabo un análisis del ANF utilizando datos del consumo horario en las áreas sectorizadas controladas, dentro del ámbito de influencia de los proyectos de Lima Norte, a saber, los sectores 83 (83A y 83B), 84 (84A y 84B), 85 (85A, 85B, y 85C), 212 (212A y 212B) y 213; estos datos son del periodo de 01 año entre Junio de 2009 y Mayo de 2010.

En el análisis, las pérdidas técnicas de cada sector se estiman, en primer lugar, a partir del consumo horario de dicho sector. Dichas pérdidas técnicas se estiman, para cada sector, como la diferencia entre el consumo mínimo horario detectado por el monitoreo del consumo de cada sector, y el consumo mínimo estimado por vivienda.

Luego de estimar las pérdidas técnicas de cada sector, se obtienen las pérdidas comerciales analizando la relación entre el ANF y las pérdidas técnicas por cada sector.

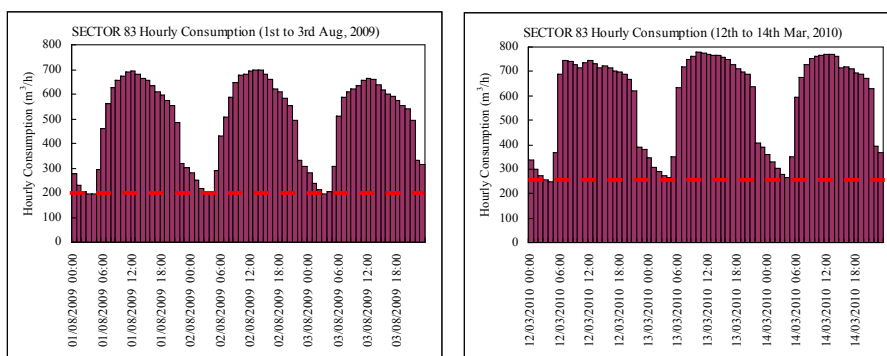
##### *Consumo horario en las áreas sectorizadas*

Los datos del consumo horario de verano (presentado por tres días, incluyendo el día en que se registró el máximo consumo horario anual) y de invierno (presentado para los días del 1ero al 3 de Agosto) se muestran en la Figura 72 por cada sector.



Tal como se muestra en la figura, se ha encontrado un consumo nocturno considerable en todos los sectores de manera consistente, lo cual demuestra la existencia de pérdidas técnicas considerables.

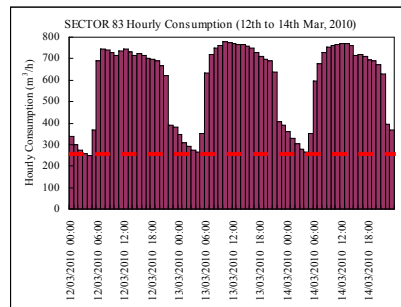
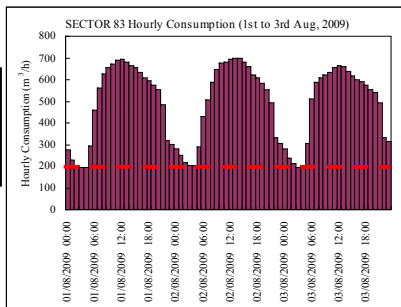
En el sector 213, el consumo horario muestra una curva diferente en comparación con otros sectores, lo cual es resultado de la estación de bombeo (CR-243).



[Sector 83] Qprom: 524m<sup>3</sup>/h Qmax: 893m<sup>3</sup>/h Qmin: 190 – 240m<sup>3</sup>/h F Pico Horario: 1.70

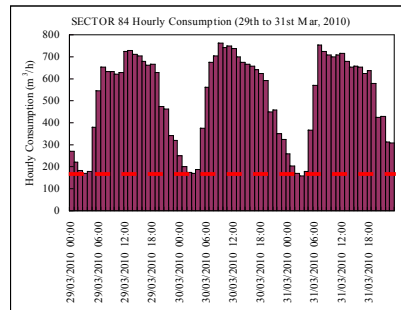
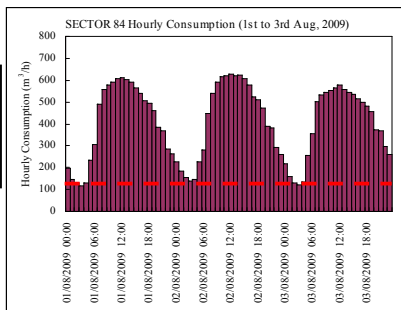
**[Sector 83]**

Promedio Anual: 524m<sup>3</sup>/h  
 Máximo: 893m<sup>3</sup>/h  
 Mínimo: 190 – 240m<sup>3</sup>/h  
 F Pico Horario: 1.70



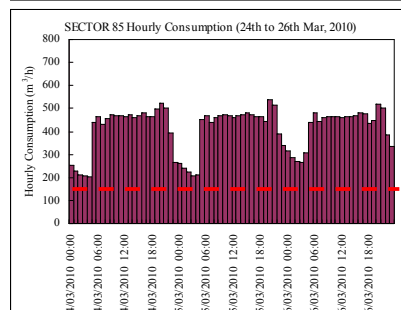
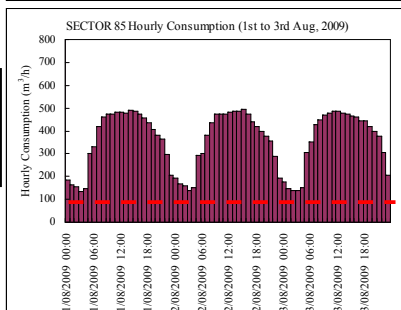
**[Sector 84]**

Promedio Anual: 442 m<sup>3</sup>/h  
 Máximo: 788m<sup>3</sup>/h  
 Mínimo: 120 – 170m<sup>3</sup>/h  
 F Pico Horario: 1.78



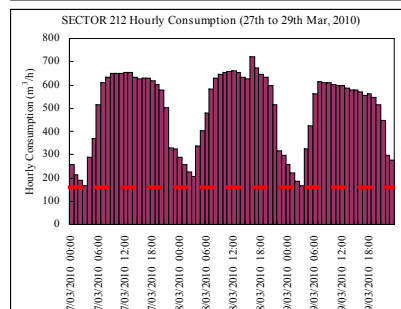
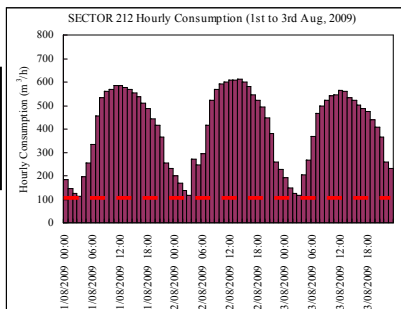
**[Sector 85]**

Promedio Anual: 378m<sup>3</sup>/h  
 Máximo: 569m<sup>3</sup>/h  
 Mínimo: 140 – 200m<sup>3</sup>/h  
 F Pico Horario: 1.50



**[Sector 212]**

Promedio Anual: 431m<sup>3</sup>/h  
 Máximo: 722m<sup>3</sup>/h  
 Mínimo: 100 – 150m<sup>3</sup>/h  
 F Pico Horario: 1.68



**[Sector 213]**

Promedio Anual: 199m<sup>3</sup>/h  
 Máximo: 362m<sup>3</sup>/h  
 Mínimo: 80 – 160m<sup>3</sup>/h  
 F Pico Horario: 1.82

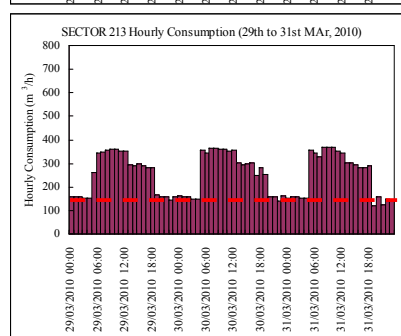
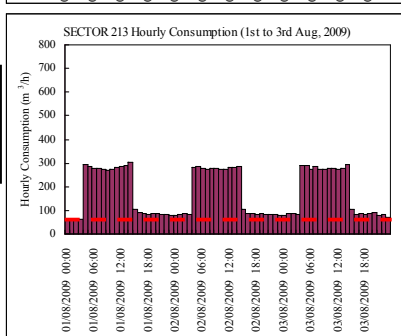


FIGURA 72. CONSUMOS HORARIOS DE LAS ÁREAS SECTORIZADAS

### c. Estimación de las pérdidas técnicas

La cantidad de fugas en las tuberías, incluyendo líneas de distribución y conexiones, no depende del consumo sino de la presión del agua. Una tubería dañada que origina pérdidas se puede modelar generalmente como un orificio en la tubería. Considerando que la presión de agua en las áreas sectorizadas se controla a la entrada de cada sector, el caudal de pérdidas técnicas, el cual da cuenta de la mayor parte de las pérdidas técnicas, será virtualmente constante.

Por lo tanto, las pérdidas técnicas de un sector pueden ser estimadas a partir del consumo horario presentado líneas arriba, asumiendo que la mayor parte del consumo mínimo nocturno sería el caudal de pérdidas técnicas, usando la siguiente fórmula:

$$Q_{1t} = C_{mm} - C_{tm} \quad (63)$$

$$C_{tm} = N_v \times 0.3 \times q_f \quad (64)$$

Donde:

$Q_{1t}$  : Pérdida técnica (m<sup>3</sup>/h)

$C_{mm}$  : Consumo mínimo monitoreado (m<sup>3</sup>/h)

$C_{tm}$  : Consumo mínimo teórico (m<sup>3</sup>/h)

$N_v$  : Número de viviendas

$q_f$  : Agua consumida al tirar la cadena

Supuesto: una persona en una familia usa el inodoro una vez cada 3 horas entre las 2 am y 5 am (horas en las que se presenta el menor consumo de agua).

El índice de pérdidas técnicas se estima mediante la fórmula presentada arriba y a partir de los consumos mínimos monitoreados, los cuales se muestran en la Figura 72; el número de viviendas tomado de datos

estadísticos y la cantidad de agua distribuida según el catastro de SEDAPAL.

Al respecto del sector 213, la curva de consumo no presenta un consumo horario exacto debido al efecto de la estación de bombeo. Sin embargo, se considera que el caudal mínimo nocturno representa en consumo del sector, tal como en otros sectores.

Los resultados de la estimación del índice de pérdidas técnicas, se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 75. ÍNDICE ESTIMADO DE PÉRDIDAS TÉCNICAS

Sector	Número de Viviendas	Agua Distribuida (m <sup>3</sup> )	Agua No Facturada		Pérdida Técnica	
			m3	%	%	% (respecto ANF)
83	13,819	4,460,517	1,912,873	42.9	29.1	67.9
84	15,488	3,997,461	1,322,575	33.1	17.1	51.5
85	9,387	3,383,732	1,696,374	50.1	33.8	67.4
212	10,117	3,362,695	1,276,643	38.0	18.4	48.5
213	3,581	1,602,667	954,988	59.6	52.2	87.6
Total	52,392	16,807,072	7,163,453	42.6	27.3	64.1
Total Lima Norte				49.6	-	-

#### d. Pérdidas técnicas y pérdidas comerciales de los sectores

El índice de agua no facturada (ANF) y el de pérdidas técnicas se trazan de acuerdo a la Figura 73.

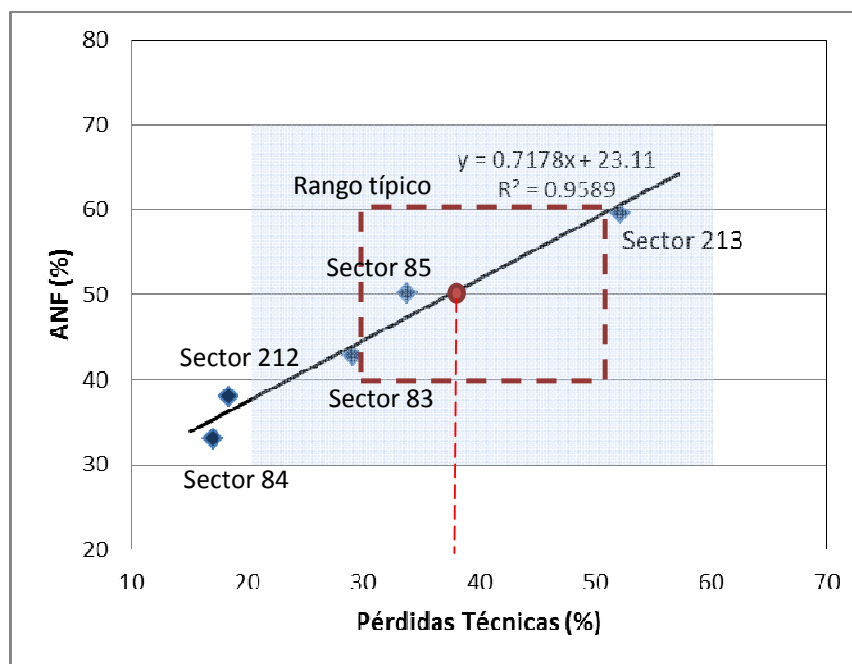


FIGURA 73. ÍNDICE DE ANF E ÍNDICE DE PÉRDIDAS TÉCNICAS EN LAS ÁREAS SECTORIZADAS

Tal como se muestra en la figura, los rangos del índice de ANF y del índice de pérdidas técnicas en los sectores monitorizados son 30-70% y 20-60%, respectivamente. El índice de ANF típico y de pérdidas técnicas pueden ser asumidos en 40-60% y 30-50% respectivamente. Por consiguiente, se estima que el índice promedio de ANF y pérdidas técnicas en el área del estudio son 50% y 40% respectivamente

El índice de pérdida comercial es la diferencia entre el ANF y las pérdidas técnicas. El índice de pérdidas comerciales típicas puede ser encontrado en aproximadamente 10-15%.

				Presente	Con Programa Renovación		
Producción Total	Consumo Legal	Consumo Legal Facturado	Consumo Legal Facturado Medido	35%	75%	Agua Facturada	Agua Facturada
			Consumo Legal Facturado No Medido	15%	0%		
		Consumo Legal No Facturado	Consumo No Facturado Medido y No medido	10 – 15 %	5%	Pérdidas Comerciales	Agua No Facturada
	Pérdidas de Agua	Pérdidas No Técnicas	Consumo Ilegal				
			Error de Medición				
		Pérdidas Técnicas	Pérdidas en la Distribución	ANF 50%	ANF 25%		
	Pérdidas en Conexiones y Medidores		30 – 50%	20%			
Pérdidas en reservorios y otros							

FIGURA 74. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ANF Y OBJETIVO DE LA RENOVACIÓN

**e. Conclusión del Análisis del ANF**

Por medio del análisis de ANF detallado líneas arriba, se obtuvieron las siguientes observaciones:

1. Se observan consumos significativos en todos los sectores, incluso durante la noche, lo cual demuestra la existencia de una cantidad considerable de fugas, lo cual se categoriza como “pérdidas técnicas”
2. Los índices de pérdidas técnicas estimados mediante el análisis del caudal mínimo monitoreado de los sectores tienen correlación con los caudales de ANF estimados por SEDAPAL.
3. Se estima que el promedio del índice de ANF es aproximadamente 50% y el de pérdidas técnicas de 40%, encontrándose en un rango típico entre 40% y 60% para el primero y 30% y 50% para el segundo. Las pérdidas comerciales se estiman entre el 10% y 15%.
4. Los consumos ilegales y los consumos en conexiones sin medidores pueden ser contados como pérdidas técnicas en el análisis a partir del caudal mínimo. Por lo tanto, ha de notarse que el índice real de

pérdidas comerciales de cada sector variará dependiendo del estado de la micromedición y el ambiente social.

5. Para reducir el índice de ANF a 25%, será necesario reducir el índice de pérdidas técnicas al 20% y el índice de pérdidas comerciales al 5%.

#### **4.7.1.8 Análisis del consumo horario**

##### **a. Necesidad del análisis**

El consumo horario es un parámetro fundamental para el diseño de redes secundarias y el análisis hidráulico de reservorios. El Reglamento Nacional de Edificaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (en adelante denominado “estándar nacional de saneamiento”), define el factor pico horario entre 1.8 y 2.5.

En general, el factor pico horario depende de la escala del área objetivo. Adicionalmente, las fugas de agua pueden afectar al factor pico si son considerablemente altas en comparación con el consumo real de los usuarios.

Aquí, el factor pico horario ha de ser analizado para poder decidir el valor a ser aplicado a los sectores del área de estudio.

El análisis utiliza los datos del consumo horario para los sectores 83, 84,85 y 212. Los datos del sector 213 no pueden ser utilizados dado que el consumo monitoreado se ve afectado por la operación de la estación de bombeo (CR243), de modo que el consumo monitoreado no representa el consumo real de las viviendas.

##### **b. Estado actual**

Tal como se muestra en la Figura 72, los factores pico horarios de los sectores varían entre 1.50 y 1.78. Sin embargo, si se demuestra la

necesidad técnica económica de la renovación de las redes secundarias de agua potable y se desarrolle e implemente un proyecto, este posiblemente reduzca las pérdidas técnicas al 20%, el factor pico variará.

**c. Consumo horario en caso de pérdidas técnicas del 20%**

A partir de los consumos diurnos, el máximo horario de cada sector y las pérdidas técnicas estimadas en el análisis de ANF, el consumo horario en caso de pérdidas técnicas del 20% se proyecta como se muestra en la Figura. Los factores pico horario en este caso varían entre 1.63 y 1.83, mayores a los calculados según los datos originales de SEDAPAL.

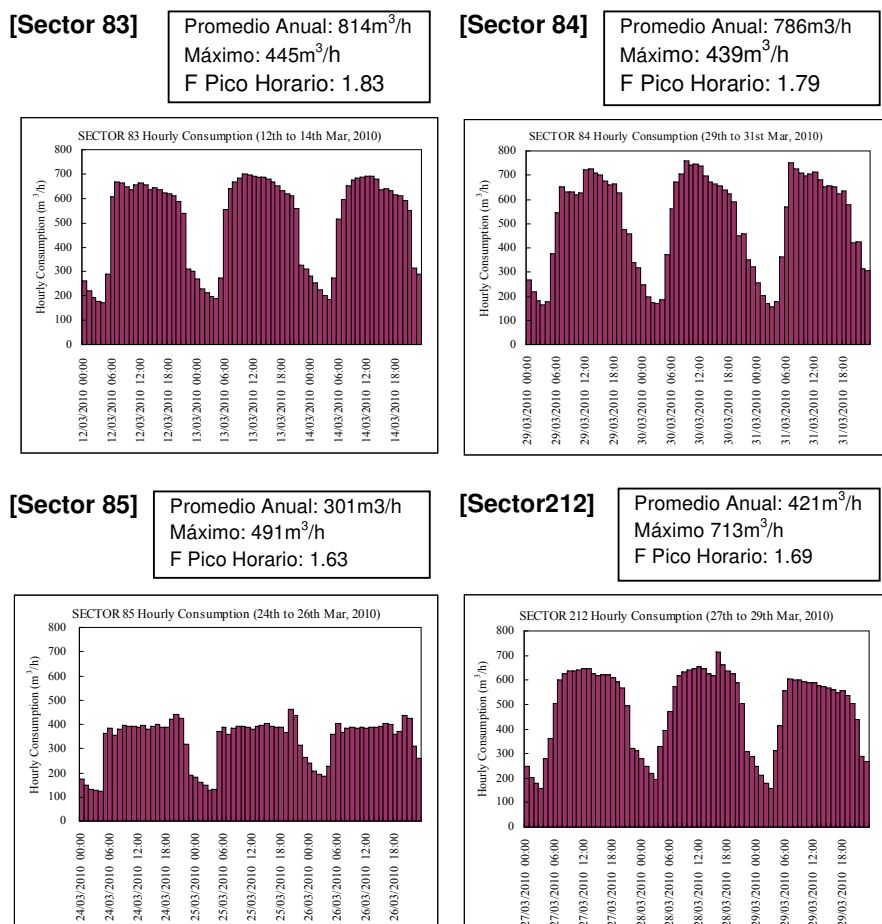


FIGURA 75. CONSUMO HORARIO PROYECTADO EN CASO DE UN 20% DE PÉRDIDAS TÉCNICAS



**d. Conclusión del análisis del consumo horario**

Los factores pico proyectados líneas arriba y el número de viviendas se grafican en figura 61. Aunque las áreas con gran cantidad de usuarios por lo general tienen factores pico altos, parece no existir una relación significativa entre en número de viviendas y el factor pico.

Como resultado del análisis, se recomienda un factor pico horario de 1.8, lo cual cumple con los estándares nacionales de saneamiento.

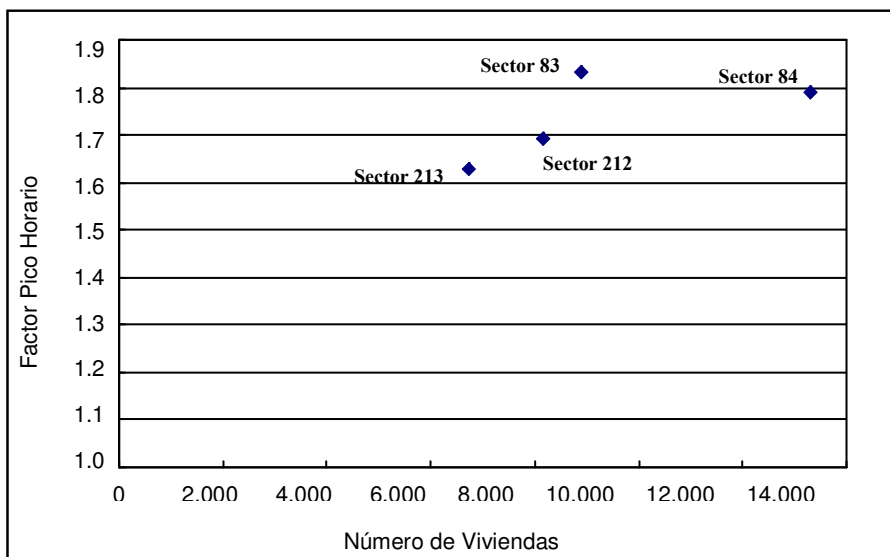


FIGURA 76. NÚMERO DE VIVIENDAS Y CONSUMO HORARIO PROYECTADO EN CASO DE 20% DE PÉRDIDAS TÉCNICAS

## **CAPITULO V**

### **METODOLOGÍA TÉCNICA DE ESTUDIOS DE FUGAS**

#### **5.1 Introducción**

En la zona de Lima Norte, y específicamente en el área de Lima Norte I, existe un número importante de incidencias operativas debido a la antigüedad de los materiales, calidad de las tuberías, calidad de la instalación, etc. Esto justifica que aquellas tuberías que hayan cumplido su periodo de vida útil sean sustituidas. Sin embargo, puede ser recomendable afrontar también la renovación de tuberías cuando no hayan cumplido su vida útil. Para ello, el presente estudio pretende elaborar un modelo técnico-económico, soportado por campañas de campo, que evalúe y cuantifique las ventajas de la rehabilitación/renovación frente al mantenimiento y la reparación de los defectos en la red, que responden a lógicas más bien de improvisación que de una planificación adecuada y sostenible.

El estudio será acompañado con toda una serie de referencias y comentarios cualitativos, a los que difícilmente se puede asignar un costo o un beneficio preciso.

#### **5.2 Uso y necesidades de la estadística en el estudio**

En el capítulo III se han explicado las técnicas y los criterios que pueden servir como soporte a la decisión cuando se presenta la posibilidad de elegir entre rehabilitación/renovación y reparación.

Estos modelos, se basan en una serie de parámetros que se relacionan, directamente o indirectamente, con la variable de estudio a elegir. Esta última nos tiene que proporcionar una idea de cómo se encuentra la red en este momento. Tal cual como hemos adelantado, y como tendremos ocasión de comprobar en los próximos puntos de análisis económicos del

problema, es el historial de fugas y roturas de una tubería el factor que en mayor medida condiciona la decisión de sustituir o reparar.

Para cuantificar la estanqueidad de una tubería se pueden utilizar varios índices, entre los cuales:

- $m^3/Km.$  y día: un valor orientativo puede ser  $17 m^3/Km./día$ .
- $m^3/Km.$  y mm y día: tiene en cuenta el diámetro de la tubería (0.2 - 0.3 puede ser un rango apto para tuberías de D entre 60 y 150 mm).
- litros/acometida/hora: debe oscilar entre 3 y 10 l/acometida/h.
- Número de reparaciones por Km. de longitud de red y año.
- Número de roturas por Km. de longitud de red y año, donde un valor de 1 es índice ya de una red en mal estado.
- Número de fugas detectadas.

Los métodos técnicos económicos de Shamir y Howard y el de la AWWA, así como el de Cabrera, nos dan la posibilidad de aplicar el método tanto a una tubería única como a un conjunto de tuberías de una cierta área. Si se aplica la ecuación a una tubería particular la ecuación desarrollada podría tener un bajo valor estadístico en la predicción de futuras roturas, por lo que hay que analizar el ajuste de la regresión utilizada. Cuando se utilizan datos de una región entera para calcular la ecuación de predicción de las roturas, exactamente lo que se ha hecho en este trabajo y que se detallará a continuación, hay que tener cuidado en seleccionar tuberías homogéneas respecto a las causas de las roturas (material, terreno, presión de funcionamiento) para que el resultado sea lo más fiable posible. Los sectores de la red con características diferentes, deberían ser analizados de manera separada teniendo en cuenta las condiciones locales de cada sector para la buena predicción de la misma (Cabrera & Almandoz., 2006).

Como se puede intuir resulta imprescindible para llevar a cabo el estudio, encontrar apoyo en la estadística ya que la zona interesada, de 240 Km.,

resulta demasiado amplia para que sea sujeta a una intensa campaña de campo de detección y localización de fugas.

Efectivamente, para la cuantificación de las fugas en toda la zona, cada tramo de tubería debería ser barrido con métodos de detección (en número de roturas por unidad de longitud por ejemplo): entonces, se podría calcular el costo de reparación (estimado, dependiendo del incremento anual de fugas en la red) en los años del horizonte de estudio mediante oportunas proyecciones económicas ya comentadas. Esto supondría un número de días de campaña de campo excesivo, como se detalla a seguir:

- Una unidad de detección y localización de fugas tiene una media de 2 Km. de red barridos por noche.
- La longitud total de la porción de red a estudiar es de 240 Km.
- En el caso de que se disponga de 2 unidades, en un día se llegan a barrer 4 Km.
- Una semana está compuesta por 5 días laborables.

Conforme a lo indicado el tiempo necesario para el barrido de los 240 Km de la red secundaria de agua sería de 60 días laborables, equivalente a 12 semanas (60 días / 5 días / semana = 12 semanas).

La duración de los trabajos de campo, en el caso de querer barrer toda la parte de red de interés es demasiado larga. Así que, frente a esta limitación y previamente a la realización de la campaña de campo, ha sido necesario desarrollar una metodología estadística para seleccionar unas muestras representativas, elegidas estratégicamente en la red. Una muestra tiene la característica de ser la más representativa posible, desde el punto de vista estadístico, de toda la región estudiada, de manera que se pueda extraer el resultado a toda la región misma.

Frente a estas consideraciones, la zona de estudio se ha dividido en regiones (subpoblaciones) lo más homogéneas posible, como se verá en

un párrafo siguiente, y en cada región se ha considerado una muestra para llegar a los resultados requeridos. Antes de entrar en el específico del trabajo se piensa oportuno explicar los fundamentos de estadística aplicados.

### **5.2.1 Consideraciones previas**

Se ha evidenciado, como punto de partida, la problemática de no poder realizar la campaña de detección en toda la zona de estudio. El total de la zona coincide con la población total de la nuestra variable, que es representada por el número de roturas por Km. y por año. No poder medir la totalidad de la población supone una pérdida de información de la misma. Y se hace necesario entonces minimizar esta pérdida de información.

La forma de actuar es la siguiente:

1. Se divide en subpoblaciones homogéneas la zona de estudio.
2. En cada subpoblación se escoge una muestra de la misma y a partir de la cual se calculan unos estadísticos representativos que sean útiles para llevar a cabo el estudio.

Esta forma de actuar está sujeta a la aleatorización, como se puede intuir fácilmente y el problema que se presenta ahora es el tamaño de la muestra necesario, para que los estadísticos obtenidos puedan ser representativos de toda la subpoblación dentro de un intervalo de confianza establecido a priori.

### **5.2.2 Tamaño óptimo de una muestra**

Determinar el tamaño óptimo de muestra es una de las tareas más importantes de cualquier investigación que requiera muestrear una población, no solo para obtener resultados confiables sino también para ahorrar recursos.

Debe ser lo suficientemente grande para ser representativo, pero también lo suficientemente pequeño para que el tiempo de estudio sea compatible con los requerimientos.

Hay varias formulas de literatura especifica que proporcionan la cantidad de muestras necesarias para obtener unos estadísticos representativos y con un cierto nivel de confianza.

$$n = \frac{Z_{1-\alpha}^2 \times STM^2}{EPM^2} \quad (65)$$

Donde:

$Z_{1-\alpha}$  es el valor estadístico Z (de una tabla de distribución normal estándar) para un riesgo de  $\alpha \times 100\%$ .

$STM$  = es la variabilidad estándar de las respuestas de los encuestados, igual a la desviación estándar proporcional a la media.

$EPM$  = es el margen de error de la investigación.

La fórmula anterior sirve cuando se desconoce el tamaño total de la población que contiene la muestra. En nuestro caso, se ha dividido cada subpoblación en tramos de tuberías reconocibles, de manera que se conoce el número total de tramos en cada subpoblación.

En este caso la fórmula a aplicar es la siguiente:

$$n = \frac{N \times Z_a^2 \times STM^2}{d^2 \times (N - 1) + Z_a^2 \times STM^2} \quad (66)$$

### 5.2.3 Las técnicas de inferencia estadística

Toda muestra de una población debe tener, dentro de los límites del posible, la misma probabilidad de ser escogida que cualquier otra. Si se obvia esto, se podrían cometer errores. No pensemos en errores como

equivocaciones, sino en errores como variaciones inevitables, debidas al azar.

A grandes rasgos esta es la filosofía al hacer un contraste de hipótesis o test de hipótesis, o sea poner la siguiente pregunta: ¿la muestra que he escogido es representativa de la población que quiero estudiar?

La parte de la estadística que nos proporciona informaciones de una población, a partir de una pequeña parte de ella misma, es la inferencia estadística. La inferencia plantea un problema, que es la determinación de ciertos parámetros de la población (por ejemplo, la media, la desviación típica,...) a partir de la observación de las muestras. Para ello existen diferentes formas de actuar:

1. Estimando un valor o conjunto de valores del parámetro poblacional mediante el cálculo de un valor de la muestra.
2. Contraste de hipótesis: denominaremos hipótesis a la conjetura que se realiza sobre el valor de uno o varios parámetros poblacionales. Se tratará de decidir en base a la observación muestral si la conjetura es válida o no, según un criterio. Este criterio es la  $t$  de student de hipótesis o contraste de hipótesis.

La estimación se puede considerar como un caso particular de contraste de hipótesis. Sea cual sea la forma de actuar, los pasos a seguir serán plantear unas hipótesis, escoger un estadístico concreto, conocer la distribución del estadístico y, entonces, podremos decidir si, con los datos que poseemos de la muestra, estamos caracterizando a la población.

### **5.3 Metodología aplicada para la realización de los trabajos de campo**

#### **5.3.1 Análisis de la información disponible para el estudio**

En el estudio, como primer paso, se analizó toda la información disponible sobre las conducciones actualmente instaladas, principalmente según los factores de: edad de las conducciones, material, presión de servicio y diámetro. Se han estudiado los planos y analizado los históricos de fugas y conexiones ilegales.

#### **5.3.2 Definición de las subpoblaciones de estudio**

Para minimizar la desviación de los datos y evitar de tratar de manera igual subzonas de estudio en realidad diferentes, se ha dividido en subpoblaciones homogéneas toda la región. La homogeneidad se ha determinado considerando todos los factores que afectan la variable de estudio. En primer lugar se han considerado los sectores hidrométricos como criterio preponderante (que presuponen por su propia estructura bajas variaciones de la presión en el interior del sector). En segundo lugar, se ha focalizado la atención especialmente en aquellos sectores cuya longitud de tuberías con menos de 25 años de edad es considerable. Los tramos de asbesto-cemento (AC) y PVC representan, como ya hemos visto, los materiales de los cuales se compone la gran mayoría de las tuberías de edad menor de 25 años de instalación. En última instancia se ha considerado el diámetro en las definiciones de las subpoblaciones.

Una vez que se hayan determinado las subpoblaciones de estudio, se han determinado los tramos de la red secundaria de agua potable incluidos en cada una de ellas, de modo de que se han tenido perfectamente delimitadas.

Las subpoblaciones obtenidas han resultado ser 7 y están comprendidas dentro de los sectores hidrométricos:



Sectores 334, 339-A

Sector 338-B

Sector 338-A

Sector 340

Sector 344

Sector 86

Otras: constituida por esas partes de la zona de estudio donde no se ha podido realizar campañas de campo por varias razones, como:

- Zonas donde el suministro es muy deficitario en presión y en volumen (suministro no continuo): en este caso no se puede llevar a cabo las mediciones de detección de fugas.
- Zonas problemáticas en aspectos sociales y/o geográficos.
- Zonas aisladas con un pequeño porcentaje de tuberías con menos de 25 años.

A continuación, en las figuras siguientes se detallan las áreas con las subpoblaciones de estudio.



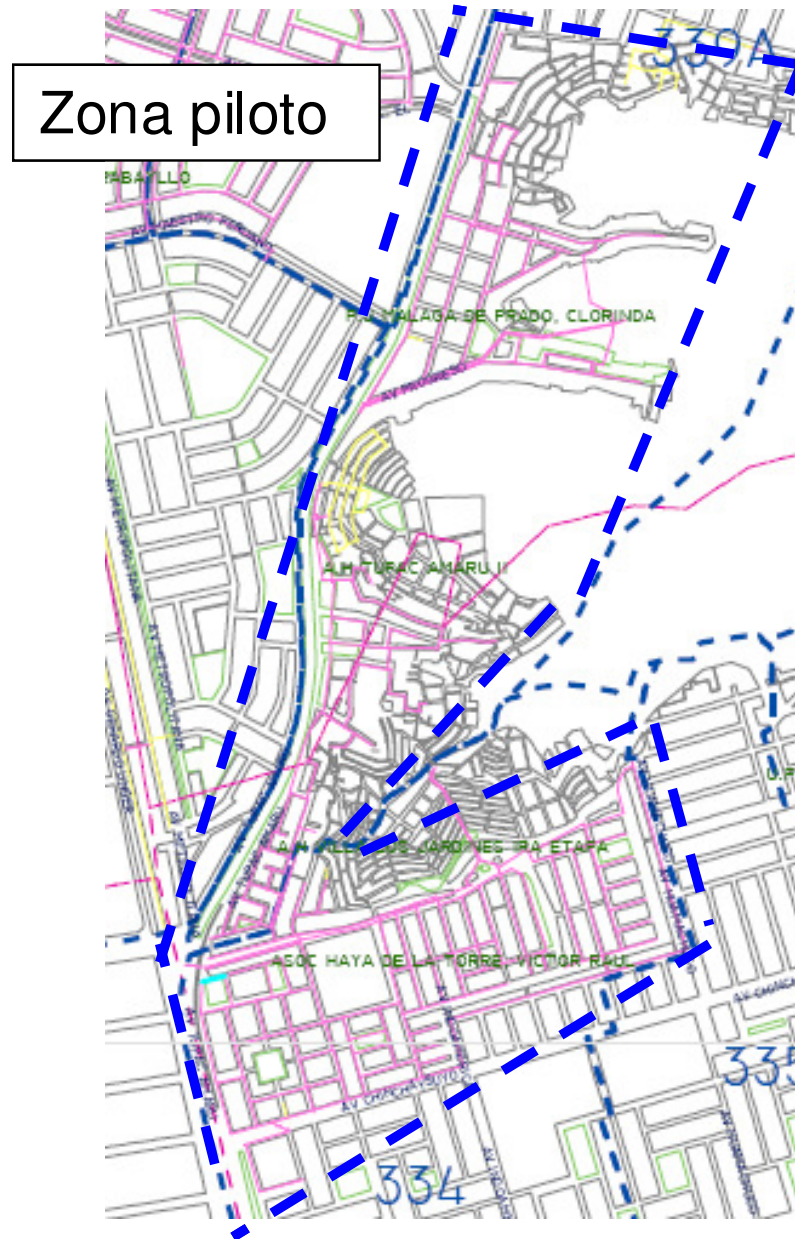


FIGURA 78. SUBPOBLACIÓN 339 A - 334



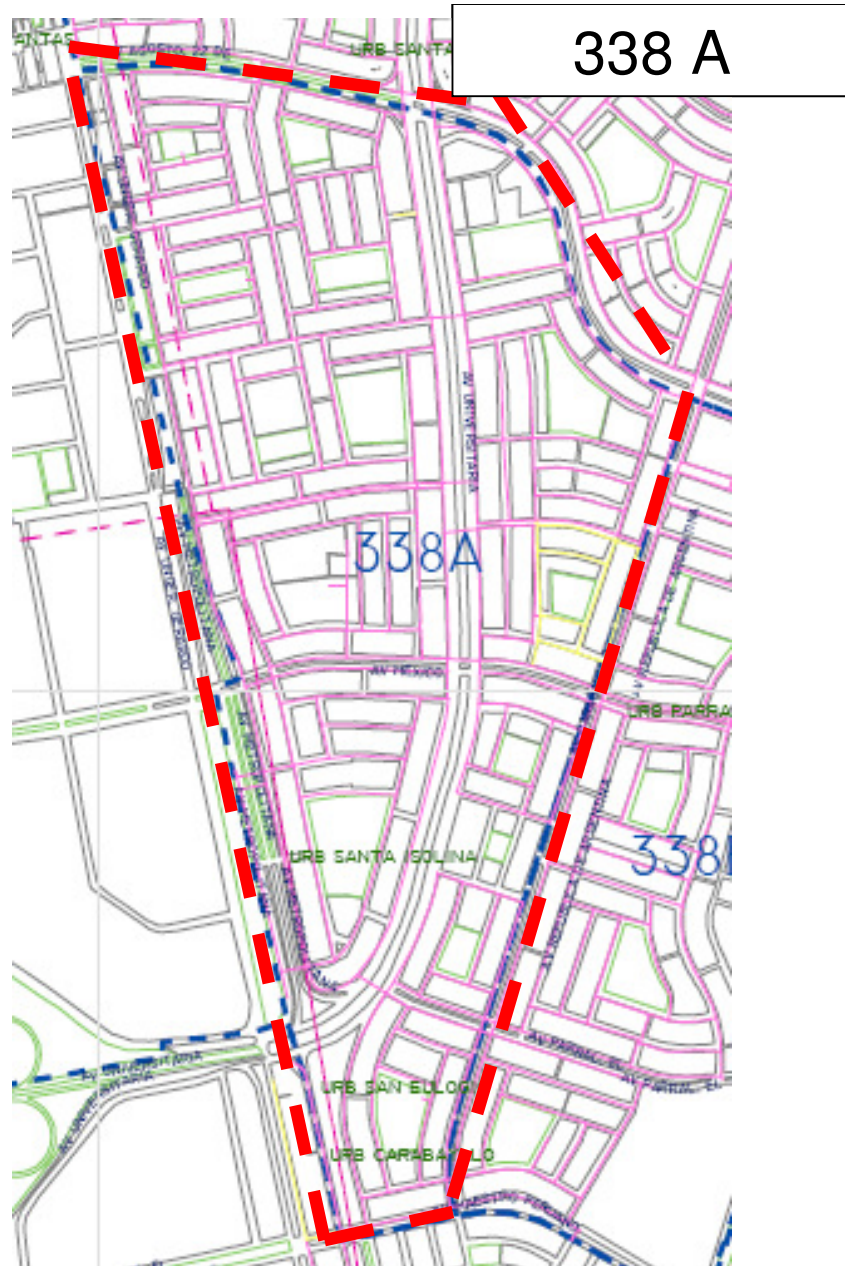


FIGURA 80. SUBPOBLACIÓN 338A



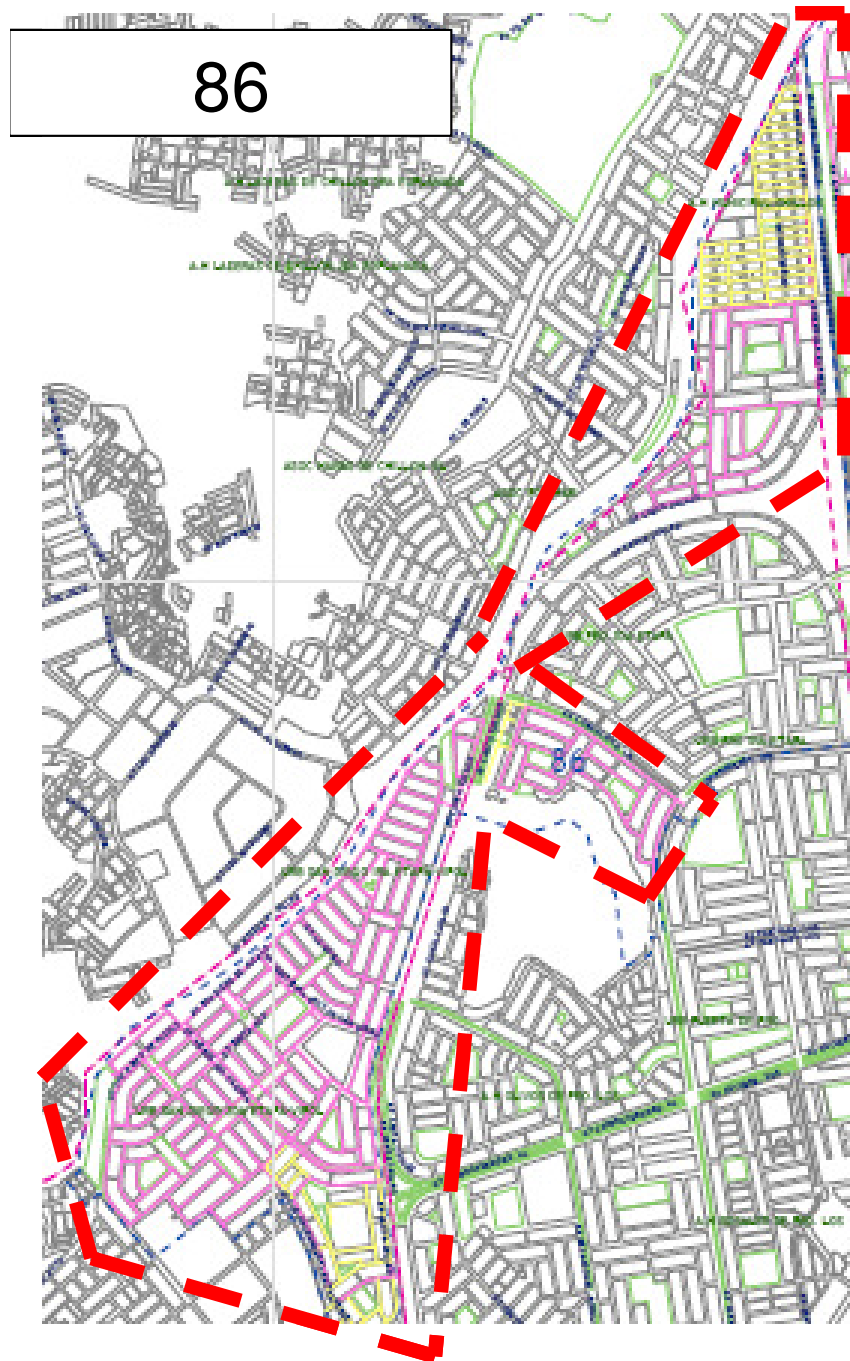


FIGURA 82. SUBPOBLACIÓN 86

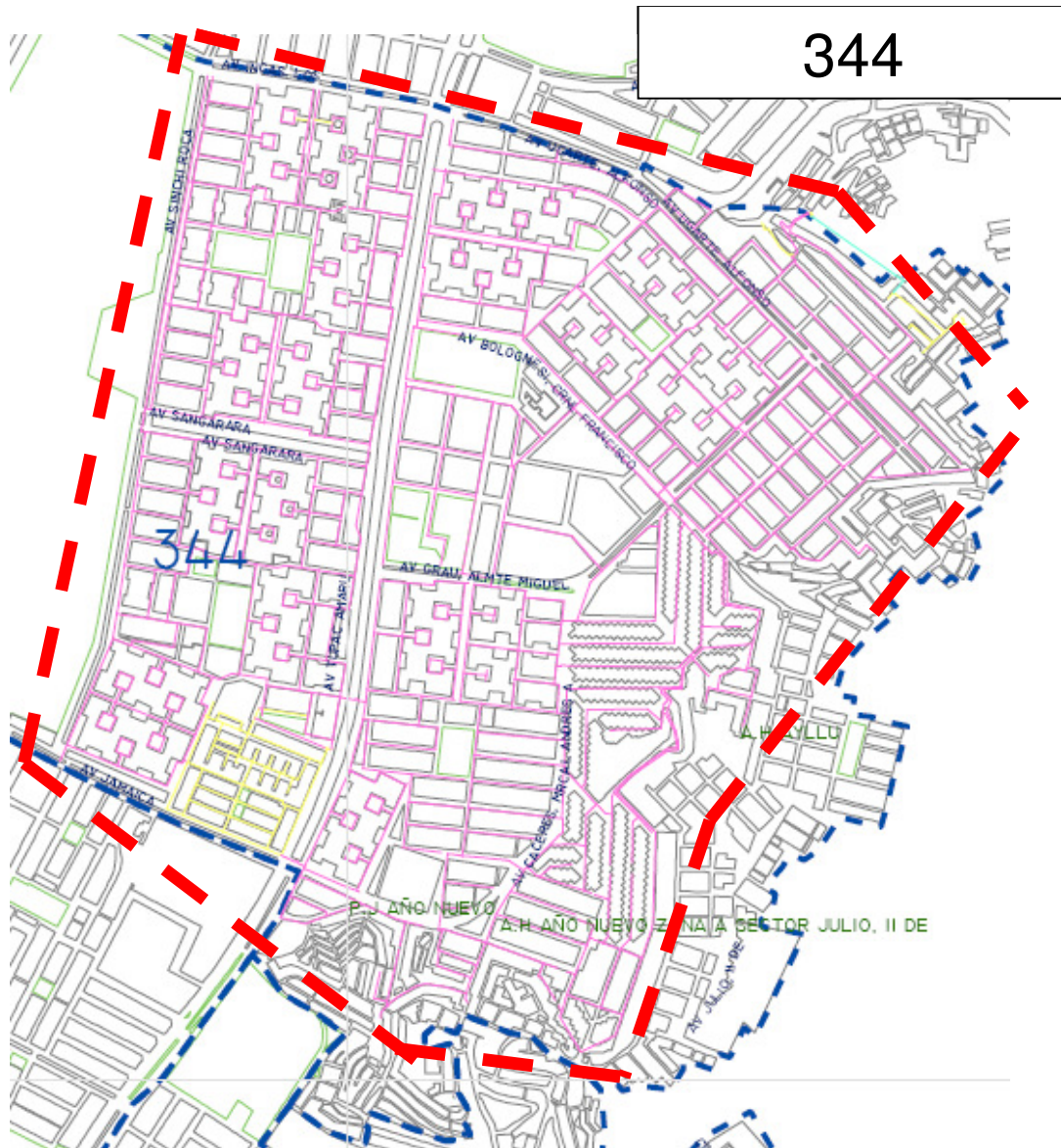


FIGURA 83. SUBPOBLACIÓN 344



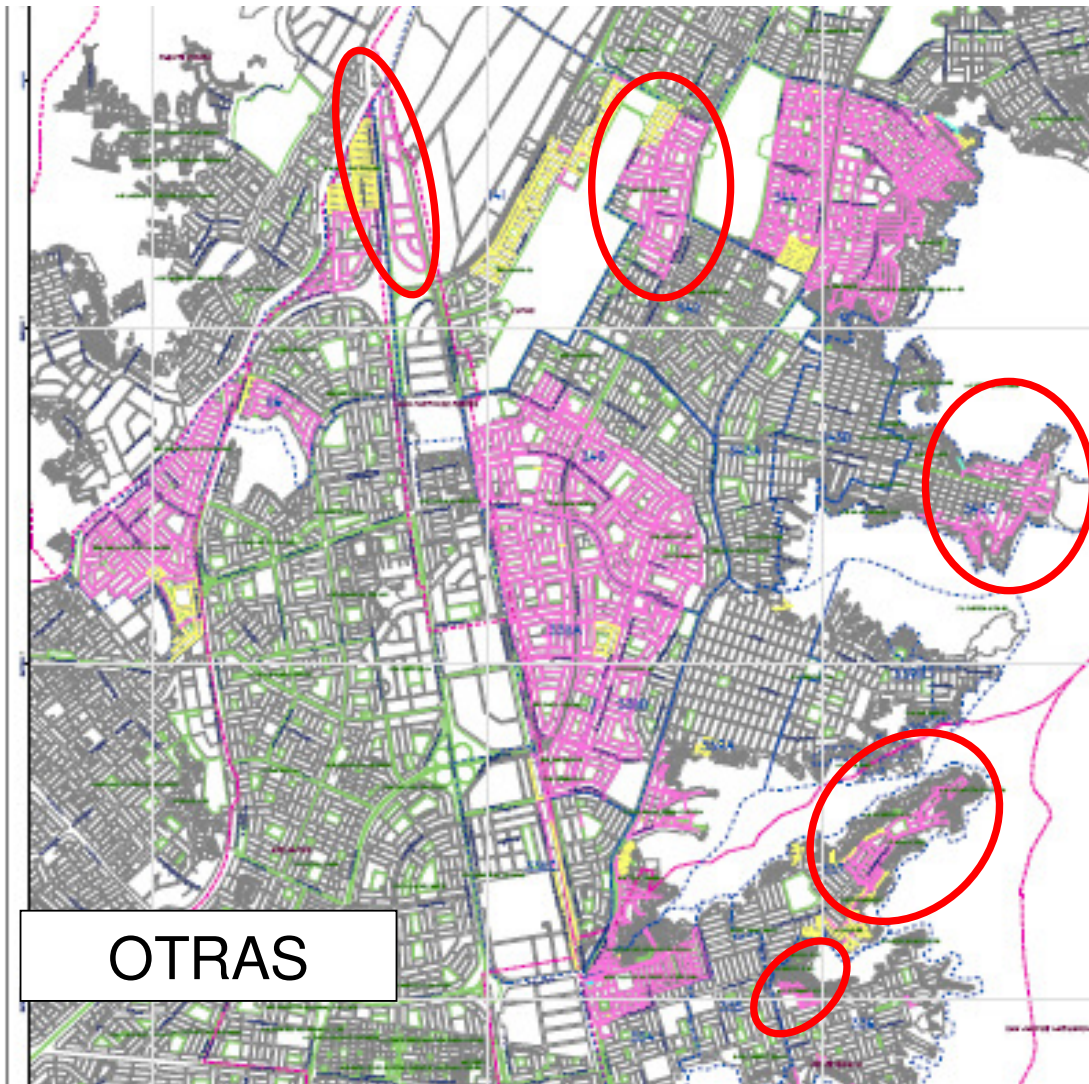


FIGURA 84. LAS PARTES RESTANTES DE LAS TUBERÍAS CON MENOS DE 25 AÑOS DE EDAD QUE NO HAN PODIDO SER OBJETO DE CAMPAÑAS DE DETECCIÓN DE FUGAS.

### **5.3.3 Elección de la muestra piloto**

Para empezar, se ha escogido una zona piloto en la subpoblación 339-A y 334, constituida como se sabe en su totalidad por conducciones de menos de 25 años, de material de asbesto-cemento (la gran mayoría) y PVC, y se ha aleatoriamente elegido un número pequeño de tramos de tuberías. La metodología estadística aplicada ha sido:

1. Realización de una campaña de campo para la detección y localización de fugas en la pequeña muestra elegida.
2. Análisis de la estanqueidad media y de la dispersión de los datos.
3. Determinación del tamaño óptimo de muestra en función principalmente de la desviación estándar de los datos o dispersión.
4. En función del resultado del punto anterior, realización de una campaña de campo en la misma subpoblación para la determinación de estadísticos extraíbles a toda la subpoblación.

El proceso anterior se aplicará para cada subpoblación.

La variable estadística elegida, como ya se ha visto, ha sido el número de defectos por unidad de longitud y por año. Hay que evidenciar que en este punto, se han considerado todas las incidencias detectadas por las unidades de detección y localización de fugas incluido los defectos en las líneas antes de caja y en el medidor. Estas ocurrencias ya que tienen un costo bajo no se han considerado en el desarrollo de los pasos siguientes, o sea en el análisis técnico-económico de los costos que se desarrolla más adelante. Por otra parte, se han incluido en los costos las fugas en las Corporations, ya que éstas suponen una reparación comparable con una fuga en red.

Para la realización de la campaña de campo se han aplicado las técnicas convencionales de localización de fugas, basadas en métodos acústicos,

y que buscan el ruido provocado por la fuga a lo largo de las tuberías: en particular, se han realizado auscultaciones con geófonos y tramos con Correlador. El número de defectos encontrados en cada tramo de tubería ha constituido un valor muestral de la variable.

En el caso de que se hayan tenido a disposición otros datos históricos de roturas, en el tiempo previsto (un año), y en el tramo de tubería correspondiente, se han añadido a la estadística.



FIGURA 85. VARILLA DE ESCUCHA PARA LA DETECCIÓN DE FUGAS EN CONEXIÓN



FIGURA 86. PLANO UTILIZADO POR LOS TÉCNICOS EN UNA CAMPAÑA DE CAMPO

Para determinar el tamaño de muestra óptimo, lo primero es conocer la dispersión (desviación en términos estadísticos) que presentan los datos. Aplicando la hipótesis de que dicha desviación es igual a la desviación de toda la subpoblación, se ha realizado el siguiente proceso:

1. De modo aleatorio se determinan los elementos muestrales.  
Se ha escogido un número de tramos aleatorio de conducciones, pero también considerando las contingencias y las necesidades que contempla una campaña de campo (por ejemplo no se pudieron elegir tramos muy alejados entre sí).

TABLA 76. TRAMOS DE LA MUESTRA PILOTO.

<b>Id. Tramo</b>	<b>distancia (m)</b>
4	192
6	252
9	276
10	262
13	168
14	162
15	142
16	170
<b>Total</b>	<b>1624</b>

2. Mediciones en campo para encontrar el número de defectos por km. Año en el área piloto.

TABLA 77. RESULTADOS EN LA MUESTRA PILOTO.

<b>Id. Tramo</b>	<b>Distancia (m)</b>	<b>Fugas red</b>	<b>Otras fugas detectadas</b>	<b>Históricos Fugas red 2011</b>	<b>Total Fugas redes</b>	<b>Total Fugas</b>	<b>Índice fuga/km</b>
4	192	1	0	0	1	1	5.21
6	252	0	1	1	1	2	7.94
9	276	0	0	2	2	2	7.25
10	262	0	0	1	1	1	3.82
13	168	0	0	1	1	1	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17
15	142	0	1	0	0	1	7.04
16	170	0	1	0	0	1	5.88
<b>Total</b>	<b>1624</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>10</b>	<b>6.15</b>

3. Se ha aplicado la hipótesis de que la distribución de los datos se ajusta a una distribución normal.
4. Se ha considerado la variable normal estándar  $Z_{1-\alpha} = 1.96$ , por un intervalo de confianza del 95%.
5. Se ha fijado la precisión que deseada, que permite un error máximo de 0.1.
6. Se han calculado los estadísticos de la media y de la varianza:

TABLA 78. ESTADÍSTICOS EN LA MUESTRA PILOTO.

media	6.157
desviación estándar de la muestra	1.289
Z 95%	1.960
STM	0.209
EPM	0.1

El valor STM se ha determinado mediante la expresión:

$$STM = \frac{\sigma}{\mu} \quad (67)$$

El tamaño de muestra óptimo para el área piloto, se ha determinado mediante la expresión:

$$n = \frac{N \times Z_a^2 \times STM^2}{d^2 \times (N - 1) + Z_a^2 \times STM^2} \quad (68)$$

Con:

N = tamaño de la subpoblación, igual a 106 tramos de tuberías

d = EPM, error máximo aceptable

El resultado obtenido ha sido un porcentaje de los tramos totales de la subpoblación en examen que tienen que ser sujetos a pruebas de campo, de manera que sean representativos de toda la subpoblación misma al nivel de confianza deseado.

El porcentaje ha resultado ser igual al 14 % y la campaña de campo siguiente se ha realizado en un número de tramos correspondiente al deseado. La variable de estudio ha sido siempre el número de defectos / Km. y por año.

Los resultados se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 79. Campaña de campo completa en la subpoblación 339 A - 334

<b>Id. Tramo</b>	<b>Distancia (m)</b>	<b>Fugas red</b>	<b>Otras Fugas detectadas</b>	<b>Históricos Fugas 2011</b>	<b>Total Fugas redes</b>	<b>Total Fugas</b>	<b>Índice fuga/km</b>
1	244	0	3	1	1	4	16.39
2	232	1	0	0	1	1	4.31
3	242	0	2	1	1	3	12.40
4	192	1	0	0	1	1	5.21
6	252	0	1	1	1	2	7.94
7	292	1	0	0	1	1	3.42
45	295	0	1	0	0	1	3.39
9	276	0	0	2	2	2	7.25
11	234	1	1	1	2	3	12.82
12	210	0	1	2	2	3	14.29
13	168	0	0	1	1	1	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17
15	142	0	1	0	0	1	7.04
16	170	0	1	0	0	1	5.88
17	258	2	1	0	2	3	11.63
<b>Total</b>	<b>3,369</b>	<b>6</b>	<b>12</b>	<b>10</b>	<b>16</b>	<b>28</b>	<b>8.27</b>

TABLA 80. ESTADÍSTICOS DEFINITIVOS EN LA SUBPOBLACIÓN 339 A - 334

media	8,273	defectos por Km. por año
desviación estándar de la muestra	4,155	

El paso siguiente ha sido la realización del test t de student, que nos permite comprobar y contrastar las hipótesis iniciales. A este respecto

evidenciamos que las técnicas estadísticas aplicadas, conocidas como técnicas de inferencia estadística, permiten deducir propiedades (hacer inferencias) de una población, a partir de una pequeña parte de la misma (muestra).

El resultado de la aplicación de la inferencia estadística es un intervalo de confianza para cada una de las subpoblaciones. Los intervalos se pueden obtener para distintos niveles de confianza. En los análisis de inferencia estadística se suelen adoptar valores comprendidos entre 90 y 99%, de modo que se garanticen unos resultados del estudio fiables. En este caso, en función del muestreo realizado y la magnitud tratada, se considera adecuado, a priori y salvo algunas excepciones, realizar el cálculo para un nivel de confianza del 95%, dado que supone una fiabilidad suficiente sin necesidad de adoptar un valor del 99%, que conlleva intervalos muy amplios. Adoptar un nivel del 95% significa que el índice de roturas, de una determinada subpoblación, quedará comprendido en el correspondiente intervalo en el 95% de los casos.

Por tanto, el análisis estadístico aplicado es el siguiente:

$$D = 2d_0 = \frac{t_{n-1}^{X\%} \cdot S_q}{\sqrt{n-1}} \quad (69)$$

Siendo:

$t_{(n-1), X\%}$  = distribución t de student para (n-1) grados de libertad

X% = nivel de confianza adoptado

$S_q$  = cuasi desviación típica

n = tamaño muestral

El intervalo de confianza obtenido es de la forma:

$$[X_q - d_0, X_q + d_0] \quad (70)$$

Siendo:  $X_q$  = el valor medio del índice de fugas (defectos) por Km.

De una manera más formal se suele aplicar una hipótesis de partida que tiene que ser verificada y contrastada mediante el test de la “t” de student.

La hipótesis a verificar y utilizada en este caso es:

Ho:  $X = \mu$

Donde:

$X$  = índice promedio de fugas (defectos) en la subpoblación de tamaño óptimo de muestra

$\mu$  = índice promedio de fugas (defectos) en la muestra piloto

Más sencillamente se trata de comparar la diferencia entre dos muestras de diferentes tamaños a un nivel de confianza elegido del 95% y “cuanto” sus diferencias sean significativas.

Para el contraste de hipótesis se calcula el valor de t de student muestral mediante la ecuación:

$$t = \frac{X - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n-1}}} \quad (71)$$

Este valor tiene que estar comprendido dentro de los valores que se encuentran tabulados en la literatura de  $-t_{n-1,95\%}$  y  $+t_{n-1,95\%}$ .

Si así es, la hipótesis Ho es aceptada, en caso contrario rechazada.

La metodología se podría desarrollar de igual manera determinando el intervalo  $[X_q - d_0, X_q + d_0]$  y averiguar que  $\mu$ , el índice de rotura medio del tamaño piloto, “caiga” dentro del mismo intervalo. En este caso se



puede asumir que las dos muestras no tienen diferencia significativa en el 95% de los casos.

#### **5.3.4 Realización de los trabajos de campo en las subpoblaciones**

Para conocer el porcentaje de tramos de todas las subpoblaciones que es necesario barrer para tener datos extraíbles a cada subpoblación correspondiente, se ha procedido a un procedimiento análogo al caso de la subpoblación 339 A - 334. Los pasos a seguir se resumen en los puntos siguientes:

- Dividir en tramos de tuberías cada subpoblación y de manera que cada tramo sea identificable con un código numérico
- Elegir en cada subpoblación una muestra piloto, de tamaño pequeño
- Efectuar en la muestra piloto las campañas de campo de detección y de localización de fugas y calcular la dispersión de los datos en función de la desviación estándar de la variable elegida ( $n^{\circ}$  defectos / km)
- Suponiendo que dicha desviación estándar sea extraíble a toda la subpoblación, calcular el tamaño óptimo de muestra de manera idéntica al caso anterior
- Realizar la campaña de campo de detección de fugas en la subpoblación en un porcentaje de tramos coincidente con el tamaño óptimo de muestra obtenido
- Aplicar a los resultados obtenidos la inferencia estadística y el test de student de contraste de hipótesis

En la tabla siguiente se muestran los tramos totales y los kilómetros que componen cada subpoblación.

TABLA 81. PARTICIÓN EN TRAMOS DE TUBERÍAS EN LAS SUBPOBLACIONES

<b>Subpoblación</b>	<b>Nº tramos totales</b>	<b>Km. total</b>
339 A – 334	106	21.53
338 B	51	12.20
338 A	128	29,01
340	156	30,50
86	195	49.00
344	204	47,76
Otras	-	50.00
Total		240.00

La metodología técnica de los trabajos de campo ha sido la misma de la prueba piloto: se han utilizado técnicas acústicas para la detección y localización del ruido provocado por las fugas de agua en tuberías. Cada defecto detectado y localizado se ha ubicado en el plan correspondiente para una rápida visualización de las incidencias. En la estadística se han añadido datos históricos compatiblemente con las exigencias (tiempo y ubicación en los tramos).

En las tablas siguientes se presentan los resultados de la estadística de los defectos por Km. y por año.

### 5.3.4.1 Sub Población 339A – 334

#### a. Resultados de campaña de campo

TABLA 82. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 339A - 334

Tamaño sub población: 106 tramos								
Tamaño muestra (n): 15 tramos (14.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas <sup>(1)</sup>	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red <sup>(2)</sup>	Total Fugas <sup>(3)</sup>	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
1	244	0	3	1	1	4	4.10	16.39
2	232	1	0	0	1	1	4.31	4.31
3	242	0	2	1	1	3	4.13	12.40
4	192	1	0	0	1	1	5.21	5.21
6	252	0	1	1	1	2	3.97	7.94
7	292	1	0	0	1	1	3.42	3.42
45	295	0	1	0	0	1	0.00	3.39
9	276	0	0	2	2	2	7.25	7.25
11	234	1	1	1	2	3	8.55	12.82
12	210	0	1	2	2	3	9.52	14.29
13	168	0	0	1	1	1	5.95	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17	6.17
15	142	0	1	0	0	1	0.00	7.04
16	170	0	1	0	0	1	0.00	5.88
17	258	2	1	0	2	3	7.75	11.63
<b>Total</b>	<b>3,369</b>	<b>6</b>	<b>12</b>	<b>10</b>	<b>16</b>	<b>28</b>	<b>4.69</b>	<b>8.27</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					8.273	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.155			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en los sectores 339A – 334 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 14.2%, con una media de 8.27 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.16 fugas/km/año (ver Tabla 82).

**b. Test de Student**

TABLA 83. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 339A - 334

Descripción	Valor
Media muestra (X)	8.273
Media prueba piloto (u)	6.157
Desviación estándar muestra (S)	4.155
Tamaño de la muestra (n)	15
n-1	14
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1448
t student calculado ( $t_{\text{calculado}}$ )	1.91

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{\text{calculado}} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = 1.91$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla 83, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 14.2% es representativo para el grupo de tuberías de los sectores 339A -334.

### 5.3.4.2 Sub Población 338B

#### a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA 84. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 338B

Tamaño sub población: 51 tramos								
Tamaño muestra (n): 7 tramos (13.7% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
22	265.0	0	1	0	0	1	0.00	3.77
49	137.5	0	0	1	1	1	7.27	7.27
10	260.0	0	0	2	2	2	7.69	7.69
16	220.0	0	1	0	0	1	0.00	4.55
25	225.0	0	1	0	0	1	0.00	4.44
26	147.5	0	1	0	0	1	0.00	6.78
20	255.0	0	1	0	0	1	0.00	3.92
<b>Total</b>	<b>1,510.0</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>8</b>	<b>2.14</b>	<b>5.49</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (u)					5.490	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					1.687	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.307			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación ( 68 ) y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

#### Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ( $n_{95\%}$ ) = 21.45 tramos

Porcentaje de los tramos = 42.06 %

#### Nivel de confianza al 90%

Tamaño de muestra, confianza al 90% ( $n_{90\%}$ ) = 17.25 tramos

Porcentaje de los tramos = 33.83 %

**b. Resultados de campaña de campo**

**TABLA 85. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 338B**

Tamaño sub población: 51 tramos.								
Tamaño muestra (n): 18 tramos (35.3% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
12	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
11	242.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
13	207.5	0	0	2	2	2	9.64	9.64
49	137.5	0	0	1	1	1	7.27	7.27
10	260.0	0	0	2	2	2	7.69	7.69
50	137.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
9	287.5	2	1	0	2	3	6.96	10.43
16	225.0	0	0	1	1	1	4.44	4.44
22	265.0	0	1	0	0	1	0.00	3.77
23	207.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
19	210.0	0	0	2	2	2	9.52	9.52
14	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
16	220.0	0	1	0	0	1	0.00	4.55
25	225.0	0	1	0	0	1	0.00	4.44
26	147.5	0	1	0	0	1	0.00	6.78
20	255.0	0	1	0	0	1	0.00	3.92
24	220.0	0	1	3	3	4	13.64	18.18
7	260.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
<b>Total</b>	<b>3,907.5</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>11</b>	<b>13</b>	<b>20</b>	<b>3.29</b>	<b>5.04</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)						5.036	fugas/km/año	
Desviación estándar de la muestra (S)						4.937		

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector338B se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 35.3%, con una media de 5.04 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.94 fugas/km/año (ver Tabla).

**c. Test de Student**

TABLA 86. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 338B

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
Media muestra (X)	5.036
Media prueba piloto (u)	5.490
Desviación estándar muestra (S)	4.937
Tamaño de la muestra (n)	18
n-1	17
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1098
t student calculado ( $t_{\text{calculado}}$ )	-0.386

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{\text{calculado}} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = -0.386$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 35.3% es representativo para el grupo de tuberías del sector338B.

### 5.3.4.3 Sub Población 338A

#### a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA 87. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 338A

Tamaño sub población: 128 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (10.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
38	182.50	0	2	1	1	3	5.48	16.44
65	205.00	3	2	0	3	5	14.63	24.39
76	190.00	0	0	2	2	2	10.53	10.53
77	240.00	3	1	0	3	4	12.50	16.67
13 bis	208.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
10	292.50	1	1	0	1	2	3.42	6.84
12	188.00	0	0	1	1	1	5.32	5.32
11	187.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	204.00	0	0	1	1	1	4.90	4.90
49	257.50	1	0	1	2	2	7.77	7.77
44	207.50	0	1	0	0	1	0.00	4.82
42	230.00	0	1	0	0	1	0.00	4.35
46	172.50	0	1	0	0	1	0.00	5.80
<b>Total</b>	<b>2,764.50</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>6</b>	<b>14</b>	<b>23</b>	<b>4.97</b>	<b>8.29</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto ( $\mu$ )					8.293	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto ( $\sigma$ )					7.040	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = $\sigma/\mu$					0.849			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación ( 68 ) y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ( $n_{95\%}$ ) = 23 tramos

Porcentaje de los tramos = 17.97 %



**b. Resultados de campaña de campo**

**TABLA 88. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 338A**

Tamaño sub población: 128 tramos								
Tamaño muestra (n): 25 tramos (19.5% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
47	320.0	1	0	0	1	1	3.13	3.13
40 bis	145.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
38 bis	142.5	1	0	0	1	1	7.02	7.02
38	182.5	0	2	1	1	3	5.48	16.44
65	205.0	3	2	0	3	5	14.63	24.39
40	160.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
64	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
39	197.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
33	197.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
76	190.0	0	0	2	2	2	10.53	10.53
77	240.0	3	1	0	3	4	12.50	16.67
13 bis	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
10	292.5	1	1	0	1	2	3.42	6.84
19	235.0	0	1	1	1	2	4.26	8.51
12	188.0	0	0	1	1	1	5.32	5.32
4	202.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
11	187.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	204.0	0	0	1	1	1	4.90	4.90
49	257.5	1	0	1	2	2	7.77	7.77
48	147.5	1	0	0	1	1	6.78	6.78
44	207.5	0	1	0	0	1	0.00	4.82
42	230.0	0	1	0	0	1	0.00	4.35
46	172.5	0	1	0	0	1	0.00	5.80
47	182.5	1	0	0	1	1	5.48	5.48
1	252.5	0	1	0	0	1	0.00	3.96
<b>Total</b>	<b>4,894.5</b>	<b>13</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>20</b>	<b>32</b>	<b>3.85</b>	<b>6.11</b>
<b>INFERENCIA ESTADÍSTICA</b>								
Media de la muestra (X)						6.107	fugas/km/año	
Desviación estándar de la muestra (S)						6.053		

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 338A se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 19.5%, con una media de

6.11 fugas/km/año y una desviación estándar de 6.05 fugas/km/año (ver Tabla).

**c. Test de Student**

TABLA 89. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 338A

Descripción	Valor
Media muestra (X)	6.107
Media prueba piloto (u)	8.293
Desviación estándar muestra (S)	6.053
Tamaño de la muestra (n)	25
n-1	24
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado ( $t_{calculado}$ )	-1.77

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = -1.77$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 19.5% es representativo para el grupo de tuberías del sector 338A.

### 5.3.4.4 Sub Población 340

#### a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA 90. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 340

Tamaño sub población: 156 tramos								
Tamaño muestra (n): 8 tramos (5.1% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
20	215.00	0	1	0	0	1	0.00	4.65
11	150.00	0	1	0	0	1	0.00	6.67
4	235.00	0	2	0	0	2	0.00	8.51
33	350.00	0	0	1	1	1	2.86	2.86
37	200.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
7	188.00	0	1	0	0	1	0.00	5.32
84	232.50	0	0	1	1	1	4.30	4.30
85	240.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
<b>Total</b>	<b>1,810.50</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>0.89</b>	<b>4.04</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto ( $\mu$ )					4.038	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto ( $\sigma$ )					3.000	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = $\sigma/\mu$					0.743			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación ( 68 ) y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

#### Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ( $n_{95\%}$ ) = 19 tramos

Porcentaje de los tramos = 12.18 %

**b. Resultados de campaña de campo**

TABLA 91. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 340

Tamaño sub población: 156 tramos								
Tamaño muestra (n): 19 tramos (12.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
23	232.50	2	2	0	2	4	8.60	17.20
21	210.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	235.00	1	0	0	1	1	4.26	4.26
22	218.00	0	2	0	0	2	0.00	9.17
33	225.00	0	0	1	1	1	4.44	4.44
19	195.00	0	1	0	0	1	0.00	5.13
9	217.50	1	0	0	1	1	4.60	4.60
11	150.00	0	1	0	0	1	0.00	6.67
37	200.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
14	257.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
7	188.00	0	1	0	0	1	0.00	5.32
87	195.00	0	0	2	2	2	10.26	10.26
84	232.50	0	0	1	1	1	4.30	4.30
82	262.50	0	0	0	0	0	0.00	0.00
70	240.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
71	232.50	0	0	0	0	0	0.00	0.00
16	110.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
73	215.00	0	0	2	2	2	9.30	9.30
20	170.00	0	1	0	0	1	0.00	5.88
<b>Total</b>	<b>3,985.50</b>	<b>4</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>10</b>	<b>18</b>	<b>2.41</b>	<b>4.55</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					4.554	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.648			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 340 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 12.2%, con una media de 4.55 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.65 fugas/km/año (ver Tabla).

**c. Test de Student**

TABLA 92. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 340

Descripción	Valor
Media muestra (X)	4.554
Media prueba piloto (u)	4.038
Desviación estándar muestra (S)	4.648
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1009
t student calculado ( $t_{\text{calculado}}$ )	0.47

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{\text{calculado}} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = 0.47$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 12.2% es representativo para el grupo de tuberías del sector 340.

### 5.3.4.5 Sub Población 86

#### a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA 93. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 86

Tamaño sub población: 195 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (6.7% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
155	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
152	312	0	1	0	0	1	0.00	3.21
153	204	0	1	0	0	1	0.00	4.90
158	212	0	0	1	1	1	4.72	4.72
160	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
159	268	0	0	1	1	1	3.73	3.73
149	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
195	264	1	0	0	1	1	3.79	3.79
146	248	0	0	1	1	1	4.03	4.03
173	204	0	0	1	1	1	4.90	4.90
172	160	0	0	0	0	0	0.00	0.00
145	320	0	0	2	2	2	6.25	6.25
176	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
<b>Total</b>	<b>3,320</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>2.42</b>	<b>3.05</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto (u)					3.048	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					2.240	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.735			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación ( 68 ) y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ( $n_{95\%}$ ) = 19 tramos

Porcentaje de los tramos = 9.74 %

**b. Resultados de campaña de campo**

TABLA 94. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 86

Tamaño sub población: 195 tramos								
Tamaño muestra (n): 25 tramos (12.8% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
155	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
152	312	0	1	0	0	1	0.00	3.21
153	204	0	1	0	0	1	0.00	4.90
154	312	0	0	0	0	0	0.00	0.00
157	224	0	0	0	0	0	0.00	0.00
158	212	0	0	1	1	1	4.72	4.72
161	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
160	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
159	268	0	0	1	1	1	3.73	3.73
149	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
167	308	0	1	0	0	1	0.00	3.25
166	240	0	0	0	0	0	0.00	0.00
148	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
165	224	0	0	1	1	1	4.46	4.46
195	264	1	0	0	1	1	3.79	3.79
146	248	0	0	1	1	1	4.03	4.03
173	204	0	0	1	1	1	4.90	4.90
178	236	0	0	1	1	1	4.24	4.24
172	160	0	0	0	0	0	0.00	0.00
171	148	0	0	1	1	1	6.76	6.76
177	216	0	0	0	0	0	0.00	0.00
185	224	0	0	1	1	1	4.46	4.46
145	320	0	0	2	2	2	6.25	6.25
176	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
163	248	0	0	2	2	2	8.06	8.06
<b>Total</b>	<b>6260</b>	<b>1</b>	<b>3</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>18</b>	<b>2.54</b>	<b>3.00</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					2.998	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					2.517			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector86 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 12.8%, con una media de

3.00 fugas/km/año y una desviación estándar de 2.52 fugas/km/año (ver Tabla).

**c. Test de Student**

TABLA 95. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 86

Descripción	Valor
Media muestra (X)	2.998
Media prueba piloto (u)	3.048
Desviación estándar muestra (S)	2.517
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado ( $t_{\text{calculado}}$ )	-0.10

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{\text{calculado}} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = -0.10$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 12.8% es representativo para el grupo de tuberías del sector 344.



### 5.3.4.6 Sub Población 344

#### a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA 96. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 344

Tamaño sub población: 204 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (6.4% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
5	208.0	0	0	1	1	1	4.81	4.81
6	328.0	0	0	2	2	2	6.10	6.10
7	192.0	0	0	1	1	1	5.21	5.21
20	220.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
21	300.0	0	1	0	0	1	0.00	3.33
20 bis	184.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
23	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
30	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
28	200.0	0	1	0	0	1	0.00	5.00
30 bis	240.0	0	2	0	0	2	0.00	8.33
32 bis	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
35	328.0	1	0	0	1	1	3.05	3.05
29	328.0	0	2	0	0	2	0.00	6.10
<b>Total</b>	<b>3,136.0</b>	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>13</b>	<b>1.86</b>	<b>3.99</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto ( $\mu$ )					3.994	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto ( $\sigma$ )					3.317	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = $\sigma/\mu$					0.830			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación ( 68 ) y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

#### Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ( $n_{95\%}$ ) = 24 tramos

Porcentaje de los tramos = 11.76 %

**b. Resultados de campaña de campo**

TABLA 97. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 86

Tamaño sub población: 204 tramos								
Tamaño muestra (n): 31 tramos (15.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
5	208.0	0	0	1	1	1	4.81	4.81
6	328.0	0	0	2	2	2	6.10	6.10
7	192.0	0	0	1	1	1	5.21	5.21
4	215.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
18	228.0	1	0	0	1	1	4.39	4.39
20	220.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
22	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
21	300.0	0	1	0	0	1	0.00	3.33
20 bis	184.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
27	224.0	1	1	0	1	2	4.46	8.93
24	184.0	1	0	0	1	1	5.43	5.43
23	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
25	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
25 bis	188.0	0	2	0	0	2	0.00	10.64
26	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
30	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
28	200.0	0	1	0	0	1	0.00	5.00
30 bis	240.0	0	2	0	0	2	0.00	8.33
32	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
32 bis	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
35	328.0	1	0	0	1	1	3.05	3.05
29	328.0	0	2	0	0	2	0.00	6.10
34	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
37	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
31	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
33	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
50	196.0	0	0	3	3	3	15.31	15.31
38	196.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
48	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
47	328.0	0	0	1	1	1	3.05	3.05
46	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
<b>Total</b>	<b>6,871.0</b>	<b>6</b>	<b>11</b>	<b>8</b>	<b>14</b>	<b>25</b>	<b>1.99</b>	<b>3.54</b>
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					3.538	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.230			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 344 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 15.2%, con una media de 3.54 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.23 fugas/km/año (ver Tabla).

**c. Test de Student**

TABLA 98. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 344

Descripción	Valor
Media muestra (X)	2.998
Media prueba piloto (u)	3.048
Desviación estándar muestra (S)	2.517
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado ( $t_{calculado}$ )	-0.10

**PRUEBA T – STUDENT**

Ho:  $X = u$  (Hipótesis) -  $t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$  Ho aceptada

Como  $t = -0.10$ , podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla 98, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 9.7% es representativo para el grupo de tuberías del sector 86.

### 5.3.5 Análisis de los resultados de los trabajos de campo

A continuación se resumen los resultados alcanzados hasta ahora teniendo en consideración los siguientes criterios:

- En cada subpoblación de estudio se ha escogido una muestra piloto de tramos en donde se han realizado los primeros trabajos de campo.
- Para cada subpoblación se ha obtenido el tamaño óptimo muestral a medir que es necesario para que los estadísticos obtenidos sean representativos, con un cierto nivel de confianza (95%) y con un margen de error (10%), de toda la subpoblación misma.
- Entonces, en cada subpoblación se ha escogido una muestra de tamaño igual al tamaño óptimo y para cada tramo de tubería medido se ha obtenido un índice de fugas por km y por año.
- Los resultados de tamaño óptimo de muestra han sido comprobados con técnicas de inferencia estadística, para verificar que las dos muestras no tenían significativas al nivel de confianza deseado (95% a priori).

TABLA 99. RESUMEN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DETECCIÓN DE FUGAS EN SECTORES DE LIMA NORTE I

Subpoblación	Km.	Tramos	Tamaño óptimo	Confianza tamaño óptimo	Porcentaje total medido en la muestra	X (fuga./km)	Nivel de confianza test t suden
339A-334	21.53	106	14 %	95 %	14,2	8.273	95 %
338B	12.20	51	34 %	90 %	35,3	5.036	95 %
338A	29.01	128	18 %	95 %	19,5	6.107	95 %
340	30.50	156	12 %	95 %	12,2	4.554	95 %
86	49.00	195	10 %	95 %	12,8	2.998	95 %
344	47.76	204	12 %	95 %	15,2	3.538	95 %
Otras	50.00	-	-	-	-	2.998	-

Subpoblación	Tamaño muestra n	fuga. / Km.	n-1, (g.d.l.)	t student (n-1) 95%	S <sub>q</sub>	d <sub>0</sub>	[X <sub>q</sub> - d <sub>0</sub> ]	[X <sub>q</sub> +d <sub>0</sub> ]
339 A - 334	15	8.273	14	2.1448	4.155	2.38	5.89	10.65
338 B	18	5.036	17	2.1098	4.937	2.53	2.51	7.56
338 A	25	6.107	24	2.0639	6.053	2.55	3.56	8.66
340	19	4.554	18	2.1009	4.648	2.30	2.25	6.86
86	25	2.998	24	2.0639	2.517	1.06	1.94	4.06
344	31	3.538	30	2.0423	4.230	1.58	1.96	5.12
Otras	-	2.998	-	-	-	-	-	-

A este punto hay que hacer una consideración con respecto a la variable de estudio: para la realización del estudio técnico económico se han tenido en cuenta solo las roturas y fugas en redes, excluyendo entonces las pequeñas pérdidas en caja y en el cuadro del medidor. La razón de esta elección cabe en los costos no significativos que tienes éstos defectos, nada comparables con el costo de reparación de una rotura o fuga en red. Entonces, la nueva variable de estudio va a ser desde ahora el número de roturas por Km. y por año (resultados en las tablas anteriores).

### 5.3.6 Estimación del costo de reparación de fugas en redes en el horizonte de estudio (Modelo AWWA)

Según el contrato de servicios para el mantenimiento de la red secundaria en la zona norte de Lima, entre CONCYSSA (empresa contratista) y SEDAPAL, el costo de reparación y mantenimiento de las redes secundarias de agua potable de diámetro promedio hasta 6" (C<sub>2</sub>) es igual 1,010.37 Soles/m, valor que se obtiene a partir de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.:**

Tabla 100. Costo de Reparación de tubería de agua ( $C_{2r}$ ) en soles/m

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
<b>1.0 Materiales</b>					<b>384.10</b>
	Tubería PVC UF A-10 D= 100 -160 mm	m	1.05	42.00	44.10
	Junta Mecánica para tubería hasta 6"	und	2.00	170.00	340.00
<b>2.0 Sub- partida</b>					<b>329.44</b>
	Reparación con retiro de tubería hasta 6"	und	1.00	145.92	145.92
	Corte+rotura, ED y reposición pavimento	m	1.20	152.93	183.52
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>713.54</b>
GASTOS GENERALES (15%)					107.03
UTILIDAD (5%)					35.68
<b>SUB TOTAL</b>					<b>856.25</b>
IGV (18%)					154.12
<b>TOTAL</b>				<b>S/.</b>	<b>1,010.37</b>

Tabla 101. Costo de Reparación de tubería conexión de agua ( $C_{2c}$ ) en Soles/und

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
<b>1.0 Materiales</b>					<b>3.51</b>
	Tubería PVC C-10 Ø 1/2".	M	1.05	1.57	1.65
	Unión PVC Ø 1/2".	Und	2.00	0.73	1.46
	Pegamento PVC	und	0.02	20.00	0.40
<b>2.0 Sub- partida</b>					<b>135.33</b>
	Reparación de tubería conexión ½" a 1"	und	1.00	43.57	43.57
	Corte+rotura, ED y reposición pavimento	m <sup>2</sup>	0.60	152.93	91.76
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>138.84</b>
GASTOS GENERALES (15%)					20.83
UTILIDAD (5%)					6.94
<b>SUB TOTAL</b>					<b>166.61</b>
IGV (18%)					29.91
<b>TOTAL</b>				<b>S/.</b>	<b>196.60</b>

Tabla 102. Costo de Detección y Localización de Fugas ( $C_{2c}$ ) en Soles/km

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
<b>1.0 Sub- partida</b>					<b>309.14</b>
	Revisión de red y conexiones	km	1.00	309.14	309.14
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>					<b>309.14</b>
GASTOS GENERALES (15%)					46.37
UTILIDAD (5%)					15.46
<b>SUB TOTAL</b>					<b>370.97</b>
IGV (18%)					66.77
<b>TOTAL</b>				<b>S/.</b>	<b>437.74</b>

Tabla 103. Costo de reparación de conexión domiciliaria por ml tubería de agua

Sector	Longitud (km)	Conexiones Total (und)	Densidad de Conexión (Conex/m)	Índice de fugas conexión (fuga/km.año)	C.U. (S/./conex)	Costo promedio (S/./m)
334, 339-A	21.53	7,912	0.367	3.58		87.21
338-B	12.20	2,273	0.186	1.75		21.61
338-A	29.01	3,352	0.116	2.26		17.31
340	30.50	7,092	0.233	2.14	196.60	32.98
344	49.00	7,497	0.153	0.46		4.67
86	47.76	7,628	0.160	1.55		16.41
otras	50.00	7,986	0.160	1.55		16.41
<b>Total</b>	<b>240.00</b>	<b>43,740</b>				<b>22.84</b>

Del análisis de la red y conexiones de agua en los sectores en estudio se ha determinado que el costo de reparación de una conexión domiciliaria por ml de tubería de agua asciende a S/. 22.84 (ver Tabla 103).

El costo de reparación de una fuga por ml de tubería de agua,  $U$ , sería de S/. 1,034.91, equivalente al costo ocasionado por la reparaciones de una fuga de agua en la red y conexión. Este costo es una constante para todas las subpoblaciones.

A partir del modelo AWWA(1986), descrito en el ítem 3.3.1 de la presente tesis, a partir de las ecuaciones (72), (73) y (74) se estiman los costos de reparación totales por sectores tal como se muestran en las tablas 106 y 107.

$$C_R = \sum N \times U \times P(i, A, n) \quad (72)$$

Los otros dos factores de la expresión mediante la cual se estima el costo de reparación en redes y conexiones de agua,  $C_R$ , son  $N$  y  $P$ .  $N$  es el índice de fugas (fugas/Km.año) en el año actual (estimado en base a estudios de campo realizados), y  $P$  es un factor que depende de tres parámetros:  $i$ ,  $A$ ,  $n$ .

Donde:

- $i$ (%) es la inflación o costo del dinero, estimado para el estudio en 3.3%.
- $A$  es el índice o tasa de crecimiento anual de fugas, igual a 0.66 años<sup>-1</sup> para redes y 0.73 años<sup>-1</sup>.
- $n$  es el horizonte de estudio. Se ha simulado un escenario de 10 años.

$$P(i, A, n) = \frac{[1 - 1/(1 + M)^n]}{M} \quad (73)$$

$$M = \frac{i}{1 + A} \quad (74)$$

A partir del reporte estadístico de incidencias de fugas en los últimos 4 años (2008 al 2011) y de la ubicación de las fugas se determinó que los Índices de crecimiento de fugas en redes y conexiones de agua son de 0.66 y 0.73 años<sup>-1</sup>, respectivamente (ver tablas 104 y 105).



Tabla 104. Incidencia de Fugas en redes secundarias de agua potable

UBICACIÓN	FUGA EN	AÑO				Total General
		2008	2009	2010	2011	
Conexiones	Caja A/Medidor	279	20	52	86	437
	Caja D/Medidor	165	10	50	56	281
	Corporation	228	34	45	89	396
	Grifo Riego	1		2		3
	Línea A/Caja	122	19	10	33	184
	Línea D/Caja	37	8	8	11	64
	Medidor	5	1	2	1	9
<b>Total Conexiones</b>		<b>837</b>	<b>92</b>	<b>169</b>	<b>276</b>	<b>1374</b>
Redes	Grifo C/I				2	2
	Tubería	22	2	4	3	31
	Válvula Grifo	1			2	3
	Válvula Red	27	1	2	1	31
<b>Total Redes</b>		<b>50</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>67</b>
<b>Total General</b>		<b>887</b>	<b>95</b>	<b>175</b>	<b>284</b>	<b>1441</b>

Tabla 105. Índice de crecimiento de fugas A (años-1)

Ubicación de Fugas	Índice de Crecimiento de Fugas, A (año <sup>-1</sup> )			
	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>prom</sub>
Conexiones	0.84	0.63	0.73	0.73
Redes	1.00	0.33	0.63	0.66
<b>Total</b>	<b>0.84</b>	<b>0.62</b>	<b>0.73</b>	<b>0.73</b>

Nota: No se incluye fugas del 2008 (año sin programa de intervención)

De la Tabla 106 a partir de los parámetros i, A, M, n, se obtiene que los valores de P para las redes y conexiones son de

Tabla 106. Factor M y Factor de Actualización P

Elemento	Inflación i(%)	A (año <sup>-1</sup> )	M	n	P
Redes	3.3%	0.66	0.0199	10	8.986
Conexiones		0.73	0.0190		9.028

Tabla 107. Costos totales de Reparaciones en redes y conexiones de agua

Sector	Longitud (km)	Índice de fugas $N(t_0)$ (fugas/km.año)		Costos Unitarios $U$		Costos		Costo Total Reparación (S/.)
		Redes	Conexiones	Redes	Conexiones	Redes	Conexiones	
334, 339-A	21.53	4.69	3.58		87.21	912,193.10	60,841.41	973,034.51
338-B	12.20	3.29	1.75		21.61	362,598.20	4,176.60	366,774.79
338-A	29.01	3.85	2.26		17.31	1,008,970.27	10,272.30	1,019,242.57
340	30.50	2.41	2.14	1,010.37	32.98	664,028.61	19,486.92	683,515.53
86	49.00	2.54	0.46		4.67	1,124,345.29	951.81	1,125,297.10
344	47.76	1.99	1.55		16.41	858,592.92	10,995.65	869,588.58
otras	50.00	1.99	1.55		16.41	898,861.94	11,511.71	910,373.64
<b>Total</b>	<b>240.00</b>					<b>5,829,590.32</b>	<b>118,236.41</b>	<b>5,947,826.72</b>

Asumiendo un escenario de 10 años sin realizar la renovación de tuberías de agua, y a partir de los datos: longitud de tuberías  $l$ , Índice de fugas en la red y/o conexión  $N(t_0)$ , Costos unitarios en las redes y conexiones  $U$ , y el factor de actualización  $P$  (el cual está en función de la inflación  $i$ , crecimiento de fugas en la red o conexión  $A$ ), el valor actual de costos de las reparaciones futuras de 10 años asciende a S/. 5,947,826.72 (ver Tabla 105).

### 5.3.7 Costos adicionales (Modelo AWWA)

#### Costos de detección y localización de fugas

Cada Ente Gestor del agua, dentro de su plan de mantenimiento preventivo, planifica la revisión del estado de su infraestructura y dentro de ellas, el de las redes de distribución secundaria de agua potable, a fin de garantizar la continuidad del suministro y eficiencia del sistema, así como la calidad del agua entregada a los usuarios y el servicio.

Frente a esta política, se desarrolla una serie de actividades dentro de las que se señalan son de carácter de análisis del costo de renovación y/o reparación constante de la red, el costo por la detección y localización de fugas.

En SEDAPAL, esta actividad es realizada por un subcontratista, quien realiza campañas de detección de fugas en zonas donde el Equipo Control y reducción de Fugas planifica su ejecución en función a criterios e indicadores técnicos y operativos (número de fallos e incidencias en la red, antigüedad de las redes, continuidad del servicio, presiones, material, etc.). El costo unitario de detección y localización de fugas se estima en S/ 437.74 por kilómetro.

De los datos mostrados en la Tabla 108 se estima que en un horizonte de 10 años, el valor actual del costo de la detección y localización de fugas es de S/. 855,514.94.

Tabla 108. Costo de detección y localización de fugas en horizonte de 10 años

Sector	Longitud (km)	C.U. (Soles/km)	Costo anual	F.A r=3.92% n=10	Costo Total (S/.)
334, 339-A	21.53		9,424.54		76,746.80
338-B	12.20		5,340.43		43,488.69
338-A	29.01		12,698.84		103,410.39
340	30.50	437.74	13,351.07	8.14	108,721.69
86	49.00		21,449.26		174,667.63
344	47.76		20,906.46		170,247.45
otras	50.00		21,887.00		178,232.28
<b>Total</b>	<b>240.00</b>				<b>855,514.94</b>

### **Costos debido al cobro de seguros por usuarios afectados por las fugas y roturas**

La gestión del agua potable, como bien fundamental de uso público, tiene muchas responsabilidades en el momento de que el servicio sea insuficiente o cuando se verifiquen casos que crean molestias a los usuarios. Es normal que cada EPS<sup>30</sup> tenga la obligación de rembolsar a todos esos usuarios que se vean afectados negativamente por algún fallo en el servicio. En esta casuística encontramos también las roturas y fugas

<sup>30</sup> EPS: Entidad Prestadora de Servicios de Saneamiento

de agua, para las cuales el Ente Gestor dispone de un seguro útil a cubrir estos gastos. A los efectos de este estudio se ha considerado oportuno introducir una estimación anual de este costo indirecto para la evaluación final del análisis. O sea, esta cantidad estimada total se ha sumado al monto total de toda la zona de influencia sin la repartición en cada subpoblación.

Los pasos seguidos en este paso son:

- Análisis de los datos relativos a los pago del seguro en los últimos tres años.
- Filtración de los datos generales y reducción de los mismos a la zona de influencia.
- Estimación de un promedio anual de incidencias cubiertas por seguro y su costo medio.

En las siguientes tablas 109 y 110 se resumen los resultados obtenidos respecto al costo promedio anual de seguro y costo promedio por seguro.

Tabla 109. Estadística de los seguros cobrados por los usuarios

Año	Número Seguros (und)	Costo Seguros	
		Total (S/.)	Por siniestro (S/.)
2007	87	396,849.49	4,561.49
2008	45	345,830.55	7,685.12
2009	50	304,643.92	6,092.88
2010	40	99,632.04	2,490.80
2011	37	140,336.11	3,792.87
<b>Promedio</b>	<b>51.8</b>	<b>257,458.42</b>	<b>4,970.24</b>

Fuente: SEDAPAL

Tabla 110. Costo total por pago de seguros en horizonte de 10 años

Costo Prom. Anual de Seguro (S/.)	r (%)	n (años)	Factor Actualización <sup>(1)</sup>	Costo Total Seguro <sup>(2)</sup> (S/.)
257,458.42	3.92%	10.00	8.14	2,096,559.64

(1) F.A=  $1/(1+r)^n$

(2) Costo Total = Costo promedio Anual seguro x F.A.

De los cálculos mostrados en la Tabla 109, se puede estimar que en un escenario de 10 años el valor actual de costos total por pago de seguros asciende a S/. 2,096,559.64.

### **Costos por pérdidas de agua no recuperada**

Del análisis del Agua No Facturada (ver Capítulo 4), se resume que en la zona norte de Lima en la actualidad tiene un ANF del orden de 49.1%. Este valor es muy elevado y conlleva a un enorme desgaste y desperdicio de un bien escaso como el agua, y que incluye las pérdidas físicas, pérdidas comerciales, sobre todo las pérdidas de agua por conexiones ilícitas o clandestinas.

Teniendo en consideración dentro de la política y objetivos de las rehabilitaciones de la empresa SEDAPAL, en llegar a tener un ANF menor del 25% en esta zona de Lima Norte, y considerando que uno de los objetivos también es reducir las pérdidas físicas a 20% y pérdidas comerciales a 5%.

Para este cálculo de costos por pérdidas de agua no recuperada en un escenario u horizonte de 10 años sin ejecutar la renovación de las redes secundarias de agua potable en el área de estudio de Lima Norte I, fueron necesarios estimar los consumos y demanda con y sin rehabilitación y/o renovación de las redes de agua. El área de estudio representa el 47% de la longitud de las redes en toda la Gerencia de Servicio Norte. Así mismo el costo del agua se estimó que es S/. 0.51 por m<sup>3</sup>. Para el cálculo de los factores de actualización se utilizó una tasa de descuento  $r = 3.92\%$ , equivalente al costo de oportunidad de capital promedio ponderado de SEDAPAL, aprobado por SUNASS.

Tabla 111. Costo por pérdida de agua en horizonte de 10 años

Año	Consumo Lima Norte I (m3/año)	Demanda con rehabilitación (m3/año)	Demanda sin rehabilitación (m3/año)	Volumen agua recuperada	Costo Anual (S/.)	F.A. r=3.92%	Costo Total (S/.)
1	20,833,871	27,778,494	41,667,741	13,889,247	3,357,695	0.962	3,231,038.51
2	21,328,669	28,438,225	42,657,337	14,219,112	3,437,439	0.926	3,183,001.02
3	21,820,088	29,093,450	43,640,176	14,546,725	3,516,639	0.891	3,133,504.97
4	22,324,091	29,765,454	44,648,181	14,882,727	3,597,867	0.857	3,084,952.85
5	22,647,731	30,196,974	45,295,461	15,098,487	3,650,026	0.825	3,011,620.96
6	22,969,012	30,625,349	45,938,023	15,312,674	3,701,806	0.794	2,939,129.95
7	23,290,143	31,053,524	46,580,285	15,526,762	3,753,561	0.764	2,867,804.16
8	23,611,125	31,481,499	47,222,249	15,740,750	3,805,292	0.735	2,797,659.63
9	23,934,522	31,912,696	47,869,044	15,956,348	3,857,412	0.707	2,729,001.82
n=10	24,260,604	32,347,472	48,521,209	16,173,736	3,909,965	0.681	2,661,837.52
<b>Costo por pérdidas de agua no recuperada en horizonte de 10 años</b>							<b>29,639,551.38</b>

De la Tabla 111 se estima que el valor actual de costos por pérdida de agua que no se pudo recuperar en un horizonte de 10 años ascendería a S/. 29,639,551.38.

### Costo debido a la renovación anual de las tuberías

Cada Ente Gestor (EPS) decide en función del estado actual de la red de abastecimiento un cierto porcentaje de tuberías que se tiene que cambiar necesariamente cada año. Este porcentaje varía entre 0,5 y 2% al año. A título de ejemplo se muestra la tabla siguiente, que ya introducimos anteriormente, y donde se analiza el comportamiento de algunas ciudades alemanas en el 1993.

Tabla 112. Renovación anual de redes en ciudades alemanas (1993)

Tamaño del abastecimiento (Hm3/año)	Campañas encuestadas (Número)	Longitud de sus redes (Km.)	Renovación actual red (%)	Renovación anual de acometidas
> 20	19	41.000	0,40	1,20
5-20	23	15.700	0,70	1,50
< 5	15	3.800	1,00	0,90
Suma	57	60.500	0,50	1,30

Fuente: Cabrera et al. (2007)

En el caso de que no se decida de la renovación del parque de tuberías de manera global, sería más que recomendable adoptar una política de este tipo para que la red, con el aumento de volumen de agua inyectado (5 m<sup>3</sup>/s). En toda la zona de influencia de la planta Huachipa), no produzca incremento en las presiones en la redes y se limiten entonces los daños.

De acuerdo con valores estadísticos SEDAPAL viene aplicando renovación de la red secundaria en la zona norte de Lima del 0,5 % (que incluso es bajo).

Tabla 113. Costo de Renovación anual de redes en el horizonte de 10 años

Sector	Longitud (km)	Renovación Tuberías (%)	Longitud renovación anual (m)	C.U. Renovación (S/. / m)	Costo Renov. Anual (S./año)	F.A R=3.92%, n=10	Costo Total Renovación (S/.)
334, 339-A	21.53	0.5%	107.65		108,766.16		885,714.83
338-B	12.20	0.5%	61.00		61,632.47		501,891.33
338-A	29.01	0.5%	145.05		146,553.94		1,193,431.84
340	30.50	0.5%	152.50	1,010.37	154,081.18	8.14	1,254,728.37
86	49.00	0.5%	245.00		247,540.26		2,015,793.15
344	47.76	0.5%	238.80		241,275.97		1,964,781.19
otras	50.00	0.5%	250.00		252,592.10		2,056,931.77
<b>Total</b>	<b>240.00</b>	<b>5.0%</b>	<b>1,200.00</b>		<b>1,212,442.08</b>		<b>9,873,272.48</b>

### 5.3.8 Resultados Globales del modelo AWWA

A seguir, se resumen los montos separados por subpoblación y el monto global de los costos obtenidos en el caso de que permanezca la situación actual con un crecimiento anual de fugas del orden de 0.66 en las redes, con una renovación anual de la red del 0.5% y con una gestión de mantenimiento preventivo ineficiente, el valor actual del costo total de reparación en un horizonte de 10 años se ha estimado en S/. 48.44 millones (ver Tabla 114).

Tabla 114. Costo Total de reparación y pérdidas de agua en las redes de agua en el horizonte de 10 años

Sector	Costo reparación (S/.)	Costo D&L Fugas (S/.)	Costo Agua no recup. (S/.)	Costo Total Seguro (S/.)	Costo renov. Anual (S/.)	Costo Total (S/.)
334, 339-A	977,427.27	76,746.80	4,637,889.24	188,078.87	885,714.83	6,765,857.01
338-B	368,572.44	43,488.69	1,843,568.29	106,575.12	501,891.33	2,864,095.86
338-A	1,024,248.20	103,410.39	5,129,936.13	253,421.65	1,193,431.84	7,704,448.21
340	686,777.09	108,721.69	3,376,139.49	266,437.79	1,254,728.37	5,692,804.43
86	1,130,902.15	174,667.63	5,716,540.66	428,047.59	2,015,793.15	9,465,951.18
344	873,842.36	170,247.45	4,365,368.34	417,215.37	1,964,781.19	7,791,454.71
otras	914,826.93	178,232.28	4,570,109.23	436,783.26	2,056,931.77	8,156,883.48
<b>Costo total</b>	<b>5,976,596.44</b>	<b>855,514.94</b>	<b>29,639,551.38</b>	<b>2,096,559.64</b>	<b>9,873,272.48</b>	<b>48,441,494.88</b>
Porcentaje	12%	2%	61%	4%	20%	100%

De los resultados obtenidos en la Tabla 114, se entiende que el valor del agua que no se recupera tiene una influencia del 61% sobre la decisión de renovación de la red; mientras que las reparaciones constantes y renovaciones tienen una influencia del 32% en la toma de decisión para la renovación de las redes de agua.

#### 5.4 Tiempo óptimo de sustitución según modelo Shamir & Howard

La metodología AWWA proporciona un balance entre los costos de rehabilitación/sustitución y de reparación/mantenimiento. Tiene su principal limitación en la falta de información acerca del momento en que es conveniente, económicamente, proceder a la sustitución de las tuberías.

Para ello se debe utilizar la metodología de Shamir y Howard que ya se ha introducido en un párrafo anterior.

El momento buscado viene dado por las formulas:



$$t_s^* - t_c = \frac{1}{A} \ln \left[ \frac{C_s \cdot \ln(1+r)}{C_r \cdot N(t_c)} \right] \quad (75)$$

en el caso de un crecimiento no lineal de las fugas en el tiempo:

$$N(t) = N(t_0) \cdot e^{A(t-t_0)} \quad (76)$$

Donde:

$C_s$  = costo de sustitución por Km. de tubería nueva instalada

$C_r$  = costo medio de reparación por cada rotura

$N(t_0)$  = número de roturas por Km. en el año  $t_0$

$t_s$  = año en que se realiza la sustitución de las tuberías

$t_c$  = año en curso

$t_0$  = año en que se inicia a disponer de los datos necesarios, se ha supuesto  $t_0 = t_c$

$r$  = costo de oportunidad del dinero

$A$  = índice de crecimiento anual de las fugas.

Tabla 115. Tiempo óptimo de sustitución de las redes de agua

Sector	$C_s$ (S./km)	$C_r$ (S.)	$r$ (%)	$A$ (año <sup>-1</sup> )	$N(t)$	$t_s$ (años)	Orden de rehab.
334, 339-A					4.69	2.5	1°
338-B					3.29	3.0	3°
338-A					3.85	2.8	2°
340	633,785.12	1034.91	3.92%	0.66	2.41	3.5	5°
86					2.54	3.4	4°
344					1.99	3.8	6°
otras					1.99	3.8	7°

De los resultados evidenciados en la Tabla 115, se concluye que la red debería ser sustituida en estos sectores a partir del año 2.

## **5.5 Pruebas de presión complementarias**

Las campañas de campo de detección y de localización de fugas finalizadas a cuantificar desde el punto de vista estadístico y también económico las fugas en un horizonte de estudio predeterminado, no han sido totalmente representativas de la realidad sobre todo debido al hecho que la presión de servicio es generalmente baja. En este caso, los convencionales métodos acústicos no han logrado los resultados previstos, ya que el ruido provocado por la fuga en el caso de que haya baja presión (menos de 20 psi), es muy débil y difícilmente detectable por los sensores acústicos tradicionales.

Considerando estos aspectos, y de forma complementaria, se han realizado en las misma zona objeto de campaña de búsqueda de fugas, varias pruebas de presión, concretándose en cargar las tuberías a una presión bastante superior a la presión de servicio. Se han realizado las pruebas donde las presiones de servicio eran muy bajas (15-20 psi), y, como previsible, según los históricos de fugas disponibles, el índice de roturas era muy bajo.

Las pruebas han evidenciado resultados negativos (tuberías no estancas) en todos los 6 tramos objetos de prueba, como se muestra en los gráficos siguientes. En algunos casos se han detectado conexiones clandestinas. En otros, la caída presión es debida a fugas reales no visibles (probablemente más que una). Como se puede apreciar en los mismos gráficos, la caída de presión en presencia de una fuga es bastante más lenta que en presencia de una toma clandestina (en este caso el circuito no es cerrado).



FIGURA 87. EQUIPO DPK III REGISTRADOR DE PRESIÓN

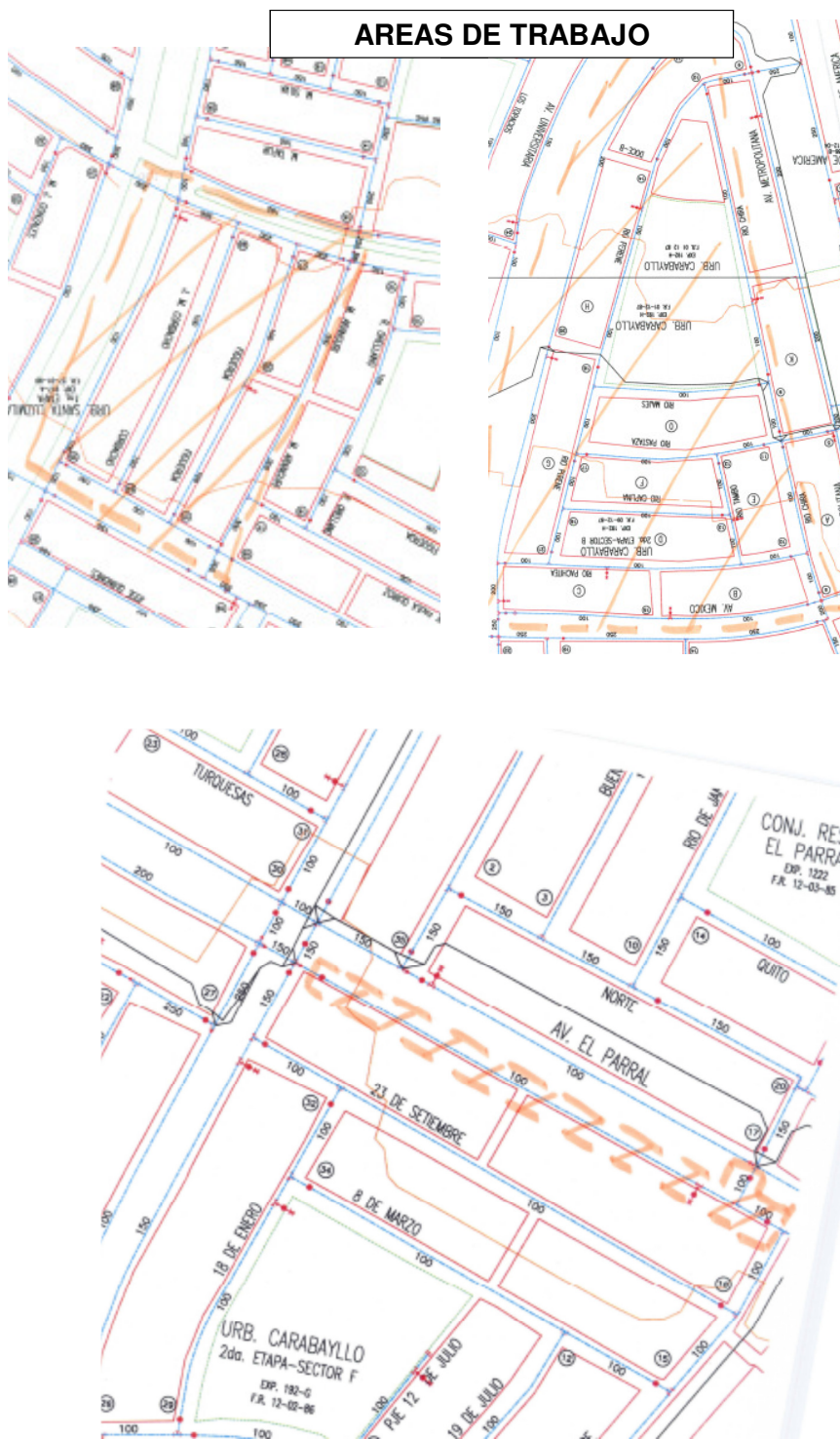


FIGURA 88. ÁREAS DE TRABAJO PARA LAS PRUEBAS DE PRESIÓN

Para la realización de las mediciones de presión se utilizó el registrador de presión digital DPK III, el cual tiene la característica de poder conectarse directamente a una impresora portátil, que en cuestión de minutos es capaz de proporcionar gráficos sobre la dinámica de pérdida de carga o presión en las tuberías sometidas a pruebas de presión.

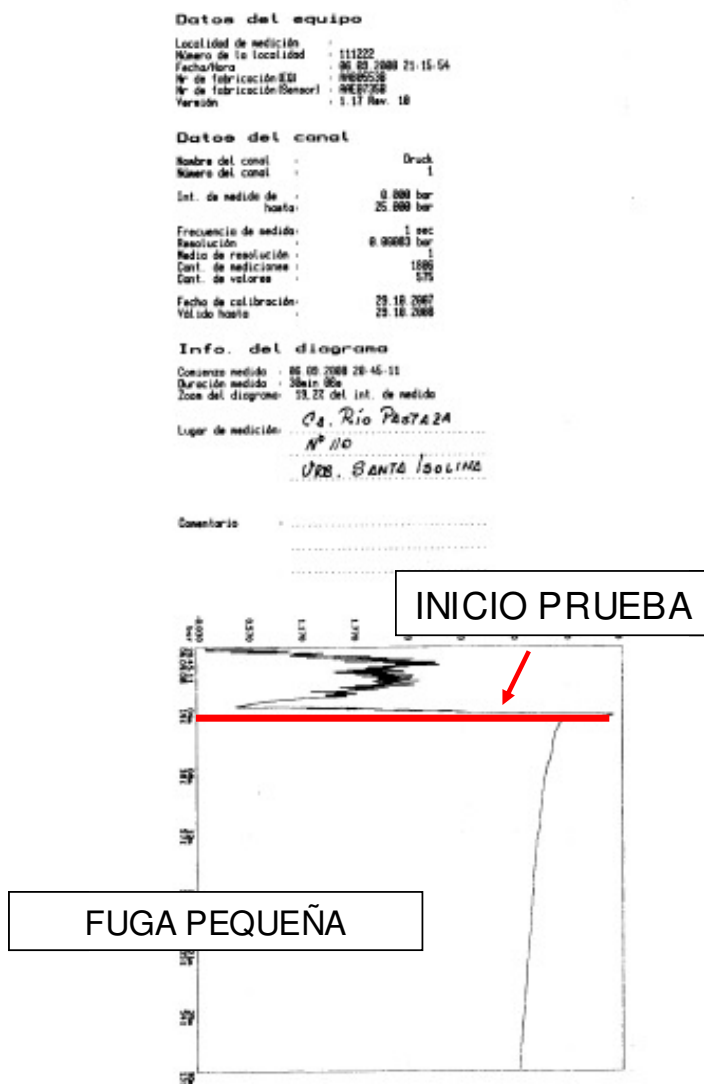


FIGURA 89. PRUEBA DE PRESIÓN. RESULTADOS

## 5.6 Consideraciones finales

El resultado del estudio técnico económico mediante el modelo AWWA, de las pruebas de presión, junto a otras consideraciones procedentes de los trabajos de campo, ha llevado a las siguientes conclusiones:

- El índice de fugas, que de todos modos es elevado, resulta notablemente subestimado en las campañas de campo. Consecuentemente el costo total de reparación / mantenimiento resulta también subestimado.
- La presencia de conexiones clandestinas es una práctica difusa en toda la zona de influencia. Su costo no se ha podido estimar por falta de datos fiables, así que se puede incluir dentro de todos esos aspectos sociales no “costeables” que se detallarán en el capítulo siguiente.
- La metodología de Shamir y Howard ha permitido sacar las primeras conclusiones importantes, ya que el momento óptimo de sustitución, considerando los costos de reparación/mantenimiento y rehabilitación, resulta ser muy próximo.
- Este modelo no considera los costos sociales, ambientales, ni las pérdidas energéticas debido al elevado nivel de fugas.

En el capítulo siguiente se analizarán con más detalles los resultados obtenidos mediante la aplicación del modelo técnico económico que incluye los costos sociales, ambientales y otros costos no internalizados en el costo final de renovación que ayude a la toma de decisión de la renovación de la red de distribución secundaria de agua potable en la zona de estudio.

## **CUARTA PARTE**

---

**APLICACIÓN DE RESULTADOS EN EL  
MODELO TÉCNICO ECONÓMICO**

## **CAPITULO VI**

### **MODELO TECNICO ECONÓMICO DE AYUDA A LA DECISIÓN RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE**

#### **6.1 Introducción**

Muchos investigadores han abordado el problema relacionado a la obtención del periodo óptimo de sustitución de las tuberías. Por su posterior impacto, destaca el trabajo de Shamir y Howard (1979), quienes admitiendo un aumento exponencial de fugas en el tiempo, obtuvieron el periodo óptimo calculando el valor mínimo de la suma de los costos de renovación y de reparación para toda la vida útil de una tubería.

Walski y col. (1982) plantearon la idea del umbral de fugas y roturas en el que se ha de renovar, mientras que Male y col. (1990) fijaron un valor para este umbral e identificaron el valor de la tasa de actualización como clave para la obtención del periodo óptimo de renovación.

Otros autores (Loganathan y col., 2002; Hong y col., 2006) también realizaron un planteamiento análogo a los anteriores aún cuando admiten que el número de fugas y roturas sigue una distribución de Poisson no homogénea.

Kleiner y col. (2001) incluyeron otros criterios de renovación como el costo social derivado de la pérdida de estándares de servicio.

Deb y col. (2009) consideran por primera vez unos costos que designan como indirectos y que, a su vez, engloban tanto los costos sociales (retrasos en el tráfico, pérdidas en los negocios) como los medioambientales. Sin embargo, únicamente cuantifican estos últimos como un porcentaje sobre los costos directos (reparación y mantenimiento).



Todos estos trabajos, así como el aquí mostrado, se definen para un sector de la red, por lo que las características de las tuberías son homogéneas (o se pueden considerar como tal), y por tanto, el comportamiento de las mismas es similar (mismo patrón de fugas y roturas, edad, rango de diámetros, etc.). La metodología propuesta por Shamir y Howard, que es la más extendida, considera dos costos bien diferenciados:

- Costo de renovación por metro de tubería ( $C_1$ ). Éste decrece en el tiempo, ya que el costo de renovación es constante y a mayor tiempo transcurrido representa un menor valor en unidades monetarias del año actual.
- Costo de reparación y mantenimiento ( $C_2$ ). Éste muestra dos tendencias contrapuestas, por una parte el costo unitario de reparación es constante y, por efecto de la actualización de los costos, decrece en el tiempo y por otra, el número de roturas aumenta en el tiempo. La tendencia predominante es la segunda (aumentan más la roturas que desciende la actualización de la reparación unitaria) y el costo de mantenimiento presenta tendencia alcista.

Dicho planteamiento general ignora factores (entre ellos destacan el costo del agua fugada y el costo de la energía) que cobran relevancia con el paso del tiempo. Por tanto, parece necesaria la inclusión de éstos en el cálculo del periodo óptimo de renovación, y ello requiere incluir los costos del agua fugada ( $C_3$ ), los sociales ( $C_4$ ) y por último, los de oportunidad ( $C_5$ ).

Cada uno de los anteriores se compone, a su vez, de más de un sumando: por ejemplo, el costo del agua es la suma del costo de su producción y ambiental ( $C_{31}$ ) y de su gasto energético ( $C_{32}$ ). El costo social ( $C_4$ ) incluye dos términos. El primero asociado al impacto que genera en el entorno la obra (como la interrupción del tráfico), mientras el segundo contempla penalizaciones derivadas del incumplimiento de

algún estándar de servicio, incapacidad de la tubería para mantener la presión y calidad mínima de servicio.

El último costo, el de oportunidad<sup>31</sup>  $C_5$ , se asocia al ahorro derivado de la renovación de la conducción si se aprovecha la ejecución de obras por parte de otras empresas. De este modo se pueden compartir gastos no despreciables, como los de desplazamiento de maquinaria, personal, herramientas, etc. Un ahorro que en el mejor de los casos (cuando la obra aprovecha las zanjas y la reposición del pavimento de otras infraestructuras) puede alcanzar el costo de la instalación de la conducción.

El interés de incluir en el análisis todos los costos es evidente desde el momento en que el resultado obtenido es sensible a ellos, particularmente cuando el costo del agua,  $C_{31}$ , es elevado (como en el caso de agua subterránea o agua desalada).

El presente capítulo expone las reglas a seguir para calcular el periodo óptimo de renovación de tuberías considerando estos nuevos costos que, desde la óptica que nos ocupa, no acostumbran a contemplarse. Sin duda, esta nueva formulación del planteamiento clásico se integra mejor en el actual escenario de mayor sensibilización medioambiental y persiguiendo el objetivo claro de propiciar el uso eficiente de dos recursos fundamentales, agua y energía (Figura 90).

Una vez presentados los nuevos costos a analizar, se procede a la revisión o proposición de ciertas expresiones que, referidas al año del estudio e incluyendo la totalidad de los costos, permiten cuantificar el

---

<sup>31</sup> En este caso se designa coste de oportunidad al ahorro obtenido de aprovechar la realización de las obras por parte de otra compañía. No se debe confundir con el concepto económico, que designa el coste de la inversión de los recursos disponibles, en una oportunidad económica, a costa de las inversiones alternativas disponibles, o también el valor de la mejor opción no realizada.

costo total de renovación de la tubería, y al tiempo responder a unas cuestiones concretas relacionadas con la identificación del efecto de estos nuevos costos sobre el periodo óptimo de renovación y en especial, el efecto de un costo de oportunidad negativo.

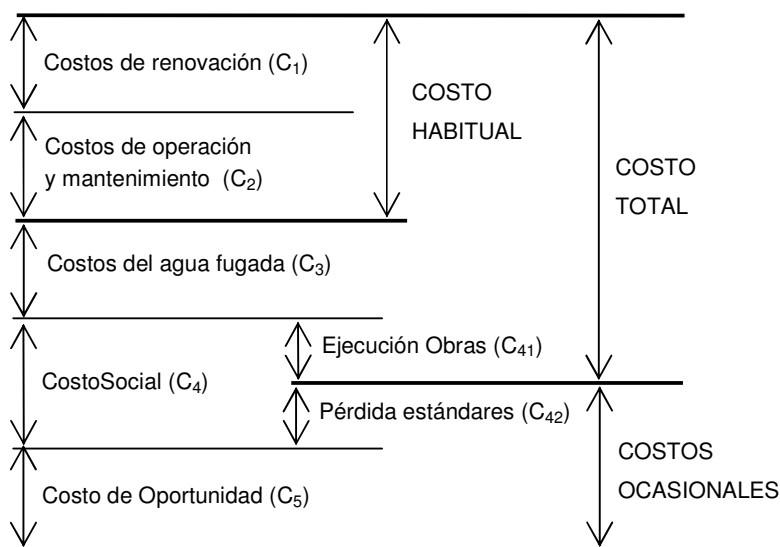


FIGURA 90. COSTOS TOTALES CONSIDERADOS

## 6.2 Planteamiento del problema

Como se ha indicado ya, los dos costos habitualmente incluidos en el análisis del modelo del Shamir y Howard (1979) se comportan de modo diferente: la renovación de la tubería es una inversión cuyo valor decrece en el tiempo mientras la reparación, acumulada año a año, es creciente. Los nuevos costos (excepto el costo de oportunidad) muestran un comportamiento similar a éstos dos. Por otra parte, los costos sociales y de oportunidad dependen del tipo de técnica empleada en la instalación de la tubería que también influye, y de manera notable, en el costo de renovación. Las posibilidades son muchas y crecen con el tiempo por lo que parece obvio el interés de cuantificar su incidencia. La Tabla 116

resume la notación empleada y caracteriza tanto el tipo de costo como la potencial incidencia en el mismo de la técnica de instalación utilizada.

TABLA 116. CARACTERIZACIÓN DE LOS COSTOS EN EL MODELO TÉCNICO ECONÓMICO

<b>Costo</b>	<b>Año de estimación de los costos</b>	<b>Sub costo</b>	<b>¿Las tecnologías tienen una influencia?</b>	<b>Naturaleza del costo</b>
C1 Renovación	$t_p$	C <sub>11</sub> Costo tubería	No	Inversión
	$t_p$	C <sub>12</sub> Costo de instalación	Si	Inversión
C2 Reparación y mantenimiento	$t_p$	C <sub>2</sub>	No	Mantenimiento
C3 Costos variables relacionados al agua	$t_p$	C <sub>31</sub> Fugas	No	Mantenimiento
	$t_p$	C <sub>32</sub> Pérdidas de energía	No	Mantenimiento
C4 Social	$t_p$	C <sub>41</sub> Disturbios causados por trabajos	Sí	Ocasional
	$t_s$	C <sub>42</sub> Costos relac.a la disminución de los estándares servicio.	No	Mantenimiento
C5 Oportunidad	$t_c$	C <sub>5</sub>	Sí	Ahorro en la inversión

Como ya se mencionó, los dos costos habitualmente incluidos en el análisis (Shamir y Howard, 1979) se comportan de modo diferente: la renovación de la tubería es una inversión cuyo valor decrece en el tiempo mientras la reparación, acumulada año a año, es creciente. Los nuevos costos (excepto el de oportunidad) muestran un comportamiento similar a éstos dos. Por otra parte, los costos sociales y de oportunidad dependen del tipo de técnica empleada en la instalación de la tubería que también influye, y de manera notable, en el costo de renovación. Las posibilidades

son muchas y crecen con el tiempo por lo que parece obvio el interés de cuantificar su incidencia. La Tabla 116 resume la notación empleada y caracteriza tanto el tipo de costo como la potencial incidencia en el mismo de la técnica de instalación utilizada.

En general, en relación con todos estos costos puede apuntarse lo siguiente: El costo de renovación de la tubería  $C_1$  consta de dos sumandos  $C_{11}$  y  $C_{12}$ . El valor de la tubería depende del material empleado, y el costo de instalación es función de la técnica utilizada. El costo de reparación y mantenimiento,  $C_2$ , es sensible al aumento del número de fugas y roturas y por ende, a la edad de la tubería. El costo del agua fugada  $C_{31}$  y el incremento del consumo energético  $C_{32}$  no dependen de la técnica de renovación, sino del número de fugas y roturas de la tubería, creciente con el paso del tiempo. El costo social  $C_{41}$  que, en síntesis, valora las molestias derivadas de la sustitución, es sensible a la técnica de instalación, al contrario que la penalización por incumplimiento de estándares de servicio,  $C_{42}$ . Finalmente, el costo de oportunidad también depende de la técnica empleada.

### **6.3 Análisis de los costos existentes en $T_p$**

El cálculo del periodo óptimo de renovación exige cuantificar la evolución temporal de todos los costos.. En el análisis que sigue todos los costos están expresados en unidades monetarias del año actual y están referidos a la unidad de longitud de la conducción. Por ello, el conjunto de tuberías que se considera debe ser homogéneo en diámetro, material y montaje.

En la Figura 91, se puede observar la escala temporal del análisis de costos. En ella se definen los instantes de tiempo siguientes:

- $t_0$ , año a partir del cual se dispone de datos de las fugas y roturas en conducciones.
- $t_p$ , año actual.

- $t_r$ , año en el que se realiza la primera renovación.

Éstos son los habitualmente considerados (Shamir y Howard, 1979), aunque para el presente estudio, pueden suceder dos situaciones ocasionales en los años:

- $t_c$ , año en que se tiene la oportunidad de abaratar costos de instalación (es el año en el que  $C_5$  es distinto de cero)
- $t_s$ , año a partir del cual se incumplen estándares de servicio

El problema se resuelve considerando los costos totales descritos en la Figura 90 (en otras palabras, ignorando los costos ocasionales), según la propuesta que se define a continuación. De este modo se obtiene el año en el que se produce el periodo óptimo de renovación ( $t_r$ , Figura 91) y se analiza cuando acontecen (si lo hacen) tanto la oportunidad como el incumplimiento de servicio ( $t_c$  y  $t_s$  respectivamente). En caso de que éstos sucedan antes de la renovación se modifican la hipótesis de partida (considerando el/los nuevo/s costo/s) y se rehacen los cálculos que corresponde (esto es, se añadirían los costos sociales por pérdida de estándares a partir de  $t_s$  o bien se analizaría si el costo en  $t_c$  es menor que el mínimo en  $t_r$ ).

Por otra parte, se define  $T_t$  como el tiempo fijo que transcurren entre renovaciones sucesivas y  $T_f$  como el tiempo transcurrido entre el año presente y el año en el que se realiza la primera renovación, cumpliéndose  $T_f = t_r - t_p$ <sup>32</sup>.

---

<sup>32</sup> En la formulación del problema, se refiere a este término como  $T_f j$  (las mayúsculas indican intervalo de tiempo) y el subíndice  $j$  muestra el tipo de técnica empleado para renovar la conducción.

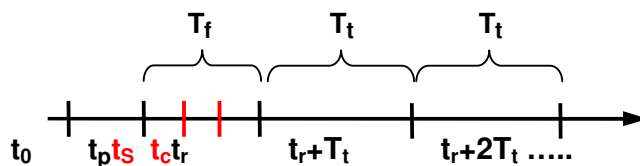


FIGURA 91. ESCALA DE TIEMPO

### 6.3.1 Costo de renovación ( $C_1$ )

Los sectores estudiados están compuestos en su mayoría por tuberías de diámetro entre 100 y 150 mm. De acuerdo con los análisis de costos y presupuestos detallados en el Anexo H, el costo de renovación de la red secundaria de agua con la técnica con zanja o método convencional a 633.79 Soles/m, que corresponde al costo de material ( $C_{11}$ ) y costo de instalación ( $C_{12}$ )

En consecuencia teniendo como datos:

Tasa de actualización SEDAPAL ( $r$ )=3.92% (aprobada por SUNASS)

Técnica de renovación ( $j$ ) = con zanja (método convencional)

Diferencia entre el año actual y el año en el que la tubería será reemplazada con la técnica  $j$  ( $T_{ij}$ )

Costo de renovación con la técnica  $j$  ( $C_{rj}$ )= 633.79 Soles/m

La ecuación de costo de renovación,  $C_1(t_r)$  sería:

$$C_1(t_r) = C_{r_j} \cdot e^{-r \cdot T_{ij}} = 633.79 \cdot e^{-0.0392 \cdot T_{ij}} \quad (77)$$

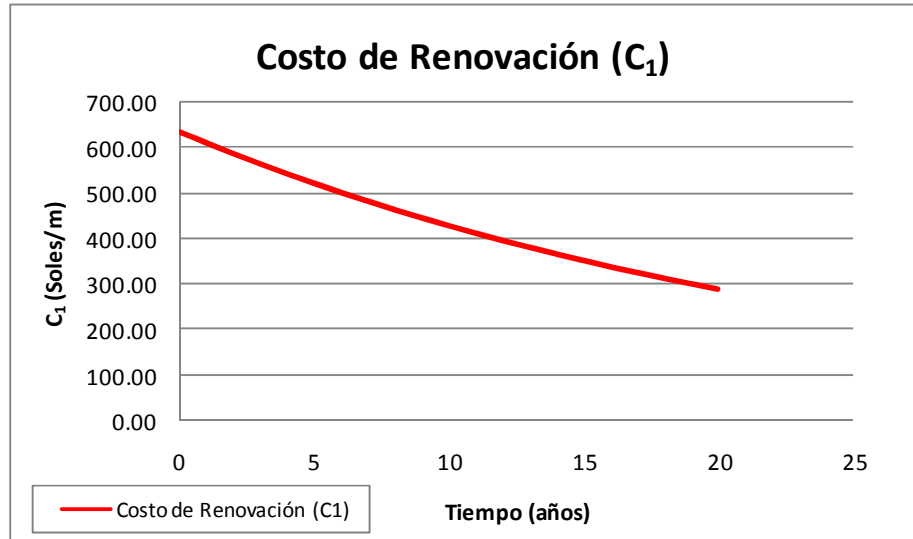


FIGURA 92. CURVA DE COSTO DE RENOVACIÓN DE LA RED DE AGUA

### 6.3.2 Costo de reparación y mantenimiento (C<sub>2</sub>)

El costo de reparación y mantenimiento contabiliza la suma de las reparaciones puntuales y mantenimiento realizados desde el año actual hasta el año en que se realiza la renovación.

Para conocer la evolución o crecimiento de las fugas y roturas con el tiempo se utiliza el modelo no lineal o exponencial (Shamir y Howard, 1979) de la forma:  $N(t) = N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))$ .

El costo de una reparación puntual ( $C_b$ ), a partir del número de fugas se puede obtener el costo de reparación de éstas  $C_m(t)$  a partir de la siguiente expresión:

$$C_m(t) = C_b \cdot N(t) = C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \quad (78)$$



Los costos totales de mantenimiento y reparación de la tubería desde el año en curso hasta el año de remplazo es la siguiente:

$$C_2(t_r) = C_m(t) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt = \int_0^{T_{ij}} C_b \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt \quad (79)$$

Siendo los datos obtenidos en campo y gabinete los siguientes:

- Tasa de actualización SEDAPAL (r)=3.92% (aprobada por SUNASS)
- Técnica de renovación (j) = con zanja (método convencional)
- Diferencia entre el año actual y el año en el que la tubería será remplazada con la técnica j ( $T_{ij}$ )
- Costo de reparación de una fuga ( $C_b$ ) = 1,034.91 Soles
- Índice de crecimiento anual de fugas (A) = 0.66 años<sup>-1</sup>

Y la solución de la ecuación es:

$$C_2(t_r) = \frac{C_b \cdot N(t_0) \cdot e^{-A \cdot t_0}}{A - r} \cdot e^{(A-r)t} \Big|_0^{T_{ij}} \quad (80)$$

$$C_2(t_r) = k \cdot e^{(A-r)t} \Big|_0^{T_{ij}} \quad (81)$$

Donde:

$$k = \frac{C_b \cdot N(t_0) \cdot e^{-A \cdot t_0}}{A - r} \quad (82)$$

A partir de los datos mostrados se calcula el valor de k, para cada una de las subpoblaciones o sectores (334, 339-A, 338-b, 338-A, 344, 86, 344 y Otros), tal como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 117. FACTOR K DEL COSTO DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO POR SECTORES

Sector	N(t <sub>0</sub> )	Ecuación C <sub>2</sub> (t <sub>r</sub> )	Factor K
334, 339-A	4.69	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 4.69 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	7.88
338-B	3.29	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 3.29 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	5.53
338-A	3.85	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 3.85 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	6.47
340	2.41	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 2.41 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	4.05
86	2.54	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 2.54 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	4.27
344	1.99	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	3.34
Otros	1.99	$C_2(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 1,034.91 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	3.34

Con los factores k, y a partir de la ecuación (80), se estima el costo de reparación y mantenimiento (C<sub>2</sub>), por sectores o subpoblaciones, tal como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 118. COSTO DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO (C<sub>2</sub>) POR SECTORES Y TOTAL

t (años)	C <sub>2</sub> (tr) (Soles/m)							Total Promedio
	334, 339-A	338-B	338-A	340	86	344	Otros	
0	4.69	3.29	3.85	2.41	2.54	1.99	1.99	2.69
1	9.03	6.34	7.42	4.64	4.89	3.83	3.83	5.18
2	17.40	12.20	14.28	8.94	9.42	7.38	7.38	9.97
3	33.51	23.51	27.51	17.22	18.15	14.22	14.22	19.21
4	64.53	45.27	52.98	33.16	34.95	27.38	27.38	37.00
5	124.29	87.19	102.03	63.87	67.31	52.74	52.74	71.26
6	239.39	167.93	196.51	123.01	129.65	101.57	101.57	137.24
7	461.06	323.43	378.48	236.92	249.70	195.63	195.63	264.33
8	888.00	622.92	728.95	456.31	480.92	376.78	376.78	509.09
9	1,710.28	1,199.75	1,403.96	878.84	926.25	725.68	725.68	980.51
10	3,293.99	2,310.71	2,704.02	1,692.65	1,783.95	1,397.66	1,397.66	1,888.45

De la Tabla 118, se obtiene que a medida que transcurren los años los costos de reparación y mantenimiento acumulados desde el año 0 hasta el año en que se realiza la renovación y/o rehabilitación de la red secundaria de distribución de agua potable crece de forma exponencial, resultando que al año 7, este costo estaría igualando al costo de renovación de la red de agua (ver figura 93).

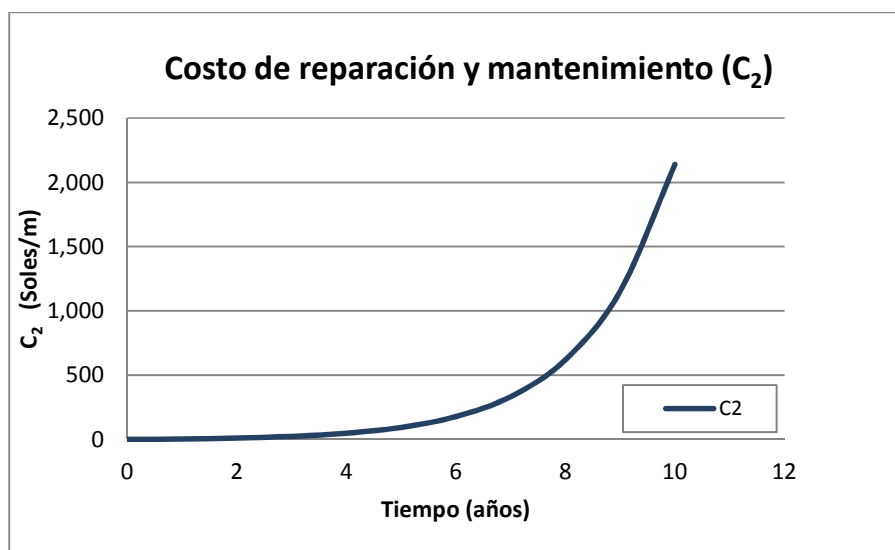


FIGURA 93. CURVA DE COSTO DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO (C<sub>2</sub>)

### 6.3.3 Costo variables relacionados al agua (C<sub>3</sub>)

En el capítulo 3, se abordó los costos variables relacionados al agua durante la conducción del agua dentro del sistema de distribución secundaria. Este término está compuesto de 3 componentes o sub términos:

- Los costos relacionados con las pérdidas de agua por fugas (C<sub>31</sub>)
- Los costos de pérdida de energía ligada a las fugas (C<sub>32a</sub>)
- Los costos de energía perdida por fricción efecto de las fugas (C<sub>32b</sub>)

### **Costos variables relacionados con las pérdidas de agua**

En el ítem 3.3.3.4 se abordó los conceptos relacionados a los costos variable relacionados con el volumen de agua perdida por las fugas existentes y la evolución y crecimiento de las mismas en el tiempo. En este ítem se indicó que para la evaluación del volumen anual de agua fugada se evalúa considerando un caudal unitario promedio de fuga  $q_f$  y un tiempo promedio de duración de la fuga,  $\Delta t_a$ .

Mediante el estudio de pérdidas de agua en sectores controlados en el área de Lima Norte (Sectores 84, 85, XX y XX) y aplicando la teoría del orificio se pudo determinar que el caudal unitario promedio de fuga es de  $24.3 \text{ m}^3/\text{día}$ . (ver Anexo C: Pérdidas Técnicas en Lima Norte)

El tiempo de duración de la fuga se estimó en función al estadístico de tiempo de atención de una fuga desde su detección y localización hasta el tiempo en que aparece otra fuga adyacente o cercana en la red de agua. Este lapso de tiempo sería el tiempo medio de la actividad de la fuga. De este análisis se determinó que el tiempo medio de la actividad de la fuga ( $\Delta t_a$ ) es de 84.5 días (Ver Anexo C).

Teniendo en cuenta estos factores, el volumen perdido por fugas es la siguiente y los costos variables relacionados con las pérdidas de agua, son calculados mediante las ecuaciones (83) y (84), respectivamente, se determina el factor K

$$V_f(t) = q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \quad (83)$$

$$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} C_w \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (84)$$

A partir de la ecuación (84) se determina la solución de la integral definida del costo debido a las fugas en la red de agua en el tiempo.

$$C_{31}(t_r) = \frac{C_w \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \Delta t_a}{A - r} \cdot e^{-A \cdot t_0} \cdot e^{-r \cdot t} \Big|_0^{T_{ij}} = K \cdot e^{-r \cdot t} \Big|_0^{T_{ij}} \quad (85)$$

Reemplazando los valores de los parámetros:

- caudal unitario promedio de fuga  $q_f = 24.3/\text{día}$
- Tiempo medio de actividad de la fuga  $\Delta t_a = 84.5$  días
- Índice de fugas  $N(t_0) =$  variable en función a cada sector
- Índice de crecimiento anual de fugas  $A = 0.66$  (años<sup>-1</sup>)
- Tiempo de partir del cual se disponen de datos  $t_0 = -1$  (2011).
- Costos del agua ( $C_w$ ) = 0.51 Soles/m<sup>3</sup>
- Tasa de actualización SEDAPAL ( $r$ ) = 3.92% (aprobada por SUNASS).

Del reemplazo de estos datos en la ecuación (85) se determina el factor K por cada sector (ver Tabla 119).

TABLA 119. FACTOR K DEL COSTO RELACIONADO CON PÉRDIDAS DE AGUA ( $C_{31}$ )

Sector	$N(t_0)$	Ecuación $C_{31}(t_r)$	Factor K
334, 339-A	4.69	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 4.69 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.84
338-B	3.29	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 3.29 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.59
338-A	3.85	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 3.85 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.69
340	2.41	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 2.41 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.43
86	2.54	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 2.54 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.45
344	1.99	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.36
Otros	1.99	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} 0.51 \times 4.32 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 30 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.36

Con los valores obtenidos del factor K, y a partir de la ecuación (85), se estima el costo variable relacionado con las pérdida de agua ( $C_{31}$ ), por sectores o subpoblaciones, tal como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 120. COSTOS VARIABLES RELACIONADOS CON LAS PÉRDIDAS DE AGUA ( $C_{31}$ )

t (años)	$C_{31}$ (Soles/m)							Total
	334, 339-A	338-B	338-A	340	86	344	Otros	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.71	0.50	0.59	0.37	0.39	0.30	0.30	0.41
2	2.04	1.43	1.67	1.05	1.10	0.87	0.87	1.17
3	4.49	3.15	3.69	2.31	2.43	1.91	1.91	2.57
4	9.03	6.34	7.41	4.64	4.89	3.83	3.83	5.18
5	17.44	12.23	14.32	8.96	9.45	7.40	7.40	10.00
6	33.01	23.16	27.10	16.96	17.88	14.01	14.01	18.93
7	61.86	43.39	50.78	31.79	33.50	26.25	26.25	35.46
8	115.27	80.86	94.62	59.23	62.43	48.91	48.91	66.08
9	214.19	150.25	175.83	110.06	116.00	90.88	90.88	122.80
10	397.38	278.76	326.21	204.20	215.21	168.61	168.61	227.82

De la Tabla 120, se obtiene que a medida que transcurren los años los costos relacionados a la pérdidas de agua por las fugas en sistema de distribución secundaria de agua desde el año 0 hasta el año en que se realiza la renovación y/o rehabilitación crece de forma exponencial, resultando que al año 12, este costo sería superior al costo de renovación de la red de agua cuyo valor se ha estimado en el estudio en 633.79 Soles/m (ver figura 94).

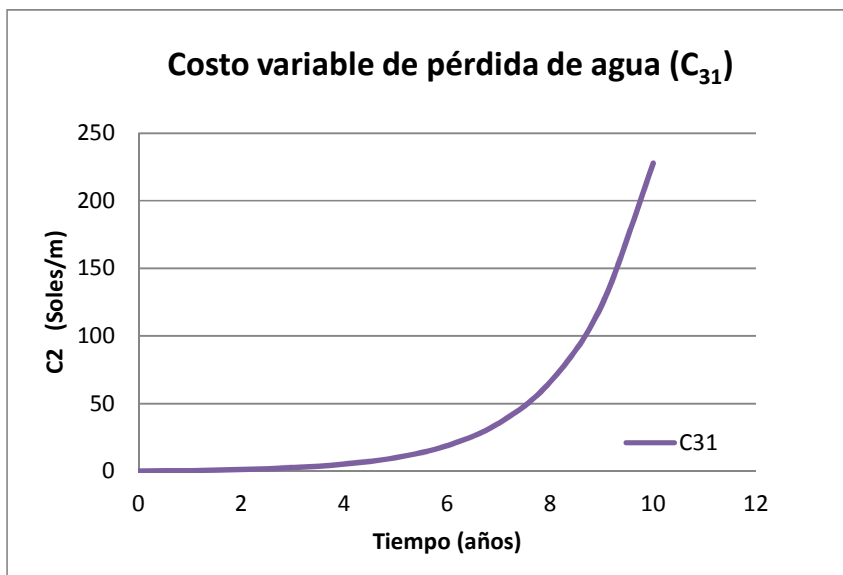


FIGURA 94. CURVA DE COSTOS RELACIONADOS CON PÉRDIDAS DE AGUA ( $C_{31}$ )

**Costos de pérdida de energía ligada a las fugas ( $C_{32a}$ )**

Como se mencionó en el capítulo 3, el peaje energético de las fugas en una red de distribución se compone de dos términos, siendo el primero la energía perdida directamente ligada a las fugas ( $C_{32a}(t_r)$ ) existentes y su evolución en el tiempo y cuya ecuación de costos desde el año hasta el año que se realiza la renovación y/o rehabilitación de la red de agua es definida mediante la siguiente expresión:

$$C_{32a}(t_r) = \int_0^{T_{fj}} C_{WE} \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot \Delta t_a \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (86)$$

$C_{WE}$  es el costo energético del agua o la huella energética del agua en Soles/m<sup>3</sup>. El concepto de huella energética se refiere a la energía que se ha invertido desde su detracción del medio natural hasta su distribución (Cabrera y col., 2009). Este costo energético del agua se ha estimado en 0.20 Soles/m<sup>3</sup>, tal como se muestra en la Tabla 121:

TABLA 121. HUELLA ENERGÉTICA DEL AGUA ( $C_{32a}$ )

Descripción	Plantas (*)	Pozos	Cámara Bombeo	Total
KWh/año	4,238,560	36,746,549	86,844,565	127,829,674
Vp (miles m3)	537,426	118,367	0	655,793
VF				
Vnf				
Cwei	0.008	0.310	-	<b>0.20</b>
<b>Cwe = Huella energética del agua de producción de agua</b>				<b>0.07</b>

(\*) No incluye producción de agua ni consumo de energía de la PTA Chillón

Fuente: Anuario Estadístico SEDAPAL 2010

A partir de la ecuación (87) se determina la solución de la integral definida del costo debido a las fugas en la red de agua en el tiempo.

$$C_{32a}(t_r) = \frac{C_{WE} \cdot q_f \cdot N(t_0) \cdot \Delta t_a}{A - r} \cdot e^{-A \cdot t_0} \cdot e^{-r \cdot t} \Big|_0^{T_{fj}} = K \cdot e^{-r \cdot t} \Big|_0^{T_{fj}} \quad (87)$$

Reemplazando los valores de los parámetros:

- caudal unitario promedio de fuga  $q_f = 24.3$  m3/día

- Tiempo medio de actividad de la fuga  $\Delta t_a = 84.5$  días
- Índice de fugas  $N(t_0)$  = variable en función a cada sector
- Índice de crecimiento anual de fugas  $A = 0.66$  (años<sup>-1</sup>)
- Tiempo de partir del cual se disponen de datos  $t_0 = -1$  (2011) .
- Costos energético del agua ( $C_{WE}$ ) = 0.07 Soles/m<sup>3</sup>
- Tasa de actualización SEDAPAL ( $r$ ) = 3.92% (aprobada por SUNASS).

Del reemplazo de estos datos en la ecuación (85) se determina el factor K por cada sector (ver Tabla 122).

TABLA 122. FACTOR K DEL COSTO DE PÉRDIDA DE ENERGÍA LIGADO A LAS FUGAS ( $C_{32A}$ )

Sector	$N(t_0)$	Ecuación $C_{31}(t_r)$	Factor K
334, 339-A	4.69	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 4.69 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.11
338-B	3.29	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 3.29 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.08
338-A	3.85	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 3.85 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.09
340	2.41	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 2.41 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.06
86	2.54	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 2.54 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.06
344	1.99	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.05
Otros	1.99	$C_{31}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} 0.51 \times 0.07 \times 1.99 \cdot \exp(0.66 \cdot (t - 0)) \times 84.5 \times e^{-0.0392 \cdot t} dt$	0.05

Con los valores obtenidos del factor K, y a partir de la ecuación (87), se estima el costo de pérdida energía ligado a las fugas ( $C_{32a}$ ), por sectores o subpoblaciones, tal como se muestra en la siguiente tabla:



TABLA 123. COSTO DE PÉRDIDA DE ENERGÍA LIGADO A LAS FUGAS ( $C_{32A}$ )

t (años)	C32a (Soles/m)							Total
	334, 339-A	338-B	338-A	340	86	344	Otros	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.10	0.07	0.08	0.05	0.05	0.04	0.04	0.05
2	0.27	0.19	0.22	0.14	0.15	0.12	0.12	0.16
3	0.60	0.42	0.49	0.31	0.33	0.26	0.26	0.34
4	1.21	0.85	0.99	0.62	0.65	0.51	0.51	0.69
5	2.34	1.64	1.92	1.20	1.26	0.99	0.99	1.34
6	4.42	3.10	3.63	2.27	2.39	1.88	1.88	2.53
7	8.28	5.81	6.80	4.26	4.49	3.51	3.51	4.75
8	15.44	10.83	12.67	7.93	8.36	6.55	6.55	8.85
9	28.68	20.12	23.54	14.74	15.53	12.17	12.17	16.44
10	53.21	37.33	43.68	27.34	28.82	22.58	22.58	30.51

De la Tabla 123, se obtiene que a medida que transcurren los años los costos de pérdida de energía asociada a las fugas en sistema de distribución secundaria de agua desde el año 0 hasta el año en que se realiza la renovación y/o rehabilitación crece de forma exponencial, resultando que al año 15, este costo sería superior al costo de renovación de la red de agua cuyo valor se ha estimado en el estudio en 633.79 Soles/m (ver figura 95).

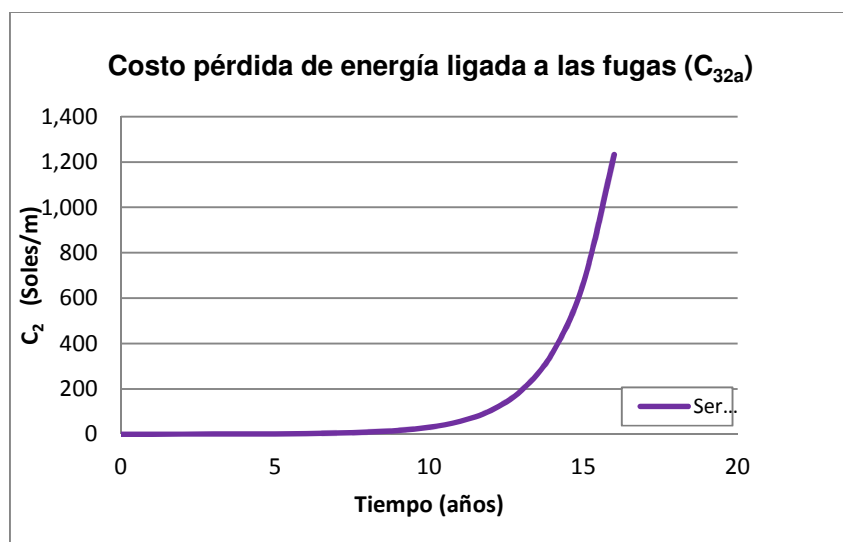


FIGURA 95. CURVA DE COSTOS PÉRDIDAS DE ENERGÍA LIGADAS A LAS FUGAS ( $C_{32A}$ )

**Costo de energía perdida por fricción efecto de las fugas ( $C_{32b}$ )**

El segundo término que compone los costos variables relacionados con las pérdidas de energía en un sistema de distribución de agua es el costo de energía perdida por fricción debido al requerimiento de mayor caudal por efecto de las fugas ( $C_{32b}$ ). Este término que asocia las pérdidas por fricción extra debido al exceso de caudal circulante se cuantifica como:

$$C_{32b}(t_r) = \int_0^{T_{ij}} C_E \cdot k \cdot \frac{\gamma \cdot (q_f(t) \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0))) \cdot \Delta t_a \cdot \frac{P_s}{\gamma}}{\eta} \cdot e^{-r \cdot t} dt \quad (88)$$

Tal como se menciona en el capítulo 3,  $C_e$  es el costo de la energía consumida (Soles/kwh),  $P_s/\gamma$  es la presión media a la que se produce la fuga,  $k$  es el coeficiente que cuantifica al aumento de la presión de cabecera y el aumento de caudales derivados de la existencia de las fugas ( $k > 1$ ),  $\eta$  es el rendimiento en tanto por uno de las bombas.

Del análisis de campo y de la información obtenida de la Gerencia de Servicios Norte de SEDAPAL, se elaboró los planos de longitudes de redes por tipo de material y presiones de servicio. A partir de esta información, se elabora la Tabla 124 que muestra las longitudes y presiones medias de servicio en cada una de las subpoblaciones o sectores de estudio:

TABLA 124. LONGITUD Y PRESIÓN MEDIA DE SERVICIO EN LIMA NORTE I

Sectores	Longitud redes (km)	Presión media de servicio (psi)	Presión media de servicio (mca)
339 A, 334	21.53	26	18.2
338 - B	12.20	23	16.1
338 - A	29.01	19.1	13.4
340	30.50	20.7	14.5
86	49.00	21.8	15.3
344	47.76	18.6	13.0
Otros	50.00	18.6	13.0
<b>Total/Prom</b>	<b>240.00</b>	<b>20.5</b>	<b>14.3</b>

A partir del análisis de simulación hidráulica de las redes secundarias de agua por sectores en 02 escenarios, "con fugas" y "sin fugas", se determinaron los siguientes parámetros:

- Rendimiento de las bombas ( $\eta$ ) = 0.80
- Coeficiente que cuantifica el aumento de presión de cabecera y el aumento de caudales ( $k$ ) = 1.00

El costo de la energía consumida ( $C_e$ ) se estimó a partir de los costos pagados por la empresa para su producción divididos por energía consumida utilizada. El valor promedio del consumo de energía es de 0.35 Soles/kwh.

Los demás parámetros, son los mismos utilizados para el cálculos de anteriores costos descritos.

$$C_{32b}(t_r) = K \cdot e^{(A-r)t} \Big|_0^{T_{ij}} \quad (89)$$

En donde el factor K está definido por la siguiente ecuación:

$$K = \frac{C_E \cdot k \cdot \gamma \cdot q_r(t) \cdot N(t_0) \cdot \Delta t_a \cdot \frac{P_s}{\gamma}}{(A-r) \cdot \eta} \cdot e^{-A \cdot t_0} \quad (90)$$

Del reemplazo de estos datos en la ecuación (90) se determina el factor K por cada sector (ver Tabla 125):

TABLA 125. FACTOR K DEL COSTO DE ENERGÍA PÉRDIDA  
POR FRICCIÓN EFECTO DE LAS FUGAS ( $C_{32B}$ )

Sector	N(t <sub>0</sub> )	Ps/y	A	C <sub>e</sub>	q <sub>f</sub>	Δta	Factor K
334, 339-A	4.69	18.2	0.66	0.35	24.25	84.50	0.36
338-B	3.29	16.1					0.22
338-A	3.85	13.4					0.22
340	2.41	14.5					0.15
86	2.54	15.3					0.16
344	1.99	13.0					0.11
Otros	1.99	13.0					0.11

Con los valores obtenidos del factor K, y a partir de la ecuación (89), se estima el costo de energía perdida por fricción efecto de las fugas ( $C_{32b}$ ), por sectores o subpoblaciones, tal como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 126. COSTO DE ENERGÍA PÉRDIDA POR FRICCIÓN EFECTO DE LAS FUGAS ( $C_{32B}$ )

t (años)	$C_{32b}$ (Soles/m)							Total
	334, 339-A	338-B	338-A	340	86	344	Otros	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.31	0.19	0.19	0.13	0.14	0.09	0.09	0.14
2	0.88	0.54	0.53	0.36	0.40	0.27	0.27	0.41
3	1.93	1.20	1.17	0.79	0.88	0.59	0.59	0.89
4	3.89	2.41	2.35	1.59	1.77	1.18	1.18	1.80
5	7.50	4.66	4.53	3.07	3.42	2.27	2.27	3.47
6	14.20	8.81	8.58	5.81	6.47	4.30	4.30	6.57
7	26.61	16.51	16.08	10.89	12.11	8.06	8.06	12.31
8	49.59	30.77	29.97	20.30	22.58	15.03	15.03	22.95
9	92.14	57.18	55.69	37.72	41.95	27.93	27.93	42.64
10	170.95	106.08	103.32	69.98	77.83	51.81	51.81	79.10

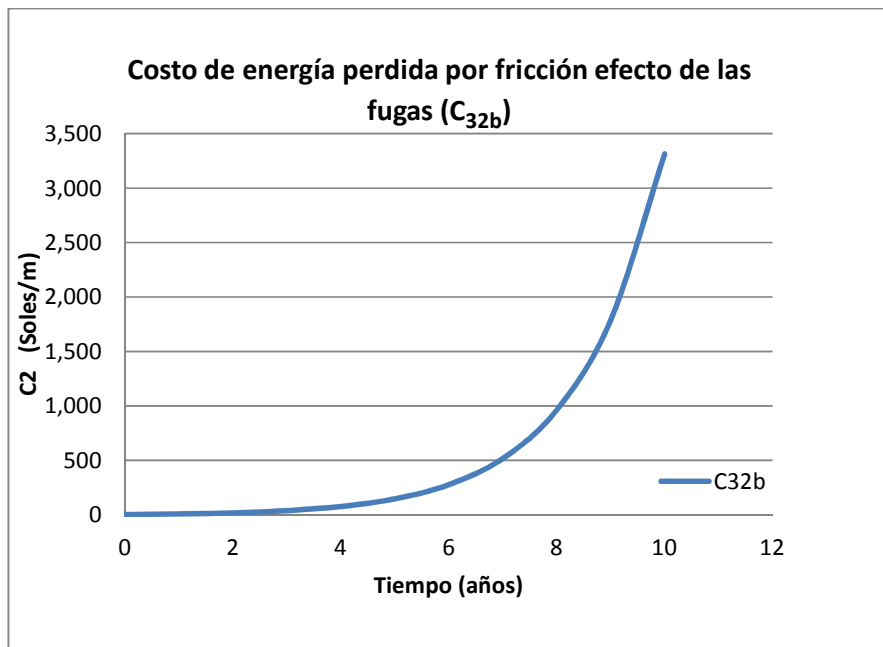


FIGURA 96. CURVA DE COSTOS DE ENERGÍA PERDIDA POR FRICCIÓN EFECTO DE LAS FUGAS ( $C_{32B}$ )

De la Tabla 126, se obtiene que a medida que a medida que transcurren los años los costos de energía perdida por fricción efecto de las fugas en sistema de distribución secundaria de agua desde el año 0 hasta el año en que se realiza la renovación y/o rehabilitación crece de forma exponencial, resultando que este es muy inferior al costo de renovación de la red de agua cuyo valor se ha estimado en el estudio en 633.79 Soles/m (ver figura 96).

#### 6.3.4 Costo social asociado a la perturbación por obras ( $C_{41}$ )

Este término, tal como se desarrolló en el Capítulo 3, evalúa cuantitativamente los perjuicios y molestias que una obra genera a la población y al entorno. Se expresa en Soles/m del año presente como:

$$C_{41}(t_r) = C_{S_j} \cdot e^{-r \cdot T_j} \quad (91)$$

Con  $C_{sj}$  costo de las molestias y perturbaciones originadas en la ejecución de la obra.

El cálculo del costo social es complejo ya que muchos costos son indirectos (por ejemplo, pérdidas en negocios cercanos) y no los abona la compañía que realiza ejecuta la obra. Además, su cuantía será diferente para cada proyecto específico porque factores externos lo influyen (como densidad del tráfico, negocios afectados, etc.). En el Anexo F, se muestra una propuesta para la obtención del costo social que pretende ser aplicable a todas las técnicas existentes y en todos los casos particulares. Los factores asociados al costo de las molestias y perturbaciones originadas en la ejecución de la obra son.

1. Interrupción del tráfico rodado ( $C_{41A}$ ).
2. Daño en el pavimento de carreteras cercanas a la obra ( $C_{41B}$ ).
3. Pérdida de productividad por ruidos y vibraciones ( $C_{41C}$ ).
4. Pérdida en los negocios cercanos ( $C_{41D}$ ).
5. Otros costos sociales como: costo de las quejas de los ciudadanos afectados por la realización de las obras ( $C_{41F}$ ), costo de las limpiezas adicionales para eliminar la cantidad extra de polvo en las zonas cercanas a la obra ( $C_{41G}$ ), costo del aumento de la probabilidad de accidentes que afectan a peatones, conductores y operarios por efectos de la obra ( $C_{41H}$ ), costo del deterioro de las estructuras e instalaciones colindantes a la obra ( $C_{41I}$ ), costo de los problemas por inclemencias meteorológicas ( $C_{41J}$ ).

Éstos se pueden contabilizar con el cálculo de cada uno de los anteriores o como un porcentaje de la suma de todos los costos definidos. La expresión que los cuantifica los otros costos sociales es:

$$C_{4O}(t_r) = X_{tO} \cdot (C_{41A} + C_{41B} + C_{41C} + C_{41D}) \cdot e^{-rT_{ij}} \quad (92)$$

Donde  $C_{40}$  representa la suma de los otros costos sociales y  $x_{t0}$  un coeficiente de ponderación en tanto por uno que representa la importancia de estos costos sociales en comparación con los definidos en los ítems anteriores.

El costo social de la renovación se obtiene con la expresión siguiente:

$$C_{41}(t_r) = C_{41A}(t_r) + C_{41B}(t_r) + C_{41C}(t_r) + C_{41D}(t_r) + C_{40}(t_r) = C_{sj} \cdot e^{-rT_{fj}} \quad (93)$$

El término  $C_{sj}$  se obtiene como:

$$C_{sj}(t_r) = (x_{t41} \cdot \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{I_z} + R_{vu} \cdot b \cdot C_{up} + x_{t43} \cdot \frac{t_{perd} \cdot \rho'_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{dia}} + x_{t44} \cdot \frac{\rho'_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{dia}}) \cdot (1 + x_{t0}) \quad (94)$$

A partir de la expresión anterior se definen los siguientes términos:

$$A = \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{I_z} \qquad B = b \cdot C_{up}$$

$$C = \frac{t_{perd} \cdot \rho'_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{dia}} \qquad D = \frac{\rho'_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{dia}}$$

Donde se observa que los términos A, B, C y D (en S/m) son independientes de la técnica empleada en la renovación y únicamente dependen del tipo de obra realizada. El parámetro D, por ejemplo, se refiere a las pérdidas en los negocios cercanos, mientras que el A se refiere a los cortes de tráfico rodado.

El término que expresa la reducción de la vida útil para el asfalto ( $R_{vu}$ , Tabla D.3), se vuelve a definir análogamente a los restantes coeficientes

de tecnología como el término  $x_{t42}$  asociado a los daños que se realizan al pavimento de las carreteras.

Con lo que obtenemos que el costo social asociado a las perturbaciones por obras,  $C_{Sj}$  se calcula como:

$$C_{Sj}(t_r) = (A \cdot x_{t41} + B \cdot X_{t42} + C \cdot x_{t43} + D \cdot x_{t44}) \cdot (1 + x_{tO}) \quad (95)$$

Los coeficientes  $x_{t4i}$  dependen única y exclusivamente de la técnica empleada en la renovación. Por tanto, se ha conseguido convertir una expresión dependiente del tipo de costo social considerado y tipo de técnica como un producto de dos funciones, una exclusivamente dependiente del tipo de costo social y otra de la alternativa de la renovación utilizada. En otras palabras, se han separado las variables. En la Tabla 127 se muestran a modo de resumen los valores de dichos coeficientes.

TABLA 127. COEFICIENTES DE TECNOLOGÍA EMPLEADOS EN LA CUANTIFICACIÓN DE LOS COSTOS SOCIALES

Técnica	$X_{t41}$	$X_{t42}$	$X_{t43}$	$X_{t44}$
Método clásico	1	0.32	1	1
Revestimientos no estructurales	0.15	0	0	0
Revestimientos estructurales	0.15	0	0	0
Inserción mediante rotura de tubería por apertura y cierre de un cabezal accionado hidráulicamente	0.15	0	0.2	0
Inserción de tubería mediante rotura por percusión	0.15	0.21	0.65	0
Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla	0.15	0	0.2	0
Perforación horizontal dirigida	0.15	0.105	0.5	0
Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin	0.15	0.075	0.3	0
Hinca de tubería de concreto	0.15	0.12	0.65	0
Perforación horizontal por impacto	0.15	0.21	0.55	0
Hinca de tubería de acero	0.15	0.16	0.55	0



Por tanto, si se expresa la ecuación F.8 de forma matricial<sup>33</sup>, se obtiene:

$$\begin{pmatrix} C_{SZ} \\ C_{SRNE} \\ C_{SRE} \\ \dots \\ C_{SHDD} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_{t41Z} & X_{t42Z} & X_{t43Z} & X_{t44Z} \\ X_{t41RNE} & X_{t42RNE} & X_{t43RNE} & X_{t44RNE} \\ X_{t41RE} & X_{t42RE} & X_{t43RE} & X_{t44RE} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ X_{t41HDD} & X_{t42HDD} & X_{t43HDD} & X_{t44HDD} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{pmatrix} \cdot (1 + X_{tO}) \quad (96)$$

La matriz de coeficientes es adimensional y se puede particularizar utilizando los datos de la Tabla 127. El vector columna que depende del tipo de costo adopta diferentes valores numéricos para cada obra concreta y son por tanto constantes. Con esta expresión se puede calcular los costos sociales en función de una alternativa específica (para mayor detalle consultar el Anexo F: Metodología para la determinación de los costos sociales).

A partir de esta metodología, se identificaron las zonas que presentarían posibles molestias y perturbaciones durante la ejecución de las obras de modo que se pudo determinar que los costos sociales promedio por cada sector o subpoblación en la zona de estudio, tal como se muestra en la Tabla 128:

---

<sup>33</sup> Los subíndices de los coeficientes de tecnología y del costo social se refieren al tipo de técnica.

TABLA 128. CÁLCULO DE COEFICIENTES DEL TÉRMINO COSTO SOCIAL PARA LOS SECTORES 339A, 334 EN VÍAS COLECTORAS

Descripción	Variable o Constantes			Coeficiente
	Símbolo	Valor	Und	
Coeficiente de estacionalidad	$\alpha_{est} =$	1.10	---	A = 188.12
Densidad media de vehículos que circulan por día por una calzada de una carretera	AADT =	7,488	veh/día	
Costo de interrupción del tráfico rodado	$C'_{41A} =$	368,198	Soles	
Longitud de zanja	$l_z =$	2,153	m	
Ancho de la zanja	$b =$	0.80	m	B = 55.44
Costo unitario de reparación de carreteras	$C_{up} =$	216.55	S/m <sup>2</sup>	
Tiempo medio perdido por trabajador y día	$t_{per} =$	0.50	h/día	C = 0.93
Número de conexiones comerciales e industriales	$N_{conex. C+I}$	7	conex	
Densidad de trabajadores afectados	$\rho_g =$	0.01	personas/m	
Número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la renovación	$h_{día} =$	8	h	
Costo medio de la hora trabajada	$C_t =$	6.25	S/h	
Tiempo de duración de la renovación en horas	$t_{dur} =$	168	horas	D = 7.40
Densidad media de negocios afectados por la obra	$\rho_n =$	0.003	negocios/m	
Número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la renovación	$h_{día} =$	8	h	
Costo medio perdido por los negocios afectados	$C_{med} =$	50	S/día	
Tiempo de duración de la renovación en horas	$t_{dur} =$	344	horas	

De la ecuación (95) y a partir de los valores obtenidos en la tabla anterior para los términos  $A= 188.12$ ,  $B=55.44$ ,  $C=0.93$  y  $D=7.40$ , y de la tabla 127, los valores de  $x_{t41}=1$ ,  $x_{t42}=0.32$ ,  $x_{t43}=1$  y  $x_{t44}=1$  para la técnica con apertura de zanja o método clásico se determinó que el Costo Social por molestias y perturbaciones por la ejecución de la obra en los sectores 339A y 334 en sus vías principales o colectoras asciende a 168.61 Soles/m de tubería, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$C_{sj}(t_r) = (188.12 \times 1 + 55.44 \times 0.32 + 0.93 \times 1 + 7.40 \times 1) \cdot (1 + 0.1) = 277.07 \text{ Soles / m}$$

Así también el costo social asociado a la perturbación durante la ejecución de las obras en el sector 339A y 334 en las vías secundarias se determinaron a partir de los datos de la tabla 129:

TABLA 129. CÁLCULO DE COEFICIENTES DEL TÉRMINO COSTO SOCIAL PARA LOS SECTORES 339A, 334 EN VÍAS SECUNDARIAS

Descripción	Variable o Constantes			Coeficiente	
	Símbolo	Valor	Und		
Coeficiente de estacionalidad	$\alpha_{est} =$	1.10	---	A =	0.11
Densidad media de vehículos que circulan por día por una calzada de una carretera	AADT =	3,024	veh/día		
Costo de interrupción del tráfico rodado	$C'_{41A} =$	1,947	Soles		
Longitud de zanja	$l_z =$	19,377	m		
Ancho de la zanja	$b =$	0.80	m	B =	55.44
Costo unitario de reparación de carreteras	$C_{up} =$	216.55	S/m <sup>2</sup>		
Tiempo medio perdido por trabajador y día	$t_{per} =$	0.50	h/día	C =	8.33
Número de conexiones comerciales e industriales	$N_{conex. C+I}$	67	conex		
Densidad de trabajadores afectados	$\rho_g =$	0.01	personas/m		
Número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la renovación	$h_{día} =$	8	h		
Costo medio de la hora trabajada	$C_t =$	6.25	S/h		
Tiempo de duración de la renovación en horas	$t_{dur} =$	168	horas		
Densidad media de negocios afectados por la obra	$\rho_n =$	0.003	negocios/m	D =	66.60
Número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la renovación	$h_{día} =$	8	h		
Costo medio perdido por los negocios afectados	$C_{med} =$	50	S/día		
Tiempo de duración de la renovación en horas	$t_{dur} =$	3,100	horas		

De la ecuación (95) y a partir de los valores obtenidos en la tabla anterior para los términos  $A= 0.11$ ,  $B=55.44$ ,  $C=8.33$  y  $D=66.60$ , y de la tabla 127, los valores de  $x_{141}=1$ ,  $x_{142}=0.32$ ,  $x_{143}=1$  y  $x_{144}=1$  para la técnica con apertura de zanja o método clásico se determinó que el Costo Social por molestias y perturbaciones por la ejecución de la obra en los sectores 339A y 334 en sus vías secundarias asciende a 143.52 Soles/m de tubería, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$C_{sj}(t_r) = (0.11 \times 1 + 55.44 \times 0.32 + 8.33 \times 1 + 66.60 \times 1) \cdot (1 + 0.1) = 143.52 \text{ Soles / m}$$

El costo social promedio  $C_{sj}$  para los sectores 339A y 334 se determinó en 156.87 Soles/m ponderando los costos sociales en vías principales y secundarias de acuerdo a la distribución de longitud de tuberías en dichas vías:

$$\text{Costo Social ( } C_{sj} \text{ )} = 277.07 \times \frac{2,153}{21,530} + 143.52 \times \frac{19,377}{21,530}$$

Para cada sector se realizó el análisis (ver anexo F), obteniendo los siguientes resultados para el Costo Social  $C_{sj}$ ;

TABLA 130. RESUMEN DE COSTOS SOCIALES POR SECTORES Y PROMEDIO

Sector	Tipo de vía	Lz (m)	Factor de vía (%)	AADT	$C_{sj}$ por tipo vía	$C_{sj}$ (S/m)
339A, 334	Colectora	2,153	10%	7,488	277.07	156.87
	Secundaria	19,377	90%	3,024	143.52	
338B	Colectora	1,220	10%	6,941	269.13	212.39
	Secundaria	10,980	90%	3,355	206.09	
338A	Colectora	2,901	10%	7,488	230.15	204.25
	Secundaria	26,109	90%	2,592	201.37	
340	Colectora	6,100	20%	6,912	156.77	267.88
	Secundaria	24,400	80%	2,448	295.66	
86	Colectora	9,800	20%	6,768	124.55	214.69
	Secundaria	39,200	80%	2,160	237.22	
344	Colectora	9,552	20%	6,840	107.03	147.83
	Secundaria	38,208	80%	2,304	158.03	
Otros	Colectora	10000	20%	6,840	107.03	147.83
	Secundaria	40000	80%	2,304	158.03	
<b>Costo Social promedio <math>C_{sj}</math> :</b>						<b>187.65</b>

Con estas consideraciones, el costo social asociado a la perturbación por ejecución de obras para el área de estudio se expresa mediante la siguiente expresión:

$$C_{41}(t_r) = C_{sj} \cdot e^{-rT_{fj}} = 187.65 \cdot e^{-0.0392 \cdot T_{fj}}$$

A partir de esta expresión del costo social asociado a la perturbación por ejecución de obras, se obtiene la siguiente tabla y figura:

TABLA 131. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PERTURBACIÓN DE OBRAS ( $C_{41}$ )

t (años)	$C_{41}$ (Soles/m)							Total
	334, 339-A	338-B	338-A	340	86	344	Otros	
0	156.87	212.39	204.25	267.88	214.69	147.83	147.83	187.65
1	150.84	204.22	196.39	257.58	206.44	142.14	142.14	180.43
2	145.05	196.37	188.84	247.68	198.50	136.68	136.68	173.50
3	139.47	188.83	181.59	238.16	190.87	131.43	131.43	166.83
4	134.11	181.57	174.60	229.01	183.53	126.37	126.37	160.42
5	128.95	174.59	167.89	220.20	176.48	121.52	121.52	154.25
6	124.00	167.88	161.44	211.74	169.69	116.84	116.84	148.32
7	119.23	161.42	155.23	203.60	163.17	112.35	112.35	142.62
8	114.65	155.22	149.27	195.77	156.90	108.03	108.03	137.14
9	110.24	149.25	143.53	188.25	150.87	103.88	103.88	131.86
10	106.00	143.51	138.01	181.01	145.07	99.89	99.89	126.79

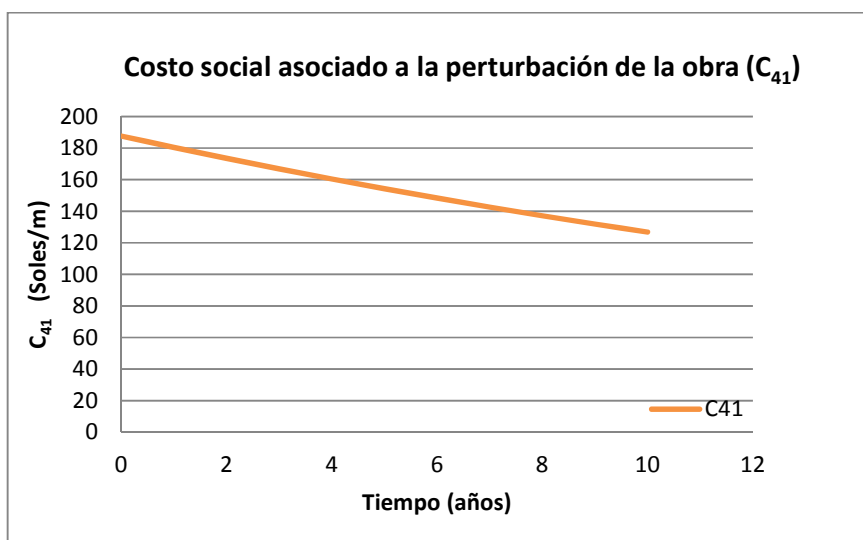


FIGURA 97. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PERTURBACIÓN DE LA OBRA ( $C_{41}$ )

## 6.4 Otros costos imputables de aparición ocasional

### 6.4.1 Costo asociado a la pérdida de estándares (C<sub>42</sub>)

Según lo indicado en el capítulo 3, las redes de abastecimiento urbano deben cumplir una serie de estándares de servicio, esto es, deben proporcionar al usuario el agua con una presión y caudal adecuados a cualquier hora del día, con una concentración adecuada de cloro, sales nitratos, etc. Estos valores máximos y mínimos se regulan según la legislación vigente<sup>34</sup> (indicaciones seguidas por SUNASS). Para asegurar los niveles de calidad fijados se han definidos indicadores de gestión relativos al abastecimiento que proporcionan información acerca del estado actual de la red que será muy útil para adoptar decisiones relativas a la operación y mantenimiento del sistema.

Los costos sociales debido a la pérdida de algún estándar de servicio (por ejemplo, la presión baja en red o agua que no se entrega en las condiciones de calidad aceptables) los cuales se encuentran cada año entre  $t_s$  y  $t_r$ . Una primera estimación de estos costos implicaría una penalidad o multa por la entidad fiscalizadora de los servicios de saneamiento, dando lugar a la siguiente expresión:

$$C_{42}(t_r) = e^{-r \cdot (t_s - t_p)} \cdot \int_{t_s}^{t_r} Cp \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt \quad (97)$$

---

<sup>34</sup> Legislación vigente

- D.S. N° 031-2012-SA. Reglamento de Calidad de Agua para Consumo Humano.
- Resolución Consejo Directivo N° 003-2007-SUNASS-CD. Aprueban Reglamento General de Supervisión, Fiscalización y Sanción de las EPS y su modificatoria (Resolución Consejo Directivo N° 016-2011-SUNASS-CD).
- Resolución Consejo Directivo N° 016-2006-SUNASS-CD. Aprueban Sistema de Indicadores de Gestión de las EPS.

Donde  $C_{42}(t_r)$  expresado en Soles del año actual,  $C_p$  es la penalización en unidades monetarias constantes (Soles/m), debido a la pérdida de los estándares de servicio de agua. La penalización tiene un valor determinado entre el gestor del abastecimiento y el representante legal del consumidor. La pérdida de estándares de servicio puede deberse a problemas de tipo hidráulico (falta de presión en las redes y conexiones) y de calidad (agua con concentraciones de cloro por debajo de los niveles mínimos aceptables), por lo que el cálculo de la penalización total que se impone se calcula como  $C_p = C_{ph} + C_{pc}$ , siendo  $C_{ph}$  y  $C_{pc}$  las penalizaciones impuestas al abastecimiento por problemas de tipo hidráulico y calidad, respectivamente.

Según la Resolución de Consejo Directivo N° 003-2007-SUNASS-CD, Reglamento General de Supervisión, Fiscalización y sanción de las Empresas Prestadoras de Servicios de Saneamiento (EPS) y sus modificatorias (R.C.D. N° 016-2011-SUNASS-CD), existen sanciones por incumplimiento de los estándares de calidad del servicio de agua, tal como se muestra en la Tabla 130:

TABLA 132. INFRACCIONES Y SANCIONES POR CALIDAD DEL SERVICIO

N°	Tipificación	Gravedad	Sanción	Tope máx
11	No atender o no solucionar en el plazo establecido por la normativa de SUNASS lo siguiente: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inundaciones en la vía pública</li> <li>▪ Desbordes de reservorios o de desagües</li> <li>▪ Roturas de tuberías en redes matriz y secundaria</li> </ul>	Muy Grave	Multa hasta 500 UIT	20%
12	No informar a la población en el plazo establecido por la SUNASS, sobre la ocurrencia de un caso fortuito o de fuerza mayor que afecte la continuidad y calidad del servicio	Muy Grave	Multa hasta 500 UIT	20%
13	No informar a la población en el plazo establecido por la SUNASS, sobre cortes	Grave	Multa hasta 250 UIT	10%

programados del servicio				
15	Incumplir la normativa vigente respecto del mantenimiento de los sistemas de purga de redes purga de aire y grifos contra incendios	Grave	Multa hasta 250 UIT	10%
16	Incumplir la normativa vigente respecto del mantenimiento, limpieza y desinfección de reservorios y cisternas de agua potable	Grave	Multa hasta 250 UIT	10%
17	Suspender o interrumpir el servicio sin causa justificada	Grave	Multa hasta 250 UIT	10%

Fuente: R.C.D. N° 016-2011-SUNASS-CD.

En este escenario se ha asumido que de no implementarse la rehabilitación de la red secundaria de agua potable en la zona norte de Lima, se esperaría que en un plazo de 3 años se dupliquen el número de atenciones por fugas y roturas en la red, situación que generaría dejar de atender en los plazos establecidos algunas incidencias operativas generando interrupciones del servicio y el malestar en la población así como posibles pérdidas de calidad en la red por problemas de intrusión patógena al sistema.

Así se tendría un escenario en el cual se aplicarían penalidades tal como se muestran en las siguientes tablas:

TABLA 133. TOPES Y CONDICIONES DE PENALIDADES Y SANCIONES

Sanciones	Sanción	Tope	Condición
Leves	Hasta 100 UIT	365,000	< 5% ingreso mensual
Graves	Hasta 250 UIT	912,500	< 10% ingreso mensual
Muy Graves	Hasta 500 UIT	1,825,000	< 20% ingreso mensual

Fuente: R.C.D. N° 016-2011-SUNASS-CD.

TABLA 134. ESTIMACIÓN DE INGRESOS POR SERVICIO DE AGUA EN LIMA NORTE I

Descripción	Cantidad	Porcentaje	Ingreso Neto SEDAPAL 2010	Ingreso Anual Lima Norte	Ingreso mensual Lima Norte
Nro. de conexiones afectadas	63,745	5.31%	1,113,285,617	59,138,660	4,928,222
Nro. de conexiones totales SEDAPAL	1,200,000	100%			

Fuente: Anuario Estadístico SEDAPAL 2010



Se espera que a partir del 3er. año de no contemplarse la renovación de la red secundaria de agua potable se pierda los estándares de calidad del servicio por lo cual se estima que se impondrían sanciones o penalidades descritas en la siguiente tabla:

TABLA 135. ESTIMACIÓN COSTO DE PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ )

Sanción	Tope por ingreso	Tope x tipo sanción	Monto máx sanción	Sanciones al año	Costo anual (S/.)
Leve	246,411	5.31 UIT	19,389	0	0.00
Grave	492,822	13.28 UIT	48,473	4	193,891.04
Muy Grave	985,644	26.56 UIT	96,946	1	96,945.52
Costo total anual					290,836.56
Longitud de la red en la zona de estudio					240,000.00
<b>C<sub>p</sub> (Soles/m) =</b>					<b>1.21</b>

Fuente: Elaboración propia

Con estas consideraciones, el costo social asociado a la de pérdida de algún estándar de calidad de servicio  $C_{42}$  para el área de estudio se expresa mediante la siguiente expresión:

$$C_{42}(t_r) = C_p \cdot e^{-r(t_s - t_p)} \cdot \int_{t_s}^{t_r} C_p \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt$$

Siendo la solución para esta ecuación:

$$C_{42}(t_r) = \frac{C_p}{r} \cdot e^{-r \cdot (t_s - t_p)} [e^{-r \cdot t_s} - e^{-r \cdot t_r}]$$

Reemplazando valores:

$$C_{42}(t_r) = \frac{1.21}{0.0392} \cdot e^{-0.0392(3-0)} [e^{-0.0392 \cdot 3} - e^{-0.0392 \cdot t_r}]$$

A partir de esta expresión del costo social asociado a la perturbación por ejecución de obras, se obtiene la siguiente tabla y figura:

TABLA 136. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ )

Año	$C_{42}$
0	0.00
1	0.00
2	0.00
3	6.47
4	7.41
5	8.31
6	9.18
7	10.01
8	10.81
9	11.58
10	12.32

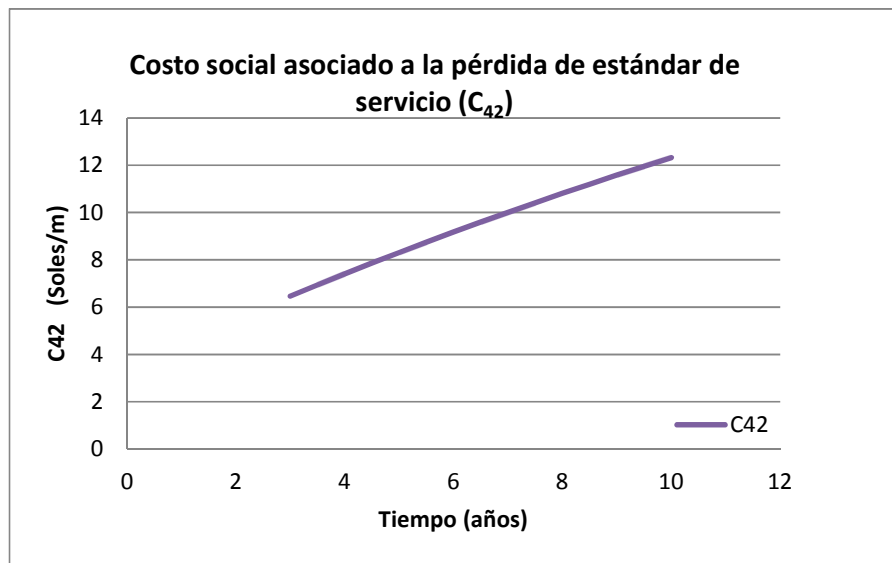


FIGURA 98. COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ )

Así también del análisis de la curvas  $CT(tp)$  y  $C'T'(tp)$  en la Figura 99, siendo la diferencia entre ambas curvas que la segunda incluye también los costos de  $C_{42}$  y  $C_5$ . De la Figura 99 podemos evidenciar que el costo asociado a la pérdida por estándares de servicio bajo los supuestos establecidos no afectan significativamente el periodo óptimo de renovación, razón por lo cual puede no ser tomado en el análisis del mismo.

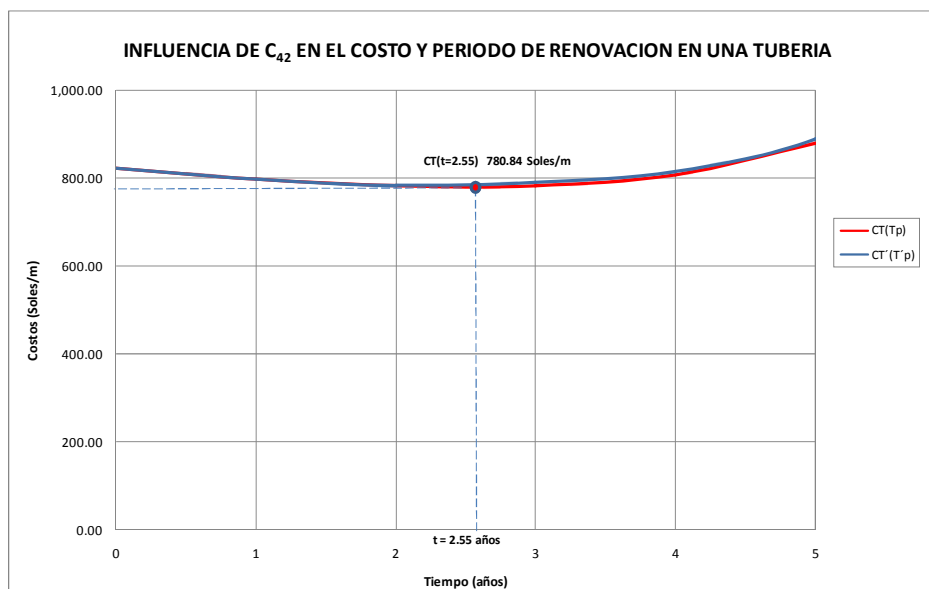


FIGURA 99. INFLUENCIA DEL COSTO SOCIAL ASOCIADO A LA PÉRDIDA DE ESTÁNDAR DE SERVICIO ( $C_{42}$ ) EN EL COSTO Y PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA

#### 6.4.2 Costo de oportunidad ( $C_5$ )

Los costos de oportunidad se pueden representar como un beneficio o un costo negativo por los ahorros que se producen si el costo de realización de la obra es llevado a cabo por varias empresas. El costo de oportunidad puede aparecer en un determinado momento,  $t_c$  año, y por lo tanto debe ser tratada como una función matemática de tipo escalón.

El costo de oportunidad representa una reducción del costo de renovación de la tubería. Con anterioridad se definió el costo de renovación como suma de dos componentes, el costo de la tubería en si ( $C_{11}(t_r)$ ) y su costo de instalación ( $C_{12}(t_r)$ ). La oportunidad reduce al segundo, entonces el ahorro máximo sería el costo de instalación (ya que el primero nunca disminuye). Tan es así que el costo de oportunidad varía entre los valores  $-C_{12}(t_r) < C_5(t_r) \leq 0$ . El costo de oportunidad

también depende de la técnica empleada, y con la técnica tradicional con apertura de zanja mostrará un mayor ahorro. En cambio, las técnicas de renovación sin zanja dejan de ser aplicables ya que la oportunidad implica que se pierdan los beneficios en la reducción del costo social de estas técnicas ya que no se ha evitado la apertura de una zanja

En la zona de estudio no se han identificado otras obras que podrían favorecer la realización en conjunto, como por ejemplo la reposición de pavimento de las vías principales o secundarias en la zona de estudio por lo que se determinó que el costo de oportunidad es cero.

## 6.5 Obtención del periodo óptimo de renovación

De acuerdo a lo indicado en el sub ítem 3.3.3.7, la determinación del periodo óptimo de renovación, se calcula en función de las siguientes hipótesis de partida:

- Se analiza el periodo óptimo de renovación para una única sustitución.
- Se pretende obtener el óptimo para las infinitas renovaciones. Éste sería el caso más adecuado desde la óptica económica.
- Se calcula el periodo óptimo de renovación en un periodo determinado de tiempo.

### 6.5.1 Periodo óptimo de renovación para la primera renovación

La suma de todos los costos (excepto  $C_{42}$  y  $C_5$  que no siempre son aplicables) es:

$$C_T = C_{11}(t_r) + C_{12}(t_r) + C_2(t_r) + C_{31}(t_r) + C_{32}(t_r) + C_{41}(t_r) \quad (98)$$

El periodo óptimo de renovación  $t_r$  se calcula minimizando la función de costo total  $\partial C_T / \partial T_r = 0$ , que sustituido en la ecuación (42) permitirá la determinación de los costos mínimos de las obras,  $C_T (t_r^*)_{\text{MIN}}$ .

A partir de las ecuaciones del sub ítem 3.3.3.7 Obtención del periodo de renovación para la primera renovación y a partir de los cálculos de cada uno de los componentes de la ecuación de costos se determinaron las siguientes tablas y figuras de costos totales por sectores:

### 6.5.1.1 Periodo óptimo de renovación de los sectores 339A y 334

TABLA 137. COSTO POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 339-A Y 334

Sector 334, 339-A										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	156.87	0.00	0.00	790.66	17,022.91
1	609.42	6.71	6.77	0.91	0.31	150.84	0.00	0.00	774.96	16,684.95
2	585.99	19.14	19.31	2.59	0.88	145.05	0.00	0.00	772.96	16,641.73
3	563.47	42.15	42.54	5.70	1.93	139.47	6.47	0.00	795.26	17,261.24
4	541.81	84.77	85.56	11.46	3.89	134.11	7.41	0.00	861.59	18,709.51
5	520.98	163.71	165.22	22.12	7.50	128.95	8.31	0.00	1,008.49	21,891.69
6	500.95	309.89	312.76	41.88	14.20	124.00	9.18	0.00	1,303.68	28,265.76
7	481.69	580.61	585.99	78.47	26.61	119.23	10.01	0.00	1,872.60	40,532.58
8	463.18	1,081.98	1,091.99	146.22	49.59	114.65	10.81	0.00	2,947.61	63,694.76
9	445.37	2,010.49	2,029.09	271.71	92.14	110.24	11.58	0.00	4,959.04	107,017.56
10	428.25	3,730.05	3,764.56	504.10	170.95	106.00	12.32	0.00	8,703.91	187,660.50

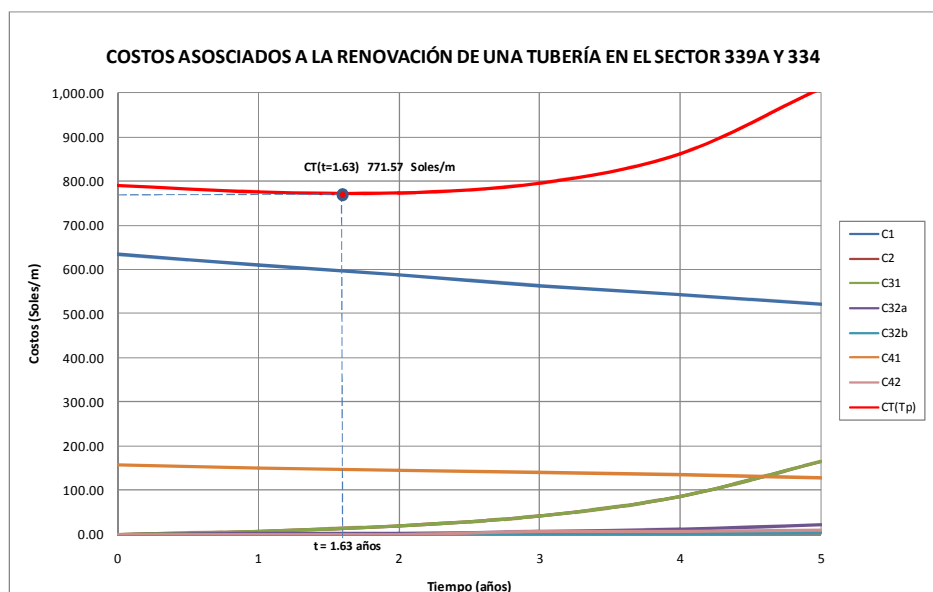


FIGURA 100. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 339A Y 334

De acuerdo a la Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-BTabla 138 y Figura 100 el periodo óptimo de renovación para los sectores 339A y 334 es de 1.63 años y el costo de renovación se estima en 771.57 Soles/m.

### 6.5.1.2 Período óptimo de renovación del sector 338-B

TABLA 138. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 338-B

Sector 338-B										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	212.39	0.00	0.00	846.17	10,323.33
1	609.42	4.71	4.75	0.64	0.19	204.22	0.00	0.00	823.93	10,051.96
2	585.99	13.42	13.55	1.81	0.54	196.37	0.00	0.00	811.70	9,902.75
3	563.47	29.57	29.84	4.00	1.20	188.83	6.47	0.00	816.90	10,045.11
4	541.81	59.47	60.02	8.04	2.41	181.57	7.41	0.00	853.31	10,500.73
5	520.98	114.84	115.90	15.52	4.66	174.59	8.31	0.00	946.48	11,648.48
6	500.95	217.39	219.40	29.38	8.81	167.88	9.18	0.00	1,143.80	14,066.33
7	481.69	407.30	411.06	55.04	16.51	161.42	10.01	0.00	1,533.03	18,825.13
8	463.18	759.00	766.02	102.58	30.77	155.22	10.81	0.00	2,276.77	27,908.45
9	445.37	1,410.34	1,423.39	190.60	57.18	149.25	11.58	0.00	3,676.14	44,990.20
10	428.25	2,616.60	2,640.81	353.62	106.08	143.51	12.32	0.00	6,288.88	76,874.69

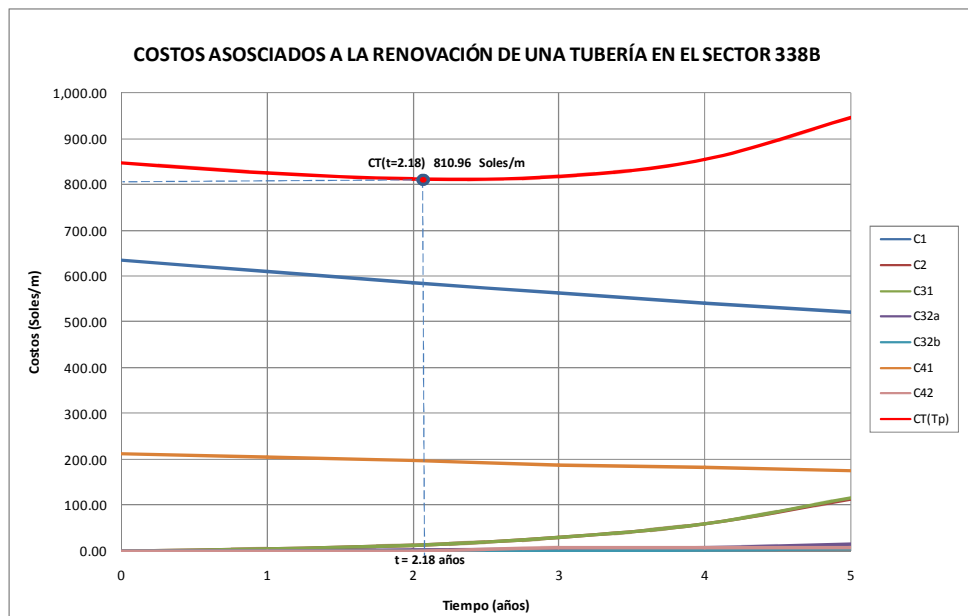


FIGURA 101. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 338B

De acuerdo a la Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-B Tabla 138 y Figura 101 el período óptimo de renovación para el Sector 338-A es de 2.03 años y el costo de renovación se estima en 809.05 Soles/m.

### 6.5.1.3 Período óptimo de renovación del sector 338-A

TABLA 139. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 338-A

Sector 338-A										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(T <sub>p</sub> )	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	204.25	0.00	0.00	838.03	24,311.28
1	609.42	5.51	5.56	0.74	0.19	196.39	0.00	0.00	817.81	23,724.78
2	585.99	15.71	15.86	2.12	0.53	188.84	0.00	0.00	809.06	23,470.75
3	563.47	34.60	34.92	4.68	1.17	181.59	6.47	0.00	820.42	23,988.11
4	541.81	69.59	70.23	9.40	2.35	174.60	7.41	0.00	867.99	25,395.27
5	520.98	134.39	135.63	18.16	4.53	167.89	8.31	0.00	981.59	28,716.86
6	500.95	254.39	256.74	34.38	8.58	161.44	9.18	0.00	1,216.48	35,556.36
7	481.69	476.62	481.03	64.41	16.08	155.23	10.01	0.00	1,675.08	48,884.43
8	463.18	888.19	896.41	120.04	29.97	149.27	10.81	0.00	2,547.05	74,203.63
9	445.37	1,650.40	1,665.67	223.04	55.69	143.53	11.58	0.00	4,183.71	121,705.39
10	428.25	3,061.98	3,090.31	413.81	103.32	138.01	12.32	0.00	7,235.69	210,264.77

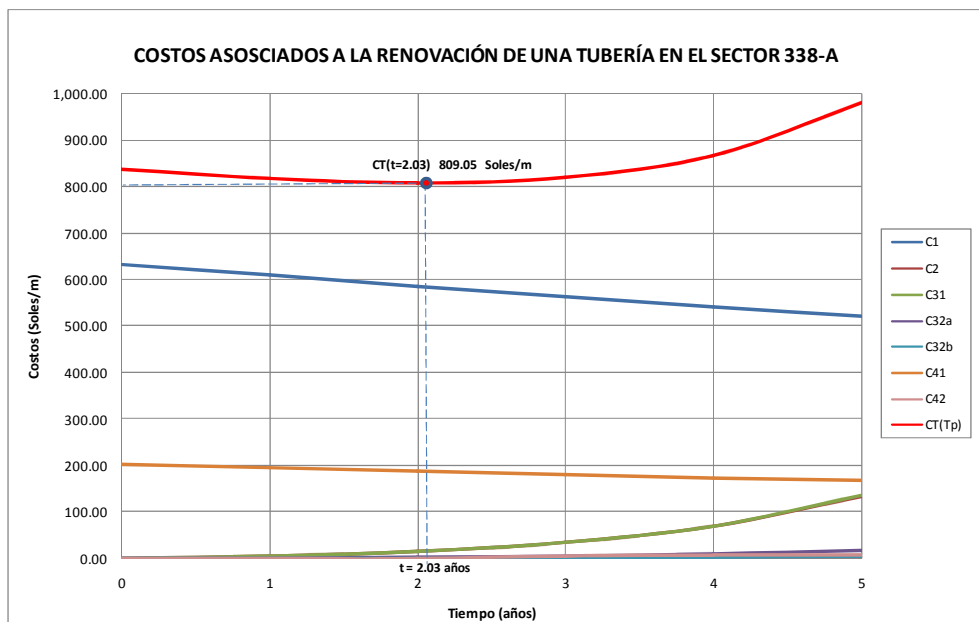


FIGURA 102. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 338A

De acuerdo a la Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-BTabla 139 y Figura 102 el período óptimo de renovación para el Sector 338-A es de 2.03 años y el costo de renovación se estima en 809.05 Soles/m.



### 6.5.1.4 Periodo óptimo de renovación del sector 340

TABLA 140. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 340

Sector 340										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	267.88	0.00	0.00	901.67	27,500.87
1	609.42	3.45	3.48	0.47	1.00	257.58	0.00	0.00	875.40	26,699.71
2	585.99	9.83	9.92	1.33	2.00	247.68	0.00	0.00	856.77	26,131.33
3	563.47	21.66	21.86	2.93	3.00	238.16	6.47	0.00	851.08	26,155.17
4	541.81	43.56	43.97	5.89	4.00	229.01	7.41	0.00	868.23	26,706.86
5	520.98	84.12	84.90	11.37	5.00	220.20	8.31	0.00	926.57	28,513.96
6	500.95	159.24	160.71	21.52	6.00	211.74	9.18	0.00	1,060.16	32,614.87
7	481.69	298.35	301.11	40.32	7.00	203.60	10.01	0.00	1,332.08	40,933.80
8	463.18	555.99	561.13	75.14	8.00	195.77	10.81	0.00	1,859.20	57,035.48
9	445.37	1,033.11	1,042.67	139.62	9.00	188.25	11.58	0.00	2,858.02	87,522.75
10	428.25	1,916.72	1,934.46	259.04	10.00	181.01	12.32	0.00	4,729.47	144,624.80

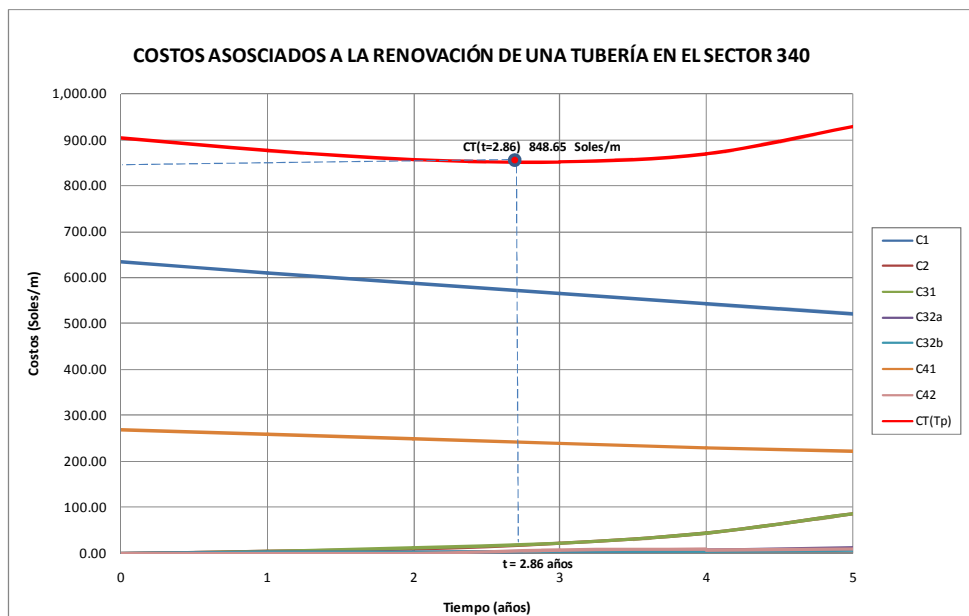


FIGURA 103. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 340

De acuerdo a la Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-B Tabla 140 y Figura 102 el periodo óptimo de renovación para el Sector 340 es de 2.86 años y el costo de renovación se estima en 848.65 Soles/m.

### 6.5.1.5 Período óptimo de renovación del sector 86

TABLA 141. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 86

Sector 86										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	214.69	0.00	0.00	848.47	41,575.23
1	609.42	3.63	3.67	0.49	0.14	206.44	0.00	0.00	823.79	40,365.74
2	585.99	10.36	10.46	1.40	0.40	198.50	0.00	0.00	807.12	39,548.85
3	563.47	22.83	23.04	3.09	0.88	190.87	6.47	0.00	804.17	39,721.35
4	541.81	45.91	46.34	6.20	1.77	183.53	7.41	0.00	825.56	40,815.46
5	520.98	88.66	89.48	11.98	3.42	176.48	8.31	0.00	891.00	44,065.94
6	500.95	167.83	169.38	22.68	6.47	169.69	9.18	0.00	1,037.00	51,262.86
7	481.69	314.45	317.36	42.50	12.11	163.17	10.01	0.00	1,331.28	65,723.18
8	463.18	585.98	591.40	79.19	22.58	156.90	10.81	0.00	1,899.22	93,591.46
9	445.37	1,088.84	1,098.91	147.15	41.95	150.87	11.58	0.00	2,973.09	146,248.85
10	428.25	2,020.11	2,038.80	273.01	77.83	145.07	12.32	0.00	4,983.07	244,774.34

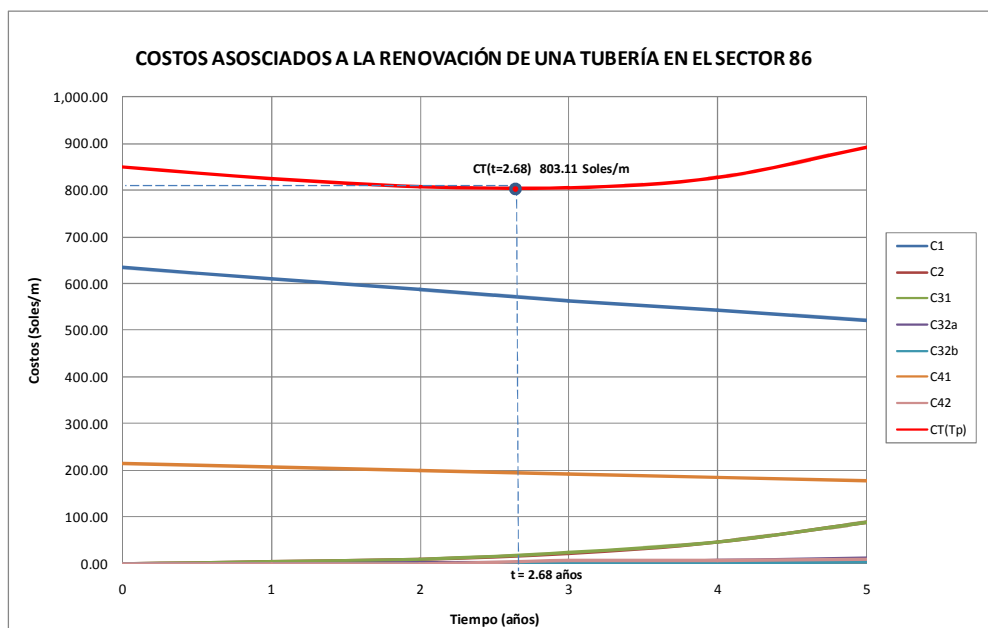


FIGURA 104. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 86

De acuerdo a la Tabla 142 y Figura 104 el periodo óptimo de renovación para el Sector 86 es de 2.68 años y el costo de renovación se estima en 803.11 Soles/m.

### 6.5.1.6 Periodo óptimo de renovación del sector 344 y Otros

TABLA 142. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL DEL SECTOR 344 Y OTROS

Sector 344 y Otros										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	147.83	0.00	0.00	757.25	74,028.65
1	609.42	2.85	2.87	0.38	0.09	142.14	0.00	0.00	734.34	71,788.86
2	585.99	8.12	8.20	1.10	0.27	136.68	0.00	0.00	717.83	70,174.75
3	563.47	17.89	18.05	2.42	0.59	131.43	6.47	0.00	712.17	70,254.41
4	541.81	35.97	36.30	4.86	1.18	126.37	7.41	0.00	725.67	71,665.16
5	520.98	69.46	70.11	9.39	2.27	121.52	8.31	0.00	773.70	76,448.91
6	500.95	131.49	132.71	17.77	4.30	116.84	9.18	0.00	884.81	87,395.86
7	481.69	246.36	248.64	33.29	8.06	112.35	10.01	0.00	1,111.89	109,676.51
8	463.18	459.09	463.34	62.04	15.03	108.03	10.81	0.00	1,552.91	152,869.51
9	445.37	853.07	860.96	115.29	27.93	103.88	11.58	0.00	2,389.37	234,717.06
10	428.25	1,582.69	1,597.33	213.89	51.81	99.89	12.32	0.00	3,957.40	388,079.76

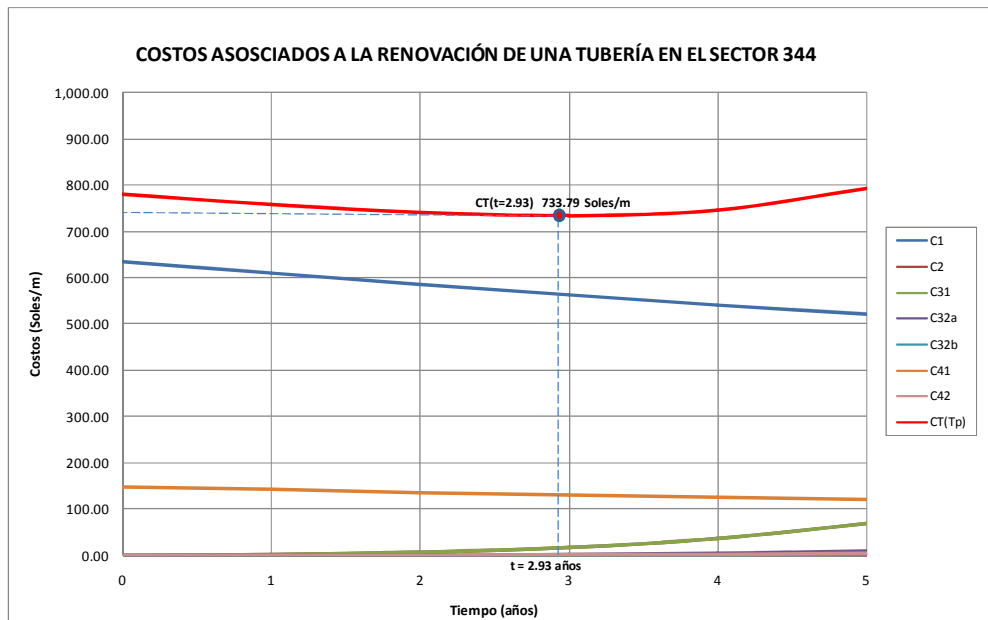


FIGURA 105. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL SECTOR 344

De acuerdo a la Tabla 138. Costos por componentes y total del sector 338-BTabla 142 y Figura 103 el periodo óptimo de renovación para el Sector 86 es de 2.93 años y el costo de renovación se estima en 733.79 Soles/m.

### 6.5.1.7 Período óptimo de renovación global

A partir de la determinación del valor de M:

$$M = C_b + \left( q_f \cdot \Delta t_a \cdot \left( C_w + C_{wE} + \frac{k \cdot P_s}{\eta} \cdot C_E \right) \right) \quad (99)$$

Siendo M el costo de mantenimiento anual de (en Soles o US\$ por rotura y unidad de longitud) como consecuencia del envejecimiento de la tubería. De hecho, incluye la reparación, además de agua y las pérdidas de energía. Este término es independiente de la técnica empleada para la renovación, y por tanto presenta siempre el mismo valor para cada técnica.

El costo total de la primera renovación y el tiempo óptimo de renovación de las tuberías estaría dado por las expresiones:

$$C_T(t_r) = I_j \cdot e^{-r \cdot T_{fj}} + \int_0^{T_{fj}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt \quad (100)$$

$$I_j = C_{rj} + C_{sj} \quad (101)$$

1.

$$t_{rj}^* = t_0 \cdot \frac{1}{A} \cdot \ln \left( \frac{r \cdot I_j}{M \cdot N(t_0)} \right) \quad (102)$$

Siendo:

$$C_{rj} = 633.79 \text{ Soles/m}$$

$$C_{sj} = 187.65 \text{ Soles/m}$$

$$C_b = 1,034.91 \text{ Soles}$$

$$q_f = 24.3 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\Delta t_a = 84.5 \text{ días}$$

$$C_w = 0.51 \text{ Soles/m}^3$$

$$C_{wE} = 0.07 \text{ Soles/m}^3$$

$$k = 1.0$$

$$P_s = 14.3 \text{ m.c.a.}$$

$$\eta = 0.75$$

$$C_E = 0.35 \text{ Soles/KW-h}$$

$$A = 0.66 \text{ años}^{-1}$$

$$r = 3.92\%$$

$$N(t_0) = 2.69 \text{ fugas/km/año}$$

$$1 \text{ mca} = 9.81 \text{ KPa} = 9.81 \text{ N/m}^2$$

$$1 \text{ KW-h} = 3600 \text{ KW-s} = 3600 \text{ N. m}$$

Reemplazando estos datos en las ecuaciones (99), (101)

$$I_j = 633.79 + 187.65 = 821.43 \text{ Soles / m}$$

$$M = 1,034.91 + \left[ 24.3 \times 84.5 \times \left( 0.51 + 0.07 + \frac{1.0 \times 14.3}{0.75} \times 0.35 \right) \right] = 2,256.61 \text{ Soles/ fugam}$$

Con estos cálculos determinamos el periodo óptimo de diseño de acuerdo a la ecuación (102):

$$t_{rj}^* = 0 + \frac{1}{0.66} \times \ln \left( \frac{0.0392 \times 821.43}{2,256.61 \times 2.69/1000} \right) = 2.55 \text{ años}$$

A partir de este valor y de la solución de la ecuación (100) se determina el costo total  $CT(t_p)$  para el periodo óptimo de renovación global en todos los sectores de estudio:

$$CT(t_p) = I_j \cdot e^{r \cdot T_{rj}} + \frac{M \cdot N(t_0) \cdot e^{-A \cdot t_0}}{(A - r)} \cdot e^{(A - r)t} \Big|_0^{T_{rj}}$$

$$CT(t_p) = 821.43 \cdot e^{-0.0392 \times 2.55} + \frac{2,256.61 \times 0.00269 \cdot e^{-0.66 \times 0}}{(0.66 - 0.0392)} \cdot e^{(0.66 - 0.0392)t} \Big|_0^{2.55}$$

$$CT(t_p) = 743.40 + 9.8461 \times 3.803 = 780.84 \text{ Soles / m}$$

Este periodo óptimo de renovación y Costo total por metro de tubería se puede obtener también de la totalización de los costos, a partir de la siguiente Tabla y Figura:

TABLA 143. COSTOS POR COMPONENTES Y TOTAL EN TODA EL ÁREA DE ESTUDIO

AREA DE ESTUDIO										
t	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>31</sub>	C <sub>32a</sub>	C <sub>32b</sub>	C <sub>41</sub>	C <sub>42</sub> <sup>(1)</sup>	C <sub>5</sub>	CT(Tp)	Costo Total
0	633.79	0.00	0.00	0.00	0.00	187.65	0.00	0.00	821.43	197,144,066
1	609.42	3.85	3.88	0.52	0.14	180.43	0.00	0.00	798.25	191,579,580
2	585.99	10.97	11.07	1.48	0.41	173.50	0.00	0.00	783.43	188,022,306
3	563.47	24.17	24.39	3.27	0.89	166.83	6.47	0.00	783.01	187,922,901
4	541.81	48.60	49.05	6.57	1.80	160.42	7.41	0.00	808.24	193,977,887
5	520.98	93.85	94.72	12.68	3.47	154.25	8.31	0.00	879.96	211,190,691
6	500.95	177.66	179.30	24.01	6.57	148.32	9.18	0.00	1,036.82	248,836,659
7	481.69	332.87	335.95	44.99	12.31	142.62	10.01	0.00	1,350.43	324,102,185
8	463.18	620.30	626.04	83.83	22.95	137.14	10.81	0.00	1,953.43	468,824,231
9	445.37	1,152.62	1,163.29	155.77	42.64	131.86	11.58	0.00	3,091.55	741,971,635
10	428.25	2,138.45	2,158.23	289.00	79.10	126.79	12.32	0.00	5,219.83	1,252,759,949

(1) No se consideran los costos C<sub>42</sub> por no cambiar significativamente el periodo óptimo de renovación.

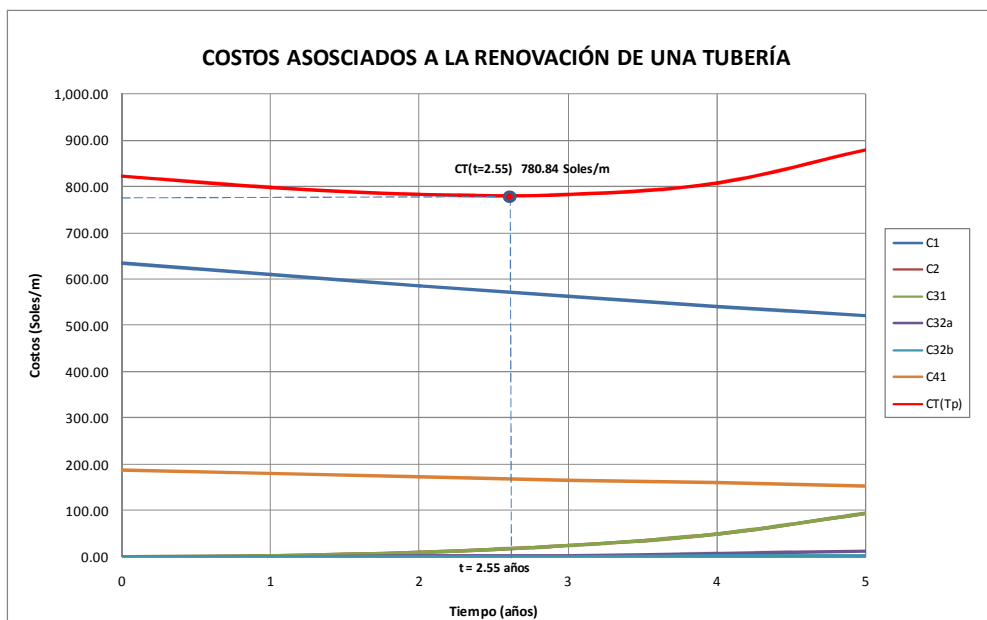


FIGURA 106. COSTOS ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA EN EL ÁREA DE ESTUDIO

### 6.5.1.8 Tratamiento de los costos de aparición ocasional

Los costos sociales generados por la pérdida de estándares o el costo de oportunidad son de tipo ocasional ( $C_{42}$ ), esto es, no siempre han de tenerse en cuenta. El primero se integra en la estructura de costos a partir del año  $t_s$  (con  $t_s < t_r$ ) mientras que el segundo (costo de oportunidad negativo  $C_5$ ) interviene sólo si la obra se ejecuta el año  $t_c$ . En el primer supuesto, incumplimiento de los estándares de servicio, los costos sociales aumentan a partir de  $t_s=2$  años, tal como se explica en el sub ítem 6.4 y el periodo de renovación disminuye tal y como se refleja en la Figura XX. La penalización supuesta provoca una disminución del año óptimo de renovación que queda en  $t_r = 2.20$  años. Asimismo, el costo mínimo aumenta y adopta el nuevo valor de 783.20 S/m.

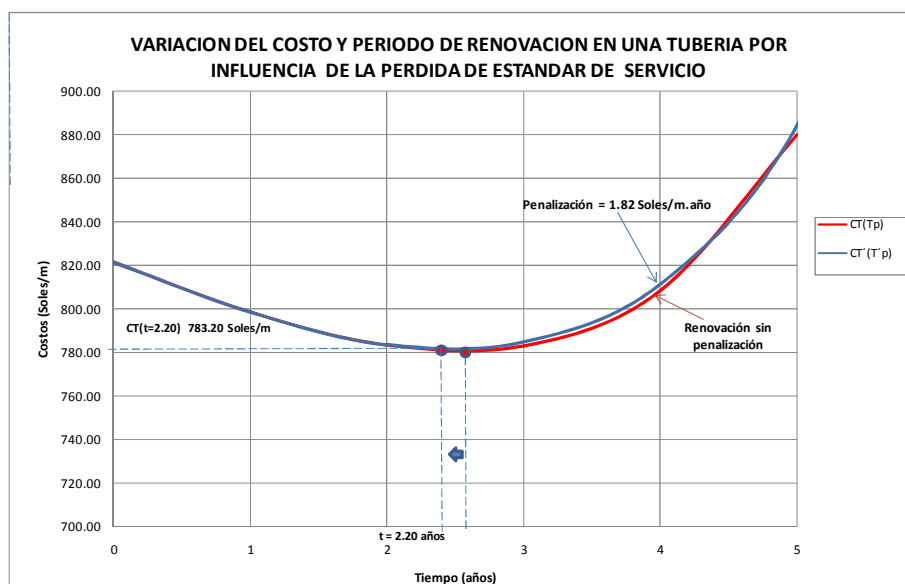


FIGURA 107. VARIACIÓN DEL COSTO TOTAL CUANDO SE INCUMPLEN LOS ESTÁNDARES DE SERVICIO A PARTIR DEL SEGUNDO AÑO

Cuando se presente la oportunidad de beneficiarse de la ejecución simultánea de varias obras de infraestructura en el año  $t_c$  (siempre con  $t_c < t_r$ ) la curva de costos (Figura 107) se desplaza verticalmente y en sentido descendente un valor igual al costo de oportunidad negativo  $C_5$ . En realidad las curvas obtenidas a partir de la del costo total serían las obtenidas si la oportunidad se presentase durante todos los años del estudio, situación que claramente no se ajusta a la realidad. Por tanto, estas curvas, aunque no reales, sirven para identificar el año a partir del cual la renovación aprovechando la oportunidad se realiza con un costo menor que el existente en el óptimo. Y así, para un ahorro de  $C_5=5$  Soles/m, convendría anticipar la obra si la oportunidad sucede entre los 1.85 y los 2.55 años. Valores mayores ( $C_5 = 10$  ó  $15$  Soles/m.) aumentan el periodo de tiempo en el cual resulta conveniente anticipar la renovación (desde los 1.15 ó 1.4 respectivamente hasta los 2.55 años).

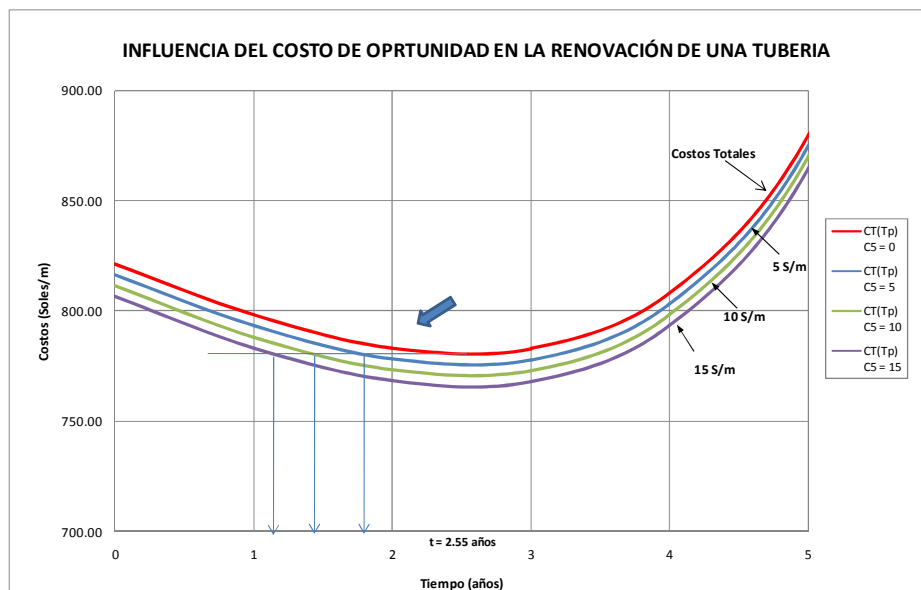


FIGURA 108. INFLUENCIA DEL COSTO DE OPORTUNIDAD EN LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA



### 6.5.2 Periodo óptimo de renovación para las infinitas renovaciones

En este ítem, se plantean las infinitas renovaciones siguiendo un procedimiento análogo al descrito por Kleiner y col. (2001) sólo que con los parámetros de inversión y mantenimiento, que muestran una visión más general que sus homólogos costo de renovación y costo del mantenimiento.

El costo de infinitas renovaciones sucesivas está dado por la siguiente expresión:

$$C_{inf}(t_r) = \frac{I_j \cdot e^{-r \cdot T_{tj}} + \int_0^{T_{tj}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt}{1 - e^{-r \cdot T_{tj}}} \quad (103)$$

#### 6.5.2.1 Caso 1: Se mantienen las condiciones de las tuberías

Cuando se renueva una tubería en un instante determinado ( $t_r$ ) la nueva tubería tendrá un número de fugas igual a las existentes cuando se instaló por primera vez. Las fugas evolucionarán siguiendo el mismo patrón definido y aumentarán en número hasta el instante en que se produzca una nueva renovación. Este proceso sucederá cíclicamente con una duración fija e igual a  $T_r = t_r - t_r$  (ver figura 42).

En términos prácticos se asume que la nueva tubería instalada tendrá el mismo comportamiento dentro del sistema de distribución de agua, es decir el mismo patrón de fugas,  $N(t_0)$  y crecimiento anual de fugas ( $A$ ). A partir de esta asunción, se calculan los términos de inversión y mantenimiento del mismo modo que en el apartado 6.5.1.7 ( $I_j = 821.43$  Soles/m y  $M = 2,256.61$  Soles/fuga.m). Con éstos se puede calcular el costo de las infinitas renovaciones de la tubería excepto de la primera (ecuación 103). Este costo depende del tiempo que trascorra entre dichas sustituciones (Figura 109).

Reemplazando los valores en la ecuación 103 obtenemos los datos de costos de infinitas renovaciones de una tubería:

TABLA 144. COSTOS DE INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA

$T_{ij}$	$C_{inf}$
1	20,765.12
2	10,389.38
3	7,057.25
4	5,568.98
5	4,943.47
5.5	4,868.33
7	5,626.18
8	7,254.67
9	10,395.88
10	16,089.96

A partir de estos datos se puede construir la siguiente curva de costos de infinitas renovaciones:

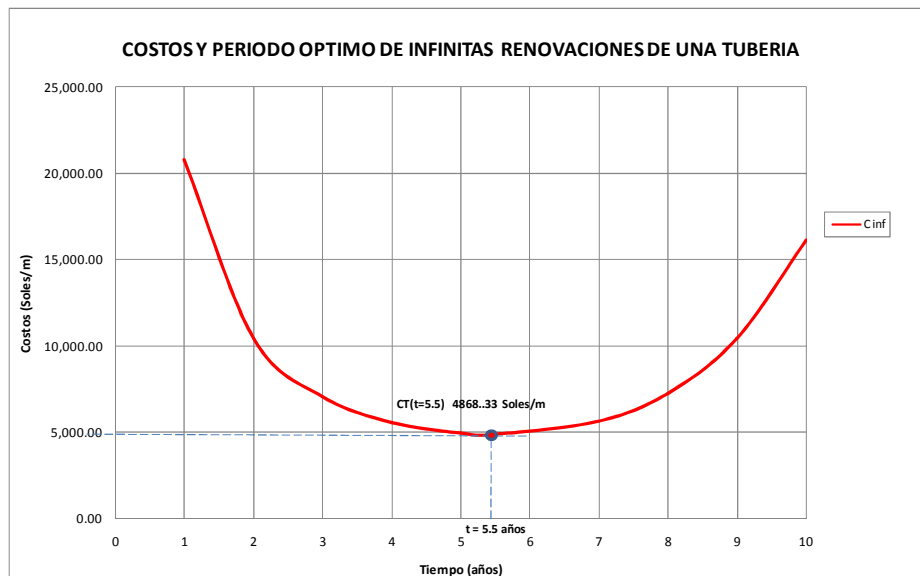


FIGURA 109. COSTOS DE LAS INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA. APLICACIÓN NUMÉRICA CONSIDERADA SI LA TUBERÍA SE ACABA DE INSTALAR

El valor que minimiza la función de costos de infinitas renovaciones se obtiene derivando la siguiente expresión e igualando a cero. A partir de la ecuación 103 se obtiene la función derivada:

$$f'(T) = \frac{-I_j \cdot r \cdot e^{-r \cdot T}}{(1 - e^{-r \cdot T})^2} + \frac{K \cdot [(A - r) \cdot e^{(A-r)T} - A \cdot e^{(A-2r)T} + r \cdot e^{-r \cdot T}]}{(1 - e^{-r \cdot T})^2} = 0 \quad (104)$$

$$K = \frac{M \cdot N(t_0) \cdot e^{-A \cdot t_0}}{(A - r)} \quad (105)$$

Reemplazando los valores en la ecuaciones 104 y 105 obtenemos el periodo óptimo de renovación para infinitas renovaciones de una tubería:

TABLA 145. DERIVADA DE LA FUNCIÓN DE COSTOS DE INFINITAS RENOVACIONES

$T_{ij}=T$	$f'(T)$
2	-5,112.57
3	-2,127.47
4	-983.82
5	-301.04
5.5	0.00
6	315.32
7	1,088.67
8	2,259.42
10	7,498.02

De la tabla 144 se determina que el periodo óptimo entre renovación y renovación sucesiva es de 5.5 años para las condiciones permanentes de índice de fugas  $N(t_0)$  y crecimiento anual de fugas  $A$ .

Al respecto, cabe señalar que este resultado difiere de los periodos de vida útil de las tuberías existentes que aún no se han renovado. Ello supone que se debe que los patrones de fugas y su crecimiento no son constantes sino que en un sistema nuevo empiezan desde un valor muy bajo y a medida de los años y dependiendo de las condiciones de operación y mantenimiento, entre otros, van cambiando. Dado que los

actuales valores de  $N(t_0) = 2.69$  fugas/km.año y  $A = 0.66$  años<sup>-1</sup> representan condiciones alto grado de deterioro de la red de agua, condición que de realizar la primera renovación en un proyecto de optimización y rehabilitación de los sistema de distribución no se replicarían durante los primeros años, más aún si la empresa propone realizar una mejora en la gestión del mantenimiento predictivo y correctivo de los sistemas de agua.

### 6.5.2.2 Caso 2: Considerando la mejora del sistema de distribución de agua

Una vez implementada la primera renovación y se haya mejorado la gestión de mantenimiento predictivo y correctivo del sistema de distribución de agua potable, para obtener un nivel de pérdidas físicas a 20% y el ANF a 25%, se esperaría una disminución del índice de fugas a un orden del 0.54 fugas/km.año y un crecimiento de fugas de 0.1 años<sup>-1</sup>.

En este escenario considerando estas condiciones, se determinaron los costos de infinitas renovaciones reemplazando los valores en las ecuaciones 103, descritos en la siguiente tabla:

TABLA 146. COSTOS DE INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA

$T_{ij}$	C inf
5	3,833.52
10	1,763.04
15	1,093.16
20	777.34
25	607.65
30	516.48
35	476.92
37.33	472.72
40	478.11
50	597.10
60	911.35

A partir de estos datos se puede construir la siguiente curva de costos de infinitas renovaciones:

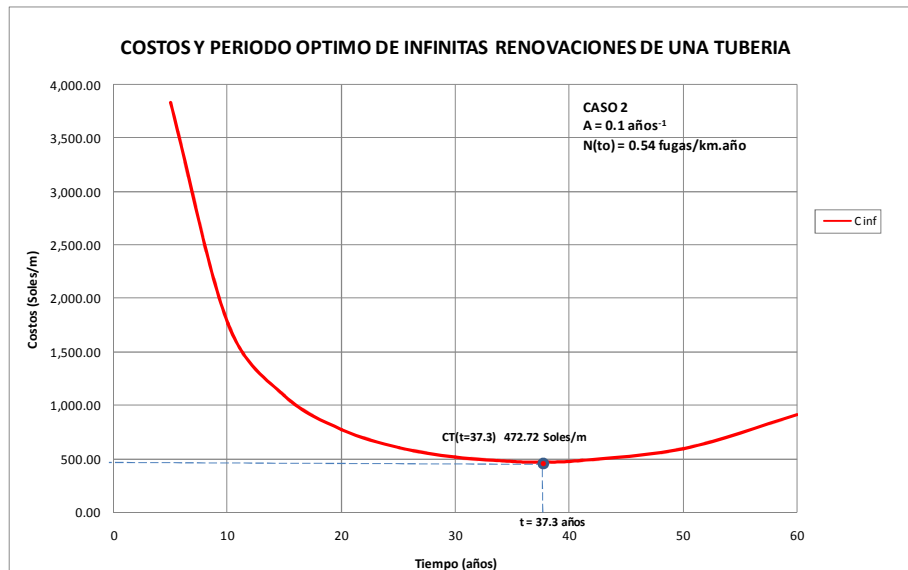


FIGURA 110. COSTOS DE LAS INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA.

Reemplazando los valores en la ecuaciones 104 y 105 obtenemos el periodo óptimo de renovación para infinitas renovaciones de una tubería:

TABLA 147. DERIVADA DE LA FUNCIÓN DE COSTOS DE INFINITAS RENOVACIONES

$T_{ij}=T$	$f'(T)$
20	-45.12
20	-45.12
25	-24.77
30	-12.52
35	-3.64
37.33	0.00
40	4.03
45	11.74
50	20.41
55	30.95
60	44.35

De la tabla 147 se determina que el periodo óptimo entre renovación y renovación sucesiva es de 37.33 años para las condiciones establecidas en el caso 2.

en conclusión, estos costos presentan un valor mínimo  $T_{rj}^{**} = 37.3$  años y un costo de las infinitas renovaciones de  $C_{inf}(T_{rj}^{**}) = 472.72$  Soles/m. Cada renovación individual tiene un costo de 363.30 Soles/m (ver Figura 111):

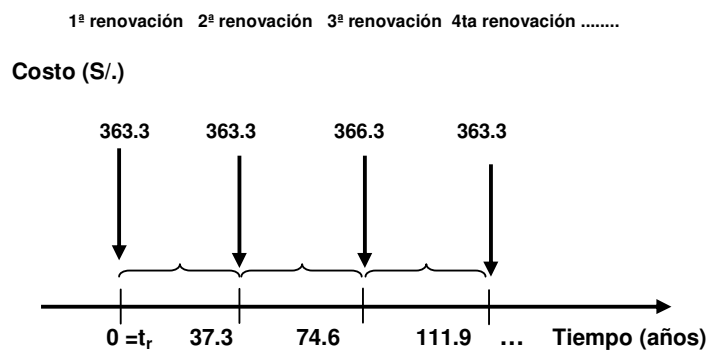


FIGURA 111. REPRESENTACIÓN DE INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA

En caso de que se analice una situación en la que se acaba de renovar la conducción (esto es, es nueva y las roturas son iguales a  $N(t_p)$ ), el análisis económico completo sería el definido los valores anteriores y el estudio se puede considerar como finalizado. La distribución temporal de los costos la mostraría la Figura 111.

En este caso, la vida útil óptima de la conducción es de 31.7 años. Se puede observar como cuando se trasladan los costos de las infinitas renovaciones al año presente, se obtiene el valor ya conocido de las infinitas renovaciones.

$$C_{inf}(T_{rj}^{**}) = 363.30 + 363.3 \cdot e^{-37.3r} + 363.3 \cdot e^{-2(31.7r)} + \dots = 472.72 \text{ Soles/m}$$

### 6.5.2.3 Cálculo del costo total de infinitas renovaciones

Los casos 1 y 2, esta reflejan una solución particular (los análisis no siempre se realizan en una tubería, zona o sector donde se acaba de realizar una renovación). Para generalizar el estudio se ha de considerar el caso común de una red de abastecimiento que se encuentra en un año concreto ( $t_p$ ) y con un número de roturas ( $N(t_p)$ ) que determinan el estado actual de la red. Por tanto, el instante en el que se producirá la primera renovación, así como el costo total, se calcula como:

$$C_{T_{inf}}(t_r) = I_j \cdot e^{-r \cdot T_{t_j}} + \int_0^{T_{t_j}} M \cdot N(t_0) \cdot \exp(A \cdot (t - t_0)) \cdot e^{-r \cdot t} \cdot dt + C_{inf}(T_{t_j}^{**}) \cdot e^{-r \cdot T_{t_j}}$$

Y el valor de  $t_{t_j}$  que minimiza el costo total de todas las renovaciones derivando la ecuación anterior e igualando a cero (Ecuación 50).

$$t_{t_j}^* = t_0 + \frac{1}{A} \ln \left( r \cdot \frac{I_j + C_{inf}(T_{t_j}^{**})}{M \cdot N(t_p)} \right) = 0 + \frac{1}{0.66} \ln \left( 0.0392 \cdot \frac{821.43 + 4943.47}{2256.61 \cdot 0.00054} \right) = 5.48 \text{ años}$$

La distribución temporal de los costos asociados a las infinitas renovaciones de una tubería considerando el estado actual de la red se puede ver en la Figura 112. En ella se observa que el costo de la primera renovación presenta un valor en el año presente de 941.28 Soles/m (que es el costo asociado a la renovación de la tubería dentro de 5.48 años) y a ese costo se debe añadir el costo de las infinitas renovaciones posteriores cada 5.50 años que tenían un valor de 4943.47 Soles del año  $t_r$ . Se observa que como se está calculando el año en el que se produce la primera renovación, el año  $t_r$  es una variable más, y por tanto influye el costo total asociado a las infinitas renovaciones posteriores en el cálculo de la primera renovación.

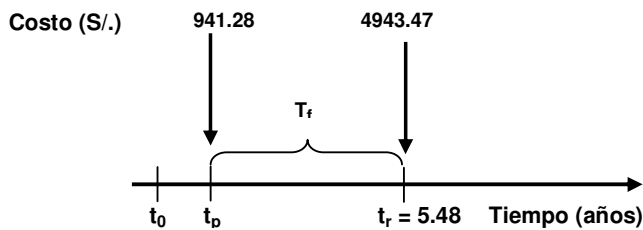


FIGURA 112. DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE COSTOS DE RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA: CASO HABITUAL EN EL CUAL SE COMIENZA CON UNA RED QUE SE ENCUENTRA EN UN ESTADO DETERMINADO.

Quando se trasladan todos los costos al año presente, se obtiene:

$$C_{T_{inf}}(t_r) = 941.28 + 4943.47 \cdot e^{-5.48r} = 4928.96 \text{ Soles/m}$$

La evolución temporal de los costos totales asociados a las infinitas renovaciones de una tubería considerando que el año cero es el año presente se muestra en la Figura 113.

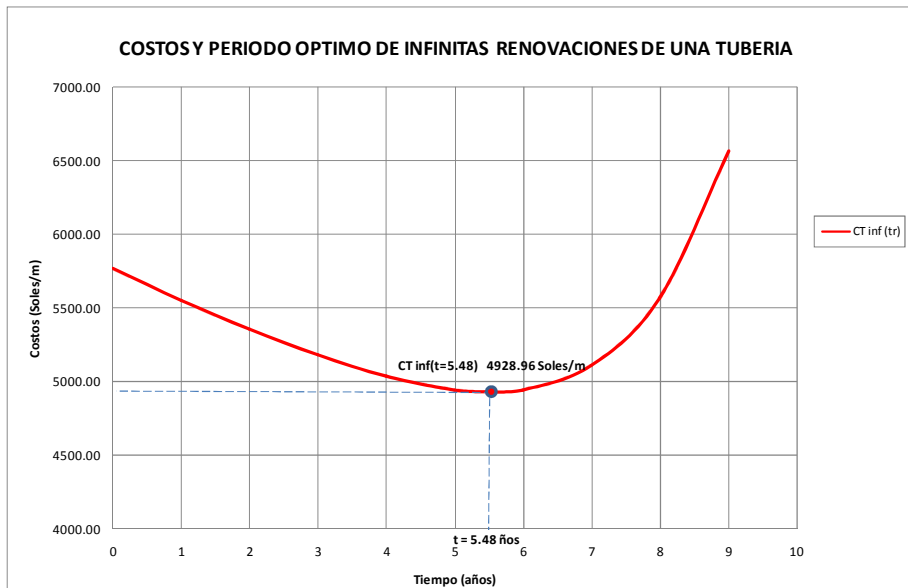


FIGURA 113. PERIODO OPTIMO DE RENOVACIÓN Y COSTOS TOTALES DE INFINITAS RENOVACIONES DE UNA TUBERÍA



## **QUINTA PARTE**

---

### **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS DEL MODELO TÉCNICO ECONÓMICO**

## **CAPITULO VII**

### **PARAMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO ÓPTIMO DE REONOVACIÓN**

#### **7.1 Introducción**

En este capítulo se propone determinar el efecto de cada uno de los parámetros que definen (a partir de las directrices expuestas en el capítulo 3 sobre los modelos de ayuda a la toma de decisión de renovación) la obtención del periodo óptimo de renovación de tuberías. A la influencia del costo del agua y de la energía se presta especial atención, ambos son imprescindibles y por su escasez, cada vez su costo es mayor. Asimismo, también se muestra el efecto del empleo de las técnicas de renovación sin zanja sobre el periodo óptimo de renovación, ya que a la pregunta de ¿cuándo renovar? y ¿qué tubería renovar en primer lugar?, surge una nueva, que es ¿conviene utilizar alguna técnica de renovación sin zanja? Muchos de los parámetros que influyen en la obtención del periodo óptimo de renovación son intrínsecos al problema y por tanto, no modificables por la compañía que gestiona el abastecimiento. Por ejemplo, el costo energético del agua depende del origen de la misma. El presente capítulo tiene como objetivo clasificar estos términos en independientes de la gestión o en modificables por el gestor, ya que estos últimos son los únicos sobre los que se debe actuar para alargar la renovación.

Por último, se realiza un ejemplo en el que se observa gráfica y numéricamente el efecto que sobre el periodo óptimo de renovación ejercen los términos anteriores. Para ello, se resuelve el problema según dos hipótesis diferentes de las definidas en el capítulo 3, si únicamente se considera una única sustitución o para las infinitas renovaciones

## 7.2 Parámetros influyentes en el periodo óptimo de renovación

De acuerdo con el capítulo 3, el periodo óptimo de renovación de una tubería se calcula según la siguiente ecuación:

$$t_{rj}^* = t_0 + \frac{1}{A} \cdot \ln\left(\frac{r \cdot I_j}{M \cdot N(t_0)}\right) \quad (106)$$

Esta expresión muestra una dependencia de cinco parámetros ( $A$ ,  $N(tp)$ ,  $r$ ,  $I_j$ ,  $M$ ), ya que el parámetro  $t_0$ , no es una variable del sistema y está relacionado con el número de fugas o roturas de la manera siguiente, cuando  $t_0$  adopta el valor de 0, el número de fugas o roturas para el año cero es  $N(t_0) = N(t_p)$ . De los cinco parámetros anteriores, dos se calculan a partir de otros como son:

$$I_j = C_{rj} + C_{sj} \quad (107)$$

$$M = C_b + \left( q_f \cdot \Delta t_a \cdot \left( C_w + C_{we} + \frac{k \cdot \gamma \cdot P_s}{\eta \cdot \gamma} \cdot C_E \right) \right) \quad (108)$$

Por lo que el periodo óptimo de renovación de una tubería es función de catorce términos (y es peso específico del agua = 9810 N/m<sup>2</sup> y no es, por tanto, una variable). Éstos son:

$$t_{rj}^* = \left( A, N(tp), r, C_{rj}, C_{sj}, C_b, C_w, C_{we}, q_f, \Delta t_a, \frac{P_s}{\gamma}, C_E, \eta, k \right)$$

Donde:

- $A$ , coeficiente de crecimiento del número de fugas o roturas (años<sup>-1</sup>).
- $N(t_p)$ , el número de fugas o roturas de la conducción  $i$  para el año  $t_p$  (año actual).

- $r$ , la tasa continua de actualización.
- $C_{rj}$ , costo de renovación de la tubería (Soles/m).
- $C_{sj}$ , costo social (Soles/m).
- $C_b$ , costo unitario de una reparación puntual (Soles/m).
- $C_w$ , costo total del agua excepto de la parte energética (Soles/m<sup>3</sup>).
- $C_{wE}$ , costo energético del agua o huella energética del agua (Soles/m<sup>3</sup>).
- $q_f$ , caudal medio unitario por fuga (m<sup>3</sup>/día).
- $\Delta t_a$ , tiempo medio de la actividad de la fuga (días)
- $P_s/\gamma$ , presión media a la que se produce la fuga en la conducción (m.c.a.).
- $C_E$ , costo de la energía consumida por los equipos de bombeo pertenecientes a la etapa de distribución (Soles/kWh).
- $\eta$ , rendimiento en tanto por uno de los grupos de bombeo.
- $k$ , coeficiente adimensional que cuantifica el aumento de la presión de cabecera derivado de la existencia de las fugas ( $k > 1$ ).

Dentro de este grupo, se identifican aquéllos que pueden ser modificados por el gestor de un abastecimiento, que son en definitiva los que se han de pretender controlar para minimizar costos y alargar la vida útil de las tuberías así como los parámetros independientes de la gestión del sistema (Figura 114).

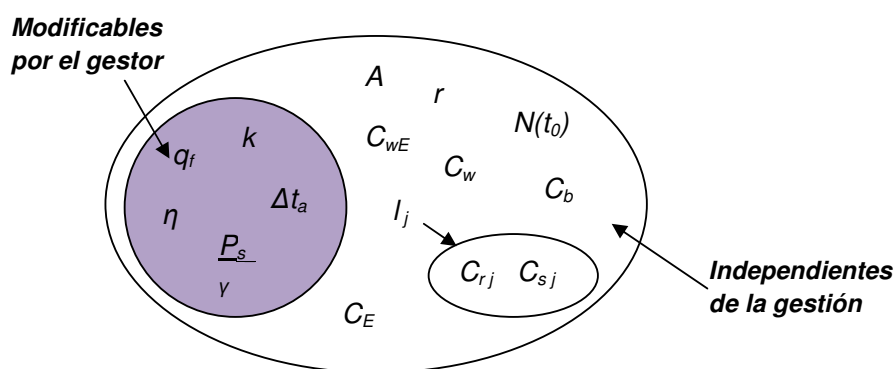


FIGURA 114. CLASIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

Esta clasificación se explica de manera detallada. Por una parte, los costos de reparación ( $C_{rj}$ ), de mantenimiento ( $C_b$ ) y los sociales ( $C_{sj}$ ), se consideran independientes de la gestión del sistema. Por otra, es evidente que con la negociación con los diferentes proveedores se pueden obtener precios reducidos para la rehabilitación y renovación de una conducción, pero aparte de la pericia negociadora del responsable, estos precios son los que son y no pueden ser modificados con una operación eficiente del sistema.

Algo similar sucede con la tasa de actualización continua equivalente ( $r$ ), cuyo valor equivale costo de oportunidad de capital ponderado de la empresa aprobado por SUNASS, el cual se obtiene a partir de la tasa de interés real y de la inflación. En definitiva, para todos los análisis económicos realizados, se determina una tasa de actualización equivalente y a partir de ese instante ya no es un parámetro modificable por el gestor del sistema, no depende de la operación de la red.

El término  $A$  coeficiente de crecimiento del número de fugas o roturas en la tubería, aparentemente tampoco puede ser modificado por el gestor. Al menos, no puede variar de forma inmediata con la operación del sistema, ya que las roturas en las tuberías aumentan según un patrón definido. Sin embargo, existe una influencia indirecta de ciertos factores sobre el número de roturas, por ejemplo, la presión del sistema, la instalación de revestimientos internos o la instalación de sistemas de protección catódica pueden influir sobre el patrón de fugas o roturas aunque esta influencia indirecta escapa a los objetivos de este análisis.

El número inicial de fugas o roturas de la tubería ( $N(tp)$ ) es el parámetro que muestra más claramente su invariabilidad con la gestión y operación del sistema. Éste, al igual que el anterior, se ha obtenido tras un análisis estadístico de las roturas de las tuberías según el material instalado, el diámetro, etc. Sin embargo, producida la renovación este valor tenderá a un valor mínimo que crecerá a un ritmo igual al valor de  $A$  si no se modifica la gestión en los parámetros modificables por el gestor.

Los costos variables del agua ( $C_W$  y  $C_{WE}$ ) así como el costo de la energía ( $C_E$ ) tampoco son términos susceptibles de modificación por parte del gestor del abastecimiento. Cuando existe un organismo regulador, el costo del agua está impuesto por el mismo para cada uno de los abastecimientos (para Perú es la Autoridad Nacional del Agua, ANA). En caso de que este organismo no exista, los precios del agua dependen de las autoridades locales. Asimismo, el costo de la energía es el precio de la compañía distribuidora de energía eléctrica. En cualquier caso, el análisis de la influencia de estos dos parámetros sobre el periodo óptimo de renovación no carece de importancia pese a no ser modificables por el gestor, ya que reflejan los casos en los que cambia la fuente de origen del agua (que cambie el costo energético del agua,  $C_{WE}$ ), o en los que se imponga un costo ambiental, etc.

El resto de parámetros son los modificables por el gestor. Es evidente que la presión media a la que se produce la fuga ( $P_S/\gamma$ ), el caudal unitario fugado ( $q_f$ ), el rendimiento de los equipos de bombeo ( $\eta$ ) y el tiempo medio de actividad de la fuga ( $\Delta t_a$ ) son claramente dependientes de las decisiones adoptadas en la operación del sistema. Algunas medidas que podría adoptar el gestor de la red para la modificación de los parámetros anteriores podrían ser la instalación de un equipo de bombeo más eficiente, el aumento del número de inspecciones o la disminución de la presión en periodos nocturnos.

Por último, el coeficiente adimensional  $k$ , cuantifica el aumento de la presión en cabecera de red derivado de la existencia de las fugas. Representa la energía que se debe aportar para satisfacer la demanda en un sistema real de abastecimiento en el que existen fugas frente a la aportada en el mismo sistema sin fugas (un estado ideal tras la renovación completa de la red). Por su propia definición, el coeficiente depende del volumen fugado, por lo que cualquier política de actuación frente a fugas repercute en la variación del mismo. Este parámetro se puede calcular con la auditoría energética.

### 7.3 Análisis de sensibilidad

Se pretende saber cuál es el término más significativo de los requeridos por el modelo y, a priori, la conclusión es inmediata y sencilla, ya que el índice de crecimiento del número de fugas o roturas ( $A$ ) es el único que muestra una relación lineal con el periodo óptimo de renovación, mientras que el resto de parámetros están influenciados por el logaritmo natural (ecuación 106).

Por otra parte y atendiendo a la expresión analítica, la influencia del parámetro tasa de actualización continua equivalente e inversión ( $r$  y  $I_j$ ) es la misma y opuesta a la que producen los parámetros de mantenimiento y por el número de roturas inicial ( $M$  y  $N(tp)$ ).

Para subrayar la influencia de cada uno de los 5 parámetros anteriores en el periodo óptimo de renovación, se dan valores a todos ellos (Tabla 148) y se analizan las combinaciones de éstos, obteniendo 15552 soluciones de la ecuación 106.

TABLA 148. VALORES ADOPTADOS PARA LOS PRINCIPALES PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

$A$	$r$	$N(tp)$	$I_j$	$M$
0.05	1%	0.0002	500	1500
0.10	2%	0.0003	600	2000
0.15	3%	0.0010	700	3000
0.20	4%	0.0020	800	4000
0.25	5%	0.0030	900	5000
0.30	10%	0.0040	1000	6000
0.40				
0.50				
0.60				
0.66				
0.70				
0.80				

Los valores numéricos de los términos de inversión y mantenimiento ( $I_j$  y  $M$ ) se calculan a partir de su definición (ecuaciones 107 y 108). La combinación de los parámetros utilizados en dichas ecuaciones ( $C_{rj}$ ,  $C_b$ ,  $C_w$ , etc. y todos los mostrados en la Tabla 149) proporciona unos valores de inversión y mantenimiento comprendidos entre los valores extremos de dichos parámetros tal y como se muestra en la Tabla 148.

TABLA 149. VALORES ADOPTADOS POR SEDAPAL PARA LOS PARÁMETROS QUE DETERMINAN LOS PARÁMETROS DE INVERSIÓN Y MANTENIMIENTO.

	$C_{rj}$ (S/m)	$C_b$ (S/m)	$C_{sj}$ (S/m)	$C_w$ (S/m <sup>3</sup> )	$C_{WE}$ (S/m <sup>3</sup> )	$q_r$ (m <sup>3</sup> /día)
mín.	600	750	15	0.17	0.05	10
máx.	900	1200	270	1.05	0.11	30
	$\Delta t_a$ (días)	$Ps/y$ (m.c.a.)	$C_E$ (S/kWh)	$\eta$	$k$	
mín.	80	10	0.30	0.65	1.0	
máx.	180	35	0.60	0.85	1.4	

Fuente: Elaboración propia

El valor de los costos de renovación ( $C_{rj}$ ) y rehabilitación ( $C_b$ ) de la tubería, expresado en unidades monetarias del año actual, han sido obtenidos de proyectos de la EPS. Los costos de renovación dependen de la técnica empleada, y para ello se hizo un estudio de los presupuestos facilitados por distintos fabricantes (valores recogidos en el anexo A).

El costo social ( $C_{sj}$ ) se obtuvo como suma de las molestias de las obras, interrupción del tráfico rodado, daños que se realizan en el pavimento de carreteras cercanas a la obra, pérdidas de productividad por ruidos y vibraciones, etc. tal y como se muestran en el anexo F. El costo total del agua a excepción de la parte energética ( $C_w$ ) varía entre 0.17 Soles/m<sup>3</sup>, valor para la producción de agua en la planta La Atarjea y 1.05 Soles/m<sup>3</sup>, para el agua de la Planta Chillón. La huella energética del agua ( $C_{WE}$ ) varía entre 0.05 S/m<sup>3</sup>, valor asociado a un origen del agua superficial, y 0.11 Soles/m<sup>3</sup>, valor característico de agua proveniente de agua subterránea.



El caudal medio que se pierde en una fuga ( $q_f$ ) oscila entre 10 y 30 m<sup>3</sup>/día. Según Lambert y col., (1998), las fugas se pueden clasificar como rotura o burst si el caudal es mayor de 12 m<sup>3</sup>/día a una presión de 50 m.c.a. y como fuga latente o background losses si el caudal de fugas es menor. Por tanto, los valores considerados (Tabla 149) se pueden considerar dentro de la horquilla de caudales fugados, ya que el caudal de fugas depende del tamaño del agujero, de la presión, del tipo de rotura, etc.

El tiempo medio de actividad de la fuga en días ( $\Delta t_a$ ) depende del número de inspecciones que se realizan en un periodo de tiempo. Se supone que si se realizan dos inspecciones al año, la vida media de la fuga será la mitad del tiempo transcurrido entre inspecciones, 80 días (valor inferior del rango, Tabla 49), mientras que si se realiza una inspección al año, la vida media de la fuga es de la mitad del año, y en el cálculo se ha supuesto 180 días, (valor superior).

La presión media a la que se produce la fuga en la conducción ( $P_s/\gamma$ ), se ha supuesto con valores entre 30 m.c.a. (valor garantizado por la compañía EPS Sedapal), mientras que el valor de 10 m.c.a. sería el valor en una red insuficiente que no es capaz de garantizar una presión mínima adecuada y que con frecuencia se debe apoyar en la instalación de cisternas domiciliarias para ser capaz de satisfacer la demanda.

El costo de la energía consumida ( $C_E$ ) se considera variable entre 0.30 y 0.60 (Soles/kWh), valores habituales según los precios de la energía en Lima. El rendimiento en tanto por uno de los grupos de bombeo ( $\eta$ ) se considera entre los valores de 0.65 y 0.85. Estos valores son elevados, pero se corresponden con equipos de bombeo que se mueven en un punto fijo y que habitualmente trabajan en su punto de rendimiento óptimo. La elevada energía consumida por los mismos, justifica la minuciosa elección del grupo adecuado.

Por último, el coeficiente adimensional que cuantifica el aumento de la presión de cabecera derivado de la existencia de las fugas, se define entre los valores 1.0 que se corresponde con el caso ideal en el cual no existan fugas en el sistema, y un valor 1.4 adoptado tras los análisis energéticos que se han realizado en el área de estudio. Si bien, 1.4 se corresponde con un sistema en el que existe una elevada tasa de fugas (se suele obtener para una red con fugas del orden de 1 m<sup>3</sup>/kmh, si bien la relación entre ambas no es directa sino que depende de las características particulares de la red).

A partir de la ecuación definida para la obtención del periodo óptimo de renovación, se plantean todas las combinaciones posibles definidas por los valores numéricos expresados en la Tabla 48, con lo que se calcula el periodo óptimo de renovación para las 15552 combinaciones. Con estas simulaciones se pretende determinar cuál es el parámetro más influyente en la obtención del periodo óptimo de renovación.

Cuando se pretende comparar la influencia de un parámetro con respecto a otro se representan los valores normalizados. Una manera de hacerlo es presentar su variación entre los valores 0 y 1. Para esto a cada valor se resta el valor mínimo y se divide por la anchura del rango de variación de dicho parámetro. En la siguiente ecuación se muestra cómo se ha normalizado un parámetro genérico, x.

$$X_N = \frac{X_i - X_{min}}{X_{max} - X_{min}} \quad (109)$$

Se realizan los cálculos y se muestra la influencia de un parámetro con respecto al periodo óptimo de renovación. El único parámetro que resulta significativo en dicha relación es el índice de crecimiento de rotura ( A ). En la Figura 115 se puede observar que valores de éste elevados reducen la importancia del resto de parámetros, en la cual se han realizado 2000 simulaciones con valores aleatorios para las cinco parámetros ( A, r, N(t<sub>p</sub>), I<sub>j</sub>, M) dentro de los rangos máximos y mínimos

descritos en la Tabla 149 . El rango de variabilidad de los puntos de la misma (cada punto representa el periodo óptimo de renovación en una condición determinada) es menor que para valores de  $A$  bajos, tal como se observa en las curvas que definen las envolventes de los valores máximos y mínimos obtenidos. Las 2 líneas rectas (línea negra) en la muestra los valores medios de las distintas simulaciones y presenta una idea clara, a mayor índice  $A$  , menor periodo óptimo de renovación. Tal conclusión se podría haber obtenido directamente a partir de la ecuación, pero las simulaciones muestran la fuerte dependencia del periodo óptimo de renovación a los valores de dicho parámetro.

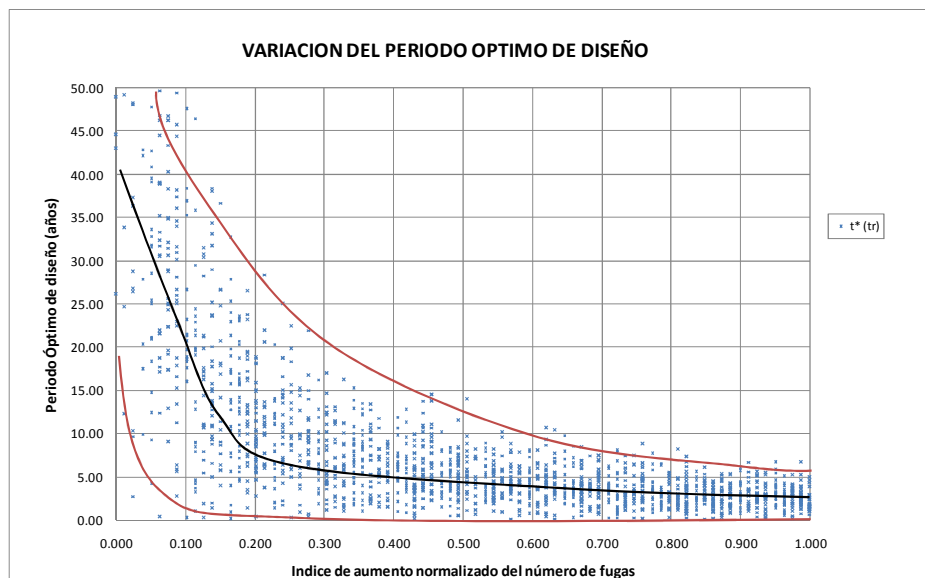


FIGURA 115. VARIACIÓN DEL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN SEGÚN DIFERENTES VALORES DE LOS PARÁMETROS  $A$ ,  $r$ ,  $N(t_p)$ ,  $I_j$ ,  $M$ .

Así la influencia de los otros parámetros tienen las siguientes implicancias:

- El aumento en el parámetro  $r$  y en  $I_j$  , provocan un retraso en la sustitución. Esta afirmación coincide con la lógica, ya que si el costo de renovación es elevado o si se valora poco el dinero futuro, se decide prolongar al máximo adoptar la decisión de renovar. Asimismo,

su influencia es la misma en magnitud. Esto es, una variación del 10% del término de inversión tiene el mismo efecto sobre el periodo óptimo de renovación que es misma variación en el término de actualización equivalente.

- Y, el aumento en  $N(t_p)$  y  $M$  anticipa la renovación. Al igual que anteriormente, el resultado coincide con lo previsto, si el número de fugas y/o roturas o si los costos de mantenimiento son elevados, la decisión de renovación se adoptará antes. Al igual que anteriormente, la misma variación en estos dos parámetros tiene el mismo efecto en el óptimo de renovación.

Si se desea cuantificar la influencia de los otros parámetros (los 9 definidos en la Tabla 49), simplemente se ha de considerar la variación que éstos producen en los términos  $I_j$  y  $M$ . Por la propia definición de éstos (ecuaciones 5.2 y 5.3) es evidente la fuerte influencia de los parámetros ( $C_{rj}$ ,  $C_{sj}$ ,  $C_b$ ,  $C_w$ ,  $C_{WE}$ ,  $q_f$  y  $\Delta t_a$ ), mientras que los términos de menor influencia en el óptimo de renovación son los que provienen del término  $C_{32b}$ , que cuantificaba las pérdidas por fricción extra producida por el exceso de caudal circulante por la red de abastecimiento. Con el siguiente cálculo se certifica que si bien es importante (desde una óptica conceptual) cuantificar el término ( $C_{32b}$ ), no modifica los resultados sustancialmente.

Para ilustrar la influencia sobre el periodo óptimo de renovación de los términos ( $P_s/\gamma$ ,  $C_E$ ,  $\eta$  y  $k$ ) se ha realizado una simulación con el resto de parámetros con un valor fijo y éstos con valores pertenecientes al rango definido para los mismos en la Tabla 149. La Figura 116 muestra los resultados de estas simulaciones. En ella, se observa que la variación entre el valor máximo y mínimo de éstos únicamente produce una modificación del periodo óptimo de renovación de 3 meses (1/4 de año).

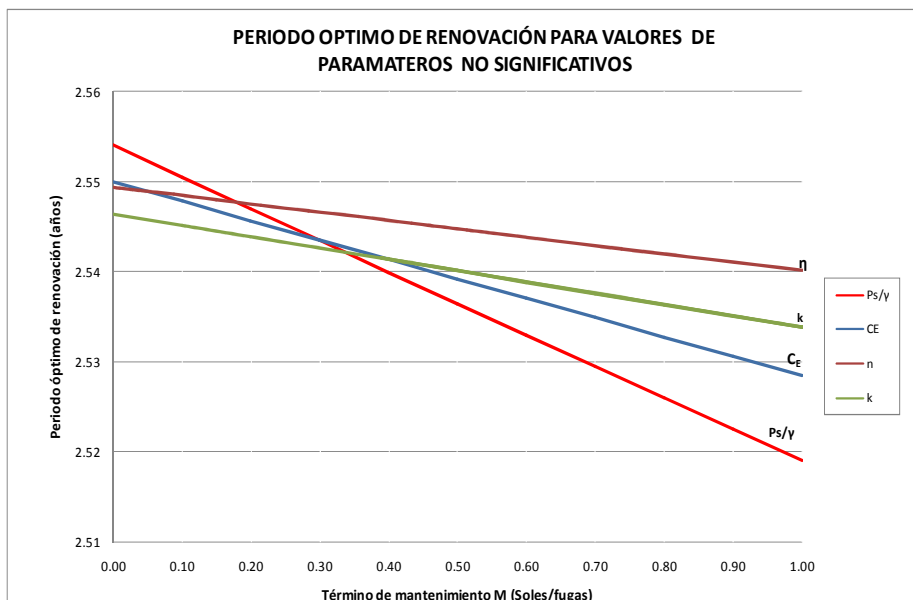


FIGURA 116. VARIACIÓN DEL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN SEGÚN DIFERENTES VALORES DE LOS PARÁMETROS MENOS SIGNIFICATIVOS

Se puede afirmar que el primer término ( $P_s/y$ ) no es relevante para la obtención del periodo óptimo de renovación, aunque es indudable que el caudal fugado (que sí que lo es) depende de la presión. Por tanto, si se desprecia la variación de la presión como término significativo en la obtención del periodo óptimo de renovación, se hace conociendo que esta es una hipótesis de partida y que no sería completamente válida en la realidad ya que el costo del agua fugada influye en el periodo óptimo de renovación

Algo similar sucede con el costo de la energía ( $C_E$ ), ya que de él depende la huella energética del agua ( $C_{WE}$ ). Por tanto, aunque el primer término se considera despreciable a efectos numéricos, es evidente que valores elevados de éste repercuten en valores elevados del segundo y, en consecuencia, menores valores del óptimo de renovación.

Por último, el rendimiento del equipo de bombeo ( $\eta$ ) y el parámetro  $k$ , aumento de la presión de cabecera por existencia de fugas son los menos influyentes en el periodo óptimo de renovación. El segundo, concretamente, sólo depende de las fugas en la red, y por tanto, de los parámetros anteriores,  $P_S/\gamma$ ,  $q_f$ , etc. Así, el periodo óptimo de renovación es una función de los 10 términos siguientes:

$$t_{rj}^* = f(A, N(t_p), r, C_{rj}, C_{Sj}, C_b, C_w, C_{wE}, q_f, \Delta t_a)$$

A continuación, se muestra el análisis de sensibilidad que detalla, uno a uno, los efectos que estos parámetros causan sobre el óptimo de renovación.

### 7.3.1 Influencia de la técnica empleada para realizar la renovación

En el área de estudio las tuberías secundarias de agua que se pretende renovar tienen diámetros mayoritariamente entre 100 y 300 mm (ver Tabla 40, 41 y 42). De acuerdo al análisis de técnicas de renovación en el mercado se propone diversas alternativas técnicas para ejecutar la renovación de la red de agua, cuyos costos se muestran en la siguiente tabla. Para valorar las inversiones se deben referir todas ellas al mismo tiempo, para así poder ser comparables. Para ello, se utiliza la tasa de actualización del costo  $r = 3.92\%$  (aprobada por SUNASS), que representa el costo de oportunidad promedio de capital de la empresa SEDAPAL.

TABLA 150. COSTO DE RENOVACIÓN Y COSTO SOCIAL SEGÚN TÉCNICA DE RENOVACIÓN.

Técnica	Costos $C_1$ y $C_4$		
	$C_{rj}$ (S/m)	$C_{Sj}$ (S/m)	$I_j$ (S/m)
Técnica tradicional o con zanja	633.79	187.65	821.43
Técnica tradicional (66%) y cracking (34%)	653.09	140.78	753.09
Técnica inserción mediante rotura por percusión "Cracking"	681.78	49.81	711.78

Fuente: Elaboración propia (ver Anexos F y H).

El costo de renovación ( $C_{rj}$ ) se obtuvo a partir de cotizaciones y presupuestos elaborados en el presente estudio (Ver Anexo H) y el costo social ( $C_{sj}$ ) se obtuvieron a partir de la metodología aplicada para la estimación de los costos sociales por perturbación de las obras durante la etapa de ejecución para las diferentes alternativas de renovación de tuberías de agua (ver detalle de cálculos en el Anexo F).

Para la cuantificación de la influencia de la técnica empleada sobre el periodo óptimo de renovación, se usan los términos de inversión y mantenimiento, en la ecuación 106, obteniendo los siguientes resultados:

TABLA 151. PERIODO OPTIMO DE RENOVACIÓN SEGÚN TÉCNICA EMPLEADA.

Técnica	$t'_{rj}$ (años)	$C_T(t'_{rj})$ (Soles/m)
Técnica tradicional o con zanja	2.55	780.84
Técnica tradicional (66%) y cracking (34%)	2.49	755.88
Técnica inserción mediante rotura por percusión "Cracking"	2.37	699.25

Fuente: Elaboración propia

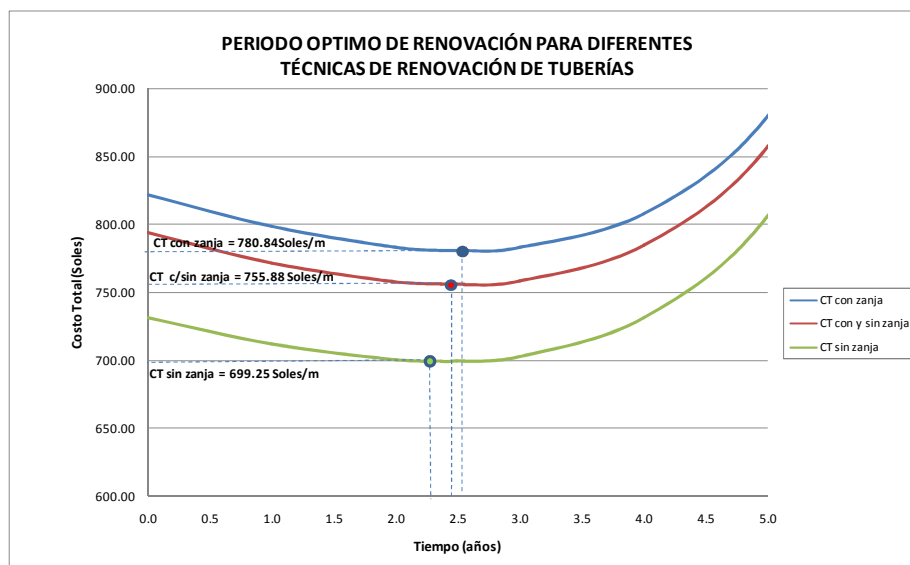


FIGURA 117. REPRESENTACIÓN DE LOS COSTOS TOTALES ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE UNA TUBERÍA PARA LAS DIFERENTES TÉCNICAS EMPLEADAS

De la Figura 117 se observa que las técnicas que tienen menor monto de inversión (técnicas sin zanja considerando los costos de inversión y sociales), muestran un menor periodo óptimo de renovación. Se entiende que, si el costo de sustitución es menor, la renovación se anticipará. Por el contrario, las técnicas que requieren de una mayor inversión alargarán la decisión de la renovación.

Este análisis del efecto de la técnica realmente considera el efecto de la variación de los costos  $C_{rj}$  y  $C_{sj}$  ya que en definitiva, si se utiliza una nueva técnica, los costos de realización de la obra y los costos sociales asociados a la misma son los únicos que varían en el proceso de obtención del periodo óptimo de renovación. Para un entendimiento mejor de la idea, el término de mantenimiento ( $M$ ) es exactamente el mismo para todas las técnicas seleccionadas y en la parte derecha de la Figura 117 (aquél en propio de valores elevados de tiempo), las curvas muestran un comportamiento similar, ya que en esa zona los costos de mantenimiento predominan sobre los de inversión.

### 7.3.2 Influencia del costo del agua

La variación del costo del agua influye de manera significativa en el periodo óptimo de renovación, tal como se muestra en la Tabla 152 y Figura 118. El periodo óptimo de renovación puede ser de 3.05 años si el costo del agua es 0.20 Soles/m<sup>3</sup> y reducirse a 1.98 años si el costo del agua se incrementa a 1.00 Soles/m<sup>3</sup>.

TABLA 152. RELACIÓN ENTRE COSTO DEL AGUA Y PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN.

<b>C<sub>w</sub></b> (Soles/m <sup>3</sup> )	<b>M</b> (Soles/fuga.m)	<b>t*<sub>rj</sub></b> (años)	<b>C<sub>T</sub> (t*<sub>rj</sub>)</b> (Soles/m)	<b>C<sub>31</sub></b> (Soles/m)
0.20	1,622.0	3.05	768.15	9.93
0.40	2,031.8	2.71	776.88	15.38
0.51	2,256.6	2.55	780.84	17.33
0.60	2,441.7	2.43	783.77	18.56
0.80	2,851.6	2.19	789.39	20.42
1.00	3,261.4	1.98	794.07	21.43



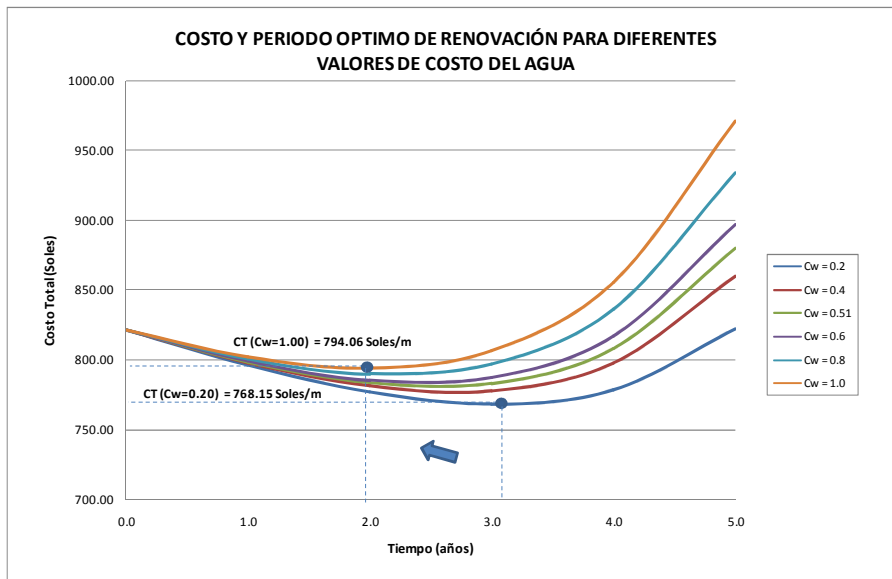


FIGURA 118. CURVAS DE COSTOS TOTALES SEGÚN EL COSTO DEL AGUA

Tal como se observa en la Tabla 152, el aumento del costo del agua modifica los valores del término de mantenimiento y en consecuencia el periodo óptimo de renovación. Así también, el término C<sub>31</sub> se ve afectado por la variación del costo unitario del agua. Este término es creciente con el tiempo tal como se observa en la siguiente figura:

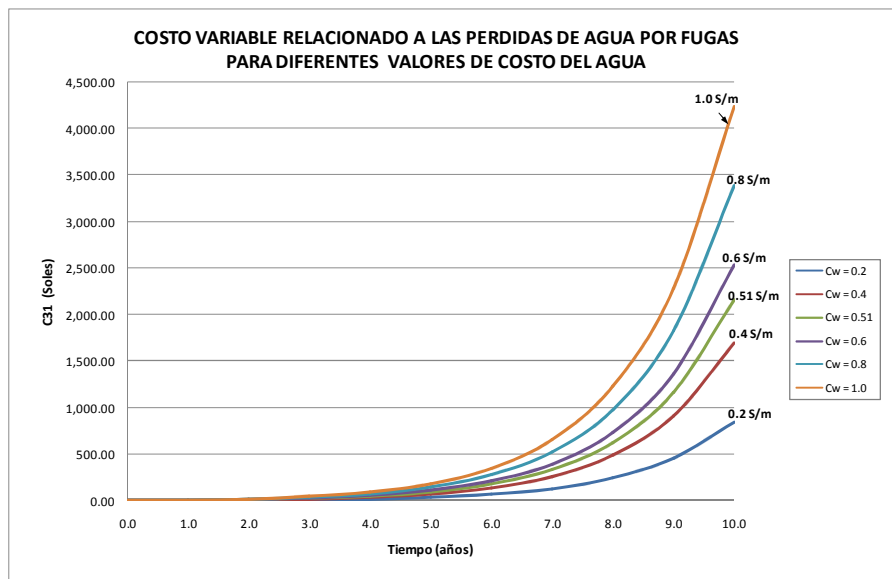


FIGURA 119. C<sub>31</sub> SEGÚN VARIACIÓN DEL COSTO DEL AGUA

### 7.3.3 Influencia de la huella energética del agua

Para verificar la influencia de la huella energética del agua, se modifica el costo energético del agua para los valores de 0.05 y 0.30 Soles/m<sup>3</sup> (ver Figura 120). El efecto de dicha variación se traduce en nuevos valores del término de mantenimiento y del costo total de la renovación.

TABLA 153. RELACIÓN ENTRE LA HUELLA ENERGÉTICA DEL AGUA Y PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

$C_{we}$ (Soles/m <sup>3</sup> )	M (Soles/fuga.m)	$t_{rj}^*$ (años)	$C_T(t_{rj}^*)$ (Soles/m)	$C_{32a}$ (Soles/m)
0.05	2,219.2	2.57	780.21	1.73
0.10	2,321.7	2.50	781.90	3.29
0.15	2,424.1	2.44	783.50	4.68
0.20	2,526.6	2.37	785.03	5.93
0.25	2,629.1	2.31	786.47	7.06
0.30	2,731.5	2.25	787.85	8.08

La variación del costo energético del agua ( $C_{WE}$ ) produce el mismo efecto en el periodo óptimo de renovación que el aumento de los costos del agua ( $C_W$ ), ya que ambos afectan del mismo modo al término de mantenimiento ( $M$ ) (ecuación 108; Tabla 152 y Tabla 153).

En cambio, el término relativo a la energía extra consumida en la red de distribución ( $C_{32b}$ ) no produce un efecto significativo en la modificación del periodo óptimo de renovación, tal y como se justificó anteriormente. Los parámetros que fueron desechados tras el análisis son los pertenecientes exclusivamente a éste.

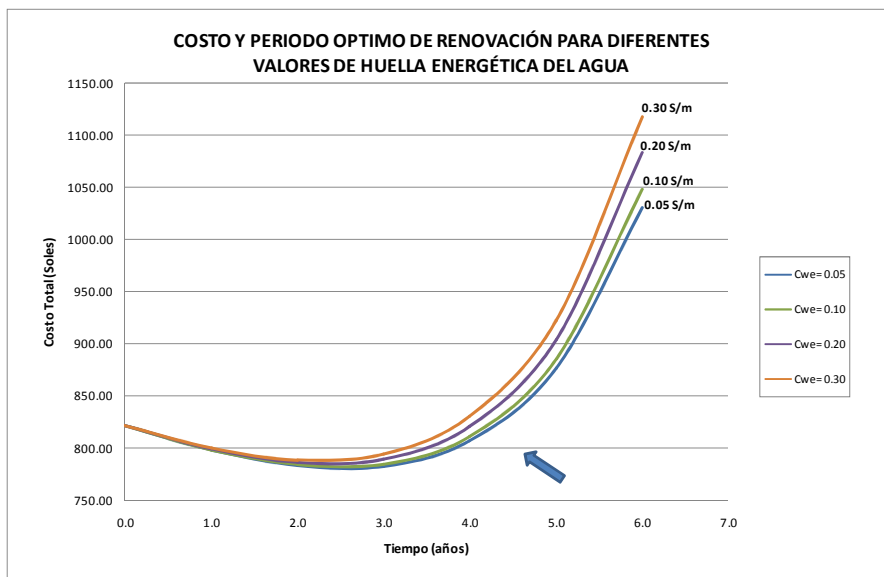


FIGURA 120. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL COSTO ENERGÉTICO DEL AGUA

### 7.3.4 Influencia del caudal medio unitario por fuga

El caudal medio fugado por una fuga o rotura es directamente proporcional tanto a la cantidad de agua como la de energía perdida en una fuga. Por tanto, la variación de este término produce mayores variaciones del término de mantenimiento (que, por ejemplo, los costos del agua y de la energía analizados anteriormente) y en consecuencia, del periodo óptimo de renovación (Tabla 154 y Figura 121).

TABLA 154. RELACIÓN ENTRE EL CAUDAL MEDIO DE FUGA Y EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

$q_f$ (m <sup>3</sup> /día)	M (Soles/fuga.m)	$t^*_{rj}$ (años)	$C_T(t^*_{rj})$ (Soles/m)
5.00	1,286.8	3.40	758.95
10.00	1,538.7	3.13	766.07
20.00	2,042.4	2.70	777.07
30.00	2,546.2	2.36	785.31
40.00	3,049.9	2.09	791.75

Fuente: Elaboración propia

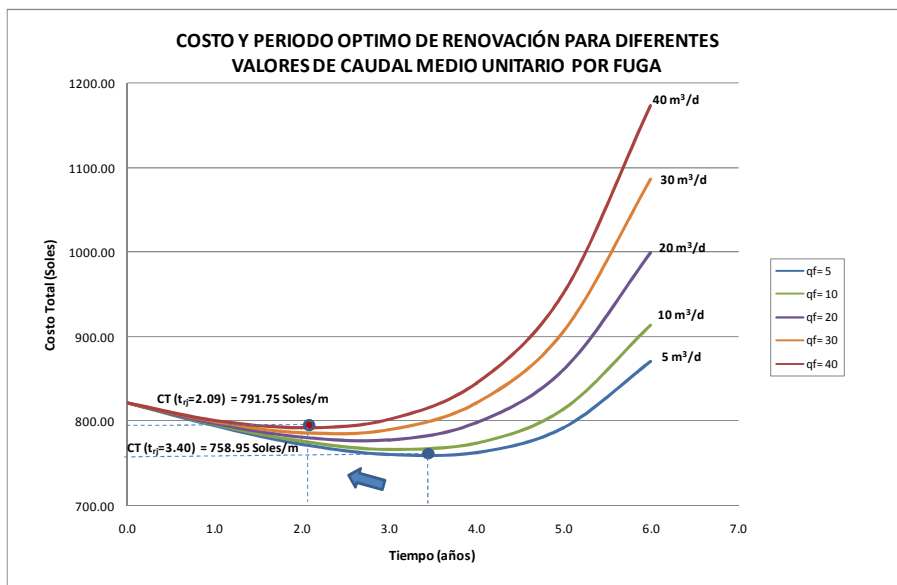


FIGURA 121. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL CAUDAL MEDIO UNITARIO POR FUGA ( $Q_F$ ).

### 7.3.5 Influencia del tiempo medio de actividad de la fuga

Al igual que el término anterior, el tiempo medio de actividad de la fuga influye sobre la cantidad de agua y energía que se pierde en una fuga. Este término adquiere especial relevancia por ser uno de los que puede ser modificado por la gestión y operación del sistema, ya que depende directamente de cuán frecuentes son las inspecciones de la red (a mayor número de inspecciones, el tiempo medio de vida de la fuga será menor). Los valores del término de mantenimiento y del periodo óptimo de renovación se muestran a continuación (Tabla 155 y Figura 122).

TABLA 155. RELACIÓN ENTRE  $\Delta t_a$  Y EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

$\Delta t_a$ (días)	M (Soles/fuga.m)	$t_{rj}^*$ (años)	$C_T(t_{rj}^*)$ (Soles/m)
80.00	2,191.6	2.59	779.74
100.00	2,480.7	2.40	784.35
120.00	2,769.9	2.23	788.35
140.00	3,059.0	2.08	791.86
160.00	3,348.2	1.94	794.96
180.00	3,637.4	1.82	797.72

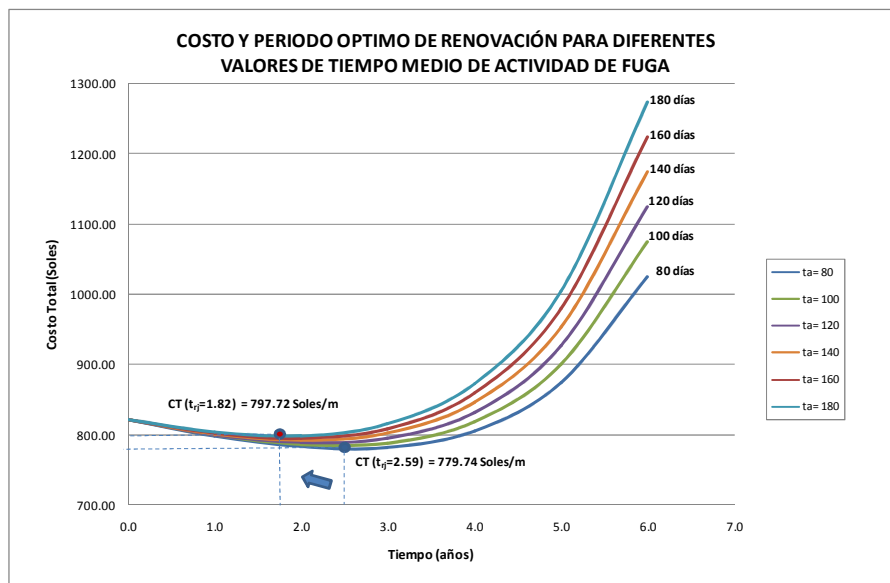


FIGURA 122. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DEL TIEMPO MEDIO DE ACTIVIDAD DE LA FUGA ( $\Delta T_A$ ).

El resultado no depara sorpresas. Si el tiempo que la fuga está activa es mayor, el costo del agua y la energía fugada también lo será (y consecuentemente mayor valor del término de mantenimiento) por lo que se anticipa la sustitución de la tubería.

### 7.3.6 Influencia de la tasa de actualización (r)

La tasa de actualización, como ya se comentó con anterioridad, permite representar una unidad monetaria en distinta escala temporal. De tal forma, que mayores valores de ésta se relacionen con una menor importancia del dinero futuro y por tanto, menos se valora en comparación con el actual. Para tasas de actualización bajas, los términos de mantenimiento reflejan una mayor magnitud (ya que todos dependen del número de fugas o roturas que evoluciona con el tiempo) ya que en los instantes iniciales del cálculo representan valores bajos. Este parámetro no modifica el valor del término de inversión ni de mantenimiento, aunque sí que afecta directamente al periodo óptimo de renovación y al costo mínimo. Estos valores se obtienen analíticamente y

muestran los valores mostrados por la Tabla 156, que se traducen en los valores mostrados en la Figura 123.

TABLA 156. RELACIÓN ENTRE LA TASA DE ACTUALIZACIÓN Y EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

$r$ (%)	$M$ (Soles/fuga.m)	$t_{rj}^*$ (años)	$C_T(t_{rj}^*)$ (Soles/m)
2%	2,256.6	1.52	812.37
4%	2,256.6	2.58	779.27
6%	2,256.6	3.20	736.24
8%	2,256.6	3.63	689.01
10%	2,256.6	3.98	640.45
12%	2,256.6	4.25	592.24

Fuente: Elaboración Propia

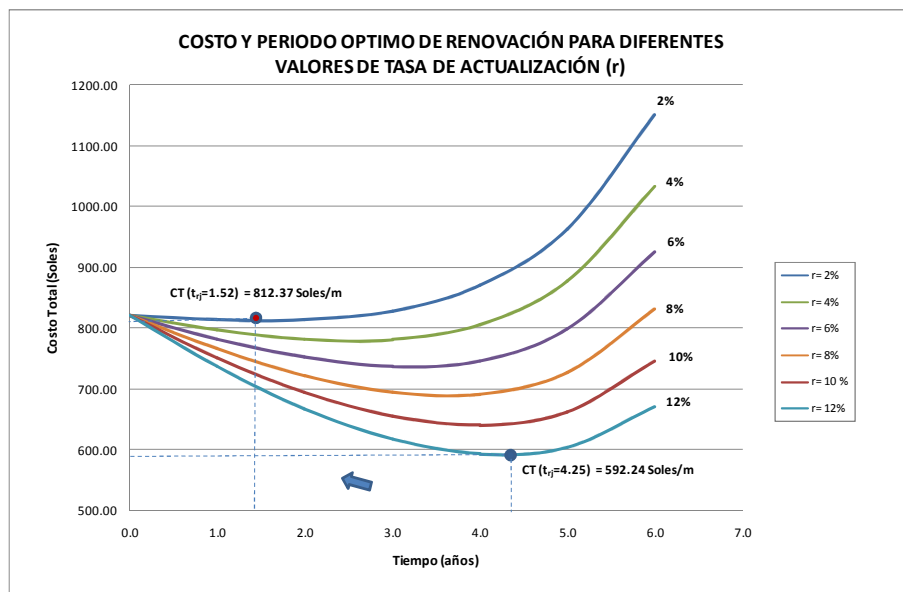


FIGURA 123. EVOLUCIÓN DE LA CURVA DE COSTOS TOTALES DEL AGUA SEGÚN VARIACIÓN DE LA TASA DE ACTUALIZACIÓN ( $r$ ).

### 7.3.7 Influencia del índice de crecimiento de fugas (A)

Por último se analiza la influencia del índice de crecimiento de roturas. Al no ser modificable, su estudio se entiende como la valoración de las características de la instalación a estudiar. Según la preponderancia de unos materiales u otros, o por las características de la instalación, se obtiene un patrón de fugas o roturas que interviene de manera muy importante en la determinación del periodo óptimo de renovación. La Figura 124, representa cinco situaciones en las que se observa la influencia del parámetro del crecimiento de fugas o roturas.

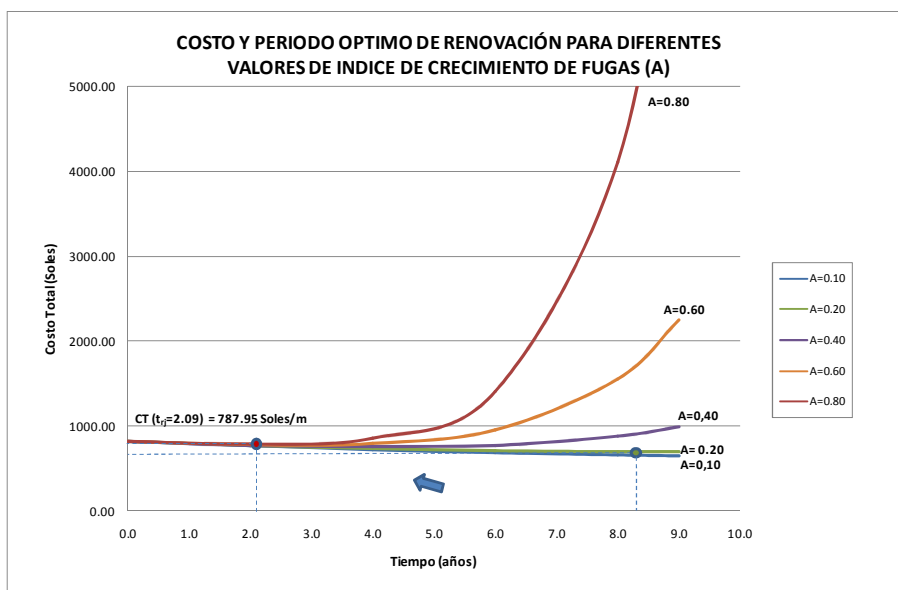


FIGURA 124. VARIACIÓN DEL COSTO MÍNIMO TOTAL SEGÚN VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE CRECIMIENTO DE FUGAS (A).

La Figura 124 indica que este término es el más significativo ya que produce una mayor variación del periodo óptimo de renovación (con la flecha se indica gráficamente la variación del costo mínimo para los casos considerados). No en vano, afecta a todos los términos de mantenimiento (reparaciones, agua y energía perdida en fugas). Los valores de los óptimos de renovación se muestran a continuación (Tabla 157).

TABLA 157. RELACIÓN ENTRE EL ÍNDICE DE CRECIMIENTO DE FUGAS Y EL PERIODO ÓPTIMO DE RENOVACIÓN

<b>A</b> (años <sup>-1</sup> )	<b>t*<sub>ij</sub></b> (años)	<b>C<sub>T</sub> (t*<sub>ij</sub>)</b> (Soles/m)
0.05	33.38	465.83
0.10	16.69	602.52
0.20	8.35	698.89
0.40	4.17	756.45
0.60	2.78	777.24
0.80	2.09	787.95

Fuente: Elaboración propia

#### 7.4 Factores de priorización de renovación

A partir del análisis realizado en el capítulo 4 se determinó y llegó a la conclusión que el promedio del índice de ANF es aproximadamente 50% y el de pérdidas técnicas de 40%, encontrándose en un rango típico entre 40% y 60% para el primero y 30% y 50% para el segundo. Las pérdidas comerciales se estiman entre el 10% y 15%.

Los consumos ilegales y los consumos en conexiones sin medidores pueden ser contados como pérdidas técnicas en el análisis a partir del caudal mínimo. Por lo tanto, ha de notarse que el índice real de pérdidas comerciales de cada sector variará dependiendo del estado de la micromedición y el ambiente social.

En el capítulo 6 hemos determinado el momento conveniente para rehabilitación de la tubería teniendo en consideración los costos de inversión, mantenimiento entre otros; sin embargo, este indicador no es suficiente para la toma de decisión en la determinación de la cantidad o porcentaje de tuberías que será necesario renovar. Para su determinación, se deberá tomar en consideración 3 factores principalmente:



- Factor de priorización por objetivo
- Factor de priorización técnico
- Factor de priorización económico

#### **7.4.1 Factor por objetivo de ANF**

El objetivo de la renovación de la red secundaria de agua en el área de influencia de estudio es reducir el índice de ANF a 25%, para lo cual será necesario de acuerdo a lo descrito en el capítulo 4, reducir el índice de pérdidas técnicas al 20% y el índice de pérdidas comerciales al 5%.

Los problemas identificados en los sistemas de agua potable del área de estudio incluyen dos tipos de problemas, a saber i) efectos o fallas del sistema de agua potable existente y ii) causas de las fallas. Por “fallas” se entiende las condiciones actuales que no cumplen con la política de SEDAPAL o su nivel de servicio requerido de agua potable, o están incidiendo en el deterioro de las condiciones de vida de las personas.

Entre los problemas identificados, las fallas son una elevada proporción de ANF, un servicio de suministro de agua discontinuo con una presión de servicio inapropiada y frecuentes incidencias causadas por las tuberías de agua potable en el estudio. Otros problemas identificados incluyen las causas de las fallas: situación exacta del ANF no puede ser monitoreada, insuficiente producción de agua en estaciones secas. inadecuada gestión de monitoreo de la distribución de agua y control de presiones en la red, existencia de tuberías con problemas, existencia de conexiones domiciliarias con problemas, cantidad significativa de conexiones ilegales.

Dentro de las soluciones técnicas que deberán implementarse para la mejora del servicio de agua potable en el área de estudio son: 1) sectorización, instalación de macromedidores y automatización, 2) control

y monitoreo por el sistema SCADA, 3) control de presión por reservorios, 4) Mejora de las redes secundarias, 5) Mejora de las conexiones domiciliarias 6) Instalación de micromedidores, 7) Desarrollo de redes primarias a conectarse a los sistemas y plantas de agua (PTAP Huachipa), 8) Rehabilitación y mejora de pozos para casos de emergencias.

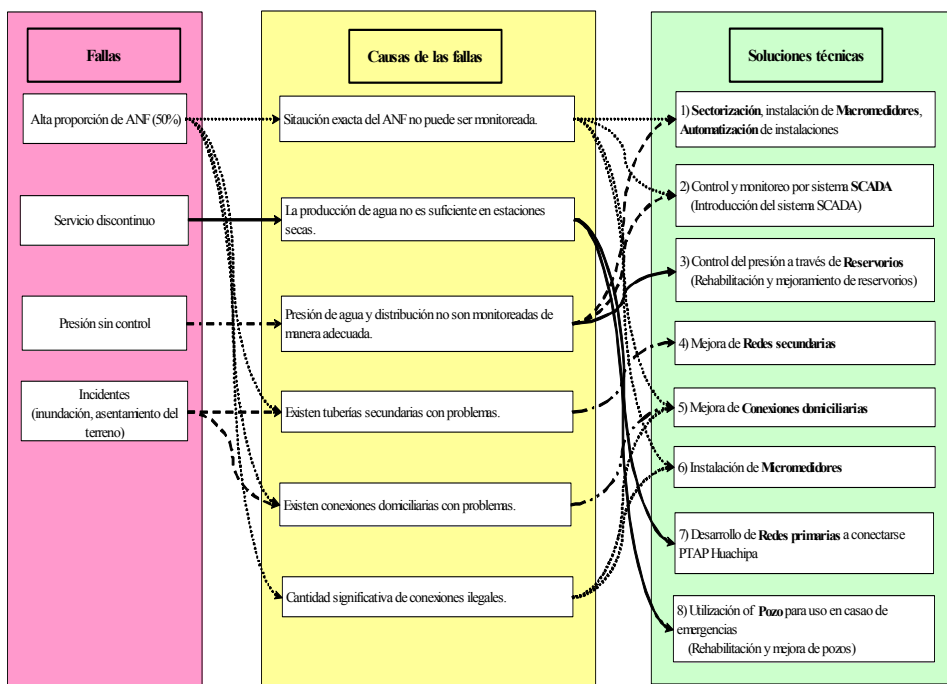


FIGURA 125. FALLAS EN EL SISTEMA DE AGUA POTABLE, SUS CAUSAS Y SOLUCIONES TÉCNICAS NECESARIAS.

Entre las soluciones técnicas que se muestran en el Figura 125, 1) sectorización, instalación de macromedidores y automatización , 2) control y monitoreo por el sistema SCADA, 3) control de presión por reservorios, 6) instalación de micromedidores, 7) desarrollo de la red primaria para conectarse con la PTA Huachipa y 8) utilización de pozos se han de llevar a cabo completamente, ya que son requerimientos mínimos para que pueda mejorar el nivel de servicio de agua potable. Más aún, 6) instalación de micromedidores es uno de los requerimientos

mínimos porque es una solución fundamental para que se conozca la situación exacta de la distribución del agua.

Sin embargo, las dos soluciones técnicas restantes, a saber, 4) mejora de las redes secundarias y 5) mejora de las conexiones domiciliarias, no son necesariamente las soluciones técnicas a ejecutarse completamente dentro de una mejora de las condiciones del servicio del sistema de agua potable. El nivel requerido para su ejecución es uno que reduce la proporción de ANF al valor objetivo de 25% y elimina las incidencias graves que afectan al bienestar de las personas.

Considerando esto, se estima primero la contribución de cada solución técnica en la reducción del ANF, y luego se preparará los niveles de ejecución alternativos 4) mejora de las redes secundarias y 5) mejora de conexiones domiciliarias para incluirse en el proyecto, a fin de alcanzar una proporción de 25% de ANF. En cuanto a la eliminación de incidencias graves, éstas se evitarán automáticamente con la mejora de las redes secundarias y las conexiones domiciliarias.

En la estimación de la contribución de cada solución técnica, la proporción de pérdida técnica se divide entre tres categorías por ubicación de las pérdidas, tales como la red de distribución, la conexión y otros.

Entre las alternativas analizadas, se selecciona la más adecuada en cuanto a costo-efectividad y se determina el nivel de ejecución para las soluciones técnicas.

#### **7.4.1.1 Estimación de la pérdida de agua en las redes secundarias y conexiones domiciliarias**

Gran parte de la pérdida técnica es causada por las redes secundarias y las conexiones domiciliarias. Las pérdidas técnicas en los reservorios y otros es mínima.

No existen datos o investigaciones que identifiquen por separado la pérdida de agua en las redes secundarias y las conexiones domiciliarias en SEDAPAL. Aquí, a fin de identificar el nivel de ejecución de las redes secundarias y las conexiones domiciliarias, se estima la pérdida de agua en cada una de ellas por separado, en base a los datos existentes de SEDAPAL.

Asumiendo que la pérdida de agua es el efluente desde el orificio de las tuberías, los factores que, teóricamente, determinan la pérdida de agua son i) el número de orificios, ii) la dimensión de cada orificio y iii) la presión de agua. El número de orificios y la dimensión de cada orificio afectan proporcionalmente la pérdida de agua. Por otro lado, la presión de agua afecta la pérdida de agua en una proporción a la potencia de 0.5, basándose en la teoría del orificio.

El número de incidencias puede inferirse por medio de la identificación del número de orificios. Según datos de SEDAPAL, se informa que alrededor del 90% del total de incidencias ocurren en las conexiones domiciliarias. Entre el 2008 y el 2011, se informaron 1,458 incidencias a nivel de conexiones domiciliarias y se informaron 727 incidencias a nivel de las redes secundarias (ver Tabla 158).

TABLA 158. INCIDENCIAS OPERATIVAS EN LAS REDES SECUNDARIAS Y CONEXIONES DOMICILIARIAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO

Año	Nro. de Incidencias			Ratio de conexiones
	Conexiones	Corporation	Redes Secundarias	
2008	653	208	20	97.7
2009	75	37	119	48.5
2010	149	45	371	34.3
2011	202	89	217	57.3
<b>Total</b>	<b>1079</b>	<b>379</b>	<b>727</b>	<b>66.7</b>

Fuente: Elaboración propia

El tamaño del orificio se relaciona con el diámetro de las tuberías. Las conexiones domiciliarias tienen mayormente un diámetro de 15 mm, lo cual es mucho más pequeño que el de las tuberías secundarias. Las tuberías con diámetros de 100 mm y 110 mm representan más del 70% de la longitud total de tuberías de las redes secundarias.

En cuanto a la presión, ésta es obviamente más elevada en las redes secundarias que en las conexiones domiciliarias. Según la presión monitoreada en los sectores de estudio, la presión promedio de agua en las redes secundarias es de alrededor de 14.3 m. Durante las pruebas complementarias se identificaron las presiones de agua en las conexiones, obteniendo que se encontraban entre 10-15 m.c.a. en promedio, considerando la presión de servicio para los usuarios finales.

Los factores que afectan la pérdida de agua y sus relaciones con las redes secundarias y las conexiones domiciliarias se identifican en la Tabla 159. Del análisis, se estima que alrededor del 80% de las pérdidas de agua se encuentra en las redes secundarias, y alrededor del 20% se encuentra en las conexiones domiciliarias.

TABLA 159. ESTIMACIÓN DE LA PÉRDIDA DE AGUA EN LAS REDES SECUNDARIAS Y CONEXIONES DOMICILIARIAS

Código	Factores relacionados con la pérdida de agua	Datos representativos	Und	Redes secundarias	Conexiones domiciliarias
A	Número de orificios	Número de incidencias	Nos.	727*	1,458*
B	Dimensión del orificio	Diámetro medio	mm	110 (100-150)	15 (15-25)
C	Presión de agua en el orificio	Presión promedio	m.c.a.	15.0 (10-25)	12.5 (10-15)
Índice de pérdida de agua: $I_{WL} (= A \times B \times C^{1/2})$				309,722	77,322
Proporción de $I_{WL}$				0.80 : 0.20	
Evaluación				Alrededor del 80 % de la pérdida de agua se encuentra en las redes secundarias.	

\*Datos del 2008 al 20011

Fuente: Elaboración Propia

### Supuestos y consideración de alternativas

En la consideración se asume las siguientes condiciones:

- En base a lo indicado en el capítulo 4, de la proporción de ANF de 50%, las pérdidas técnicas son del orden del 40% y las pérdidas no técnicas son 10%.
- El 80% de las pérdidas técnicas surge de las redes secundarias, mientras que el 20% de las pérdidas técnicas proviene de las conexiones domiciliarias.
- Si las redes secundarias o las conexiones domésticas son totalmente renovadas, el volumen de pérdidas técnicas será muy bajo, justo inmediatamente después de la ejecución. Sin embargo, se asume que la reducción del volumen de pérdidas técnicas sea el 10% del volumen actual, considerando cierta degradación futura de las tuberías renovadas.

- Se asume que la proporción renovada y la reducción del volumen de las pérdidas técnicas se relacionan, según se presenta en la Figura 126. Se prepara la tendencia a la reducción del ANF considerando que se prioriza las renovaciones de las tuberías secundarias o conexiones domiciliarias en estado crítico.
- Se reducirá el consumo ilegal correspondiente al nivel de ejecución de la mejora de las conexiones domiciliarias. Por ejemplo, para el 100% del reemplazo de las conexiones domiciliarias, éste se reduciría a un valor mucho más bajo comparado con un caso donde se reemplaza el 50% de las conexiones domiciliarias.
- El volumen de cada categoría de ANF se presenta por volumen comparativo y no por porcentaje contra el agua facturada, el cual se asume como "100" en todos los casos.

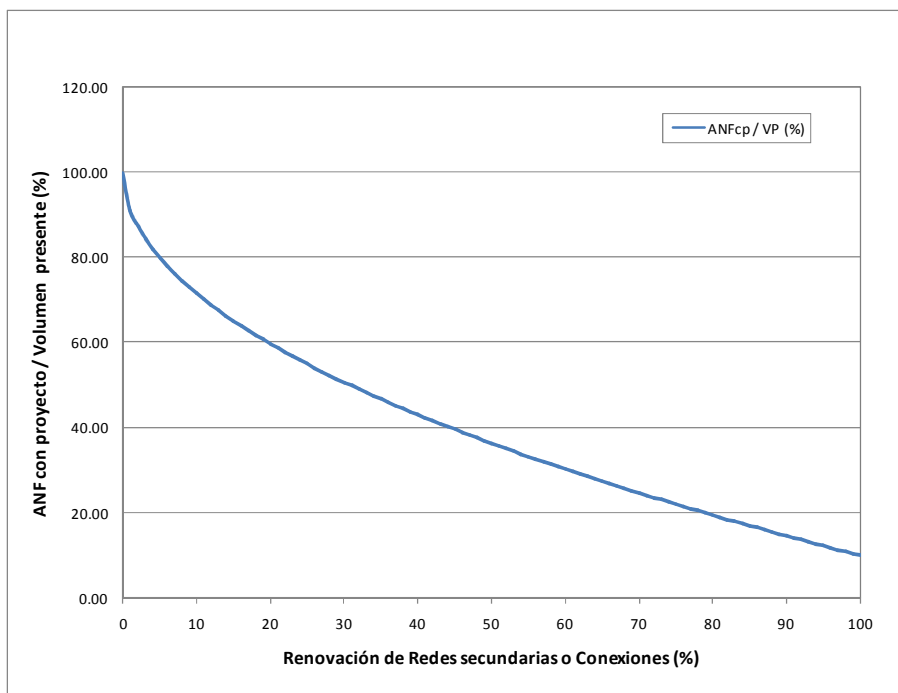


FIGURA 126. REDUCCIÓN DEL VOLUMEN DE PÉRDIDAS TÉCNICAS POR RENOVACIÓN DE LAS TUBERÍAS SECUNDARIAS O CONEXIONES DOMICILIARIAS.

En base a los supuestos arriba indicados, las proporciones de ANF luego de la renovación de las redes secundarias y las conexiones domiciliarias se estiman en cinco (05) casos, según se muestra en la Tabla 160 y la Figura 127.

Si las tuberías secundarias son renovadas sin renovar ninguna conexión domiciliaria, se espera que el ANF logre un 29.3% (Caso-1). Si todas las conexiones son renovadas sin renovar ninguna tubería secundaria, se espera que el ANF alcance un 41.9% (Caso-2). Ambos casos no logran el índice de ANF objetivo (25%). El Caso-3 consiste en renovar todas las tuberías secundarias y un número necesario de conexiones domiciliarias para alcanzar el 25% como índice de ANF, el Caso-4 consiste en renovar todas las conexiones domiciliarias y una longitud necesaria de tuberías secundarias para alcanzar el 25% como índice de ANF y el Caso-5 consiste en renovar un porcentaje igual en tuberías y conexiones domiciliarias para alcanzar el 25% como índice de ANF. Más aún, los resultados estimados se resumen en la Tabla 160.

Tal y como se muestra en las Tabla 160, el Caso-3, el Caso-4 y el Caso-5 pueden ser alternativas para alcanzar una proporción del 25% de ANF.

TABLA 160. ESTIMACIÓN DEL ÍNDICE DE ANF SEGÚN TIPO DE INTERVENCIÓN EN LAS REDES SECUNDARIAS Y CONEXIONES DOMICILIARIAS EN LIMA NORTE

<b>Rubros</b>	<b>Caso-1</b>	<b>Caso-2</b>	<b>Caso-3</b>	<b>Caso-4</b>	<b>Caso-5</b>
Renovación de tuberías secundarias	100%	0%	100%	51%	60%
Renovación de conexiones domiciliarias	0%	100%	15%	100%	60%
Índice ANF esperado (después)	29.3%	41.9%	24.0%	24.1%	24.6%

Fuente: Elaboración propia

La distribución del agua actual y en los cinco casos por acciones de decisión del porcentaje de renovación de redes y conexiones puede ser resumido en la Tabla 161 y Figura 127.



TABLA 161. CATEGORIZACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DEL AGUA SEGÚN TIPO DE INTERVENCIÓN EN LAS REDES SECUNDARIAS Y CONEXIONES DOMICILIARIAS (M<sup>3</sup>)

Categorización del agua distribuida	Actual	Caso-1	Caso-2	Caso-3	Caso-4	Caso-5
Agua Facturada	100	100	100	100	100	100
Pérdida Comercial	20	20	6	15	7	8
Pérdidas Técnicas en Redes Secundarias	64	6	64	6	23	19
Pérdidas Técnicas en Conexiones Domiciliarias	14	14	1	9	1	4
Otras Pérdidas Técnicas	2	1	1	1	1	1
Total (m3)	200.0	141.4	172.0	131.5	132.3	132.6
<b>ANF</b>	<b>50.0%</b>	<b>29.3%</b>	<b>41.9%</b>	<b>24.0%</b>	<b>24.4%</b>	<b>24.6%</b>

Fuente: Elaboración Propia

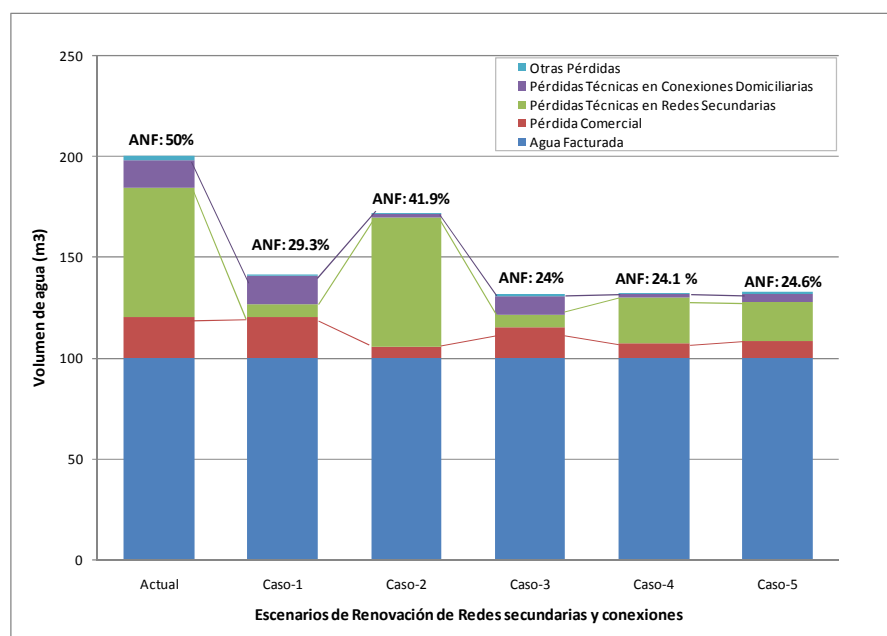


FIGURA 127. REDUCCIÓN DEL ANF EN LOS CINCO CASOS.

De la Tabla 161 y figura 127 se entiende que de las 3 alternativas que consiguen el objetivo de reducir el Índice del Agua No Facturada a menos de 25%, que deberán evaluarse otros factores como técnicos y económicos para la toma de decisión del nivel de intervención.

## 7.4.2 Factores técnicos

En el capítulo 4, se vieron algunos factores técnicos que han conllevado a que el sistema de redes secundarias en Lima Norte tenga un alto índice de ANF , cercano al 50%. Entre los factores técnicos propios del red secundaria de agua potable a considerar para la toma de decisión de renovación de las redes y conexiones tenemos:

- Antigüedad de las tuberías, conexiones y deterioro estructural
- Material de las tuberías, conexiones y accesorios
- Instalación de las tuberías
- Capacidad de conducción
- Incidencias Operativas.

A partir de estos factores técnicos se elabora la siguiente tabla que categoriza la priorización y cantidades de tuberías y conexiones en el área de estudio. Las cantidades no incluyen a las tuberías que deberían potenciarse para propósitos de incremento de capacidades por incremento de la demanda en el horizonte de estudio.

TABLA 162. PRIORIZACIÓN DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA EN ORDEN A CRITERIOS TÉCNICOS

Prioridad	Categoría	Cantidad				Incidencias operativas	
		Cada categoría		Acumulación		Rango	fuga/ km x año
		Longitud (km)	(%)	Longitud (km)	(%)		
1	Tuberías con problemas de deterioro, tipo de material e instalación	40.68	7	40.68	7	Muy Alto	2 - 3
2	Tuberías AC mayores de 25 años	262.32	46	303.00	54	Muy Alto	2 - 3
3	Tuberías AC entre 10 y 25 años de antigüedad	205,49	36	508.49	90	Alto	1.0 - 2.0
4	Tuberías PVC entre 10 y 25 años	26.03	5	534.53	94	Medio	0.5 - 1.0
5	Tuberías PVC menores de 10 años	31.74	6	566.26	100	Bajo	0.2 - 0.5

Fuente: Elaboración propia

De la Tabla 162 se desprende que en función a criterios técnicos se debería renovar el 94% de las redes secundarias para bajar el índice de Agua No Facturada a menos de 25% y tener un bajo nivel de incidencia en la red de agua de 0.2 - 0.5 fugas/km<sup>2</sup>año. Así en función a factores técnicos se debería renovar 534.53 km de redes secundarias de agua en las cuales se incluye (cambio de todas las tuberías de materiales y antigüedades mayores a 35 años, el 100% de las tuberías de AC mayores a 10 años y el 100% de tuberías de PVC entre 10 y 25 años, por tratarse en muchos casos de tuberías de PVC ITINTEC). Para conseguir esto estaríamos aproximándonos al Caso 3, para lo cual necesitaríamos renovar más del 25% de las conexiones domiciliarias de agua para conseguir el objetivo de ANF.

#### **7.4.3 Factores económicos**

De los cinco casos o alternativas de renovación de redes y conexiones domiciliarias en el área de estudio, solo 3 (Caso-3, Caso-4 y Caso-5) cumplen con el objetivo de reducir el ANF a menos de 25%.

Para poder determinar en función a factores económicos se determina cual sería la alternativa más económica. En la tabla 163 se muestran los costos directos de construcción basados en los precios unitarios calculados en el estimado de costos del Anexo H. Tal y como se muestra en la tabla, se encuentra que la alternativa 3 (caso-5), en la que se renovará el 60% de las redes secundarias y el 60% de las conexiones domiciliarias, es más rentable que los otros dos casos o alternativas. Sin embargo a fin de garantizar una ventaja que da la que la renovación total de las conexiones domiciliarias puede reducir grandemente el consumo ilegal, será necesario incrementar a 100% la renovación de conexiones domiciliarias, es decir, un alternativa entre 4 y 5, determinando que al 60% de las redes secundarias y el 100% de las conexiones domiciliarias serán renovadas.

TABLA 163. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE RENOVACIÓN DE REDES Y CONEXIONES EN FUNCIÓN A FACTORES TÉCNICOS

Alternativas		Alternativa-1 (Caso-3)	Alternativa-2 (Caso-4)	Alternativa-3 (Caso-5)
Rubro de construcción		100% de las tuberías secundarias y 15% de las conexiones domiciliarias	51% de las tuberías secundarias y 100% de las conexiones domiciliarias	60% de las tuberías secundarias y 60% de las conexiones domiciliarias
Efecto		ANF=24%	ANF=24.1%	ANF=24.6%
Costo de construcción	Redes secundarias	566,264m x 335.04 S/m = <u>189.721,091 S</u>	288,795 m x 335.04 S/m = <u>96.757,756 S</u>	339,759m x 335.04 S/m = <u>113.832,654 S</u>
	Conexiones domiciliarias	9,562 nos x 1,041.45S/nos = <u>9.958,345 S</u>	63,745nos x 1,041.45 S/nos = <u>66.387230 S</u>	38,247 nos x1,041.45 S/nos = <u>39.832,338 S</u>
	Total*	<b>199,679,435 S</b>	<b>163,144,986 S</b>	<b>153,664,992 S</b>
Otros		Será difícil identificar cuáles conexiones domiciliarias se priorizarán para la renovación.	Las conexiones ilegales pueden encontrarse con la renovación total de las conexiones domiciliarias	Un % de las conexiones ilegales pueden encontrarse con la renovación total de las conexiones domiciliarias
Evaluación		Regular	Buena	Buena
Decisión		No seleccionada	Selección: Solución intermedia 60% de redes y 100% conexiones domiciliarias	

Fuente: Elaboración Propia

## 7.5 Análisis y Discusión final

En el capítulo 6, a través del modelo técnico económico se pudo determinar que el periodo óptimo de renovación de las redes secundarias en el área de estudio, que corresponde a 240 km de redes de la zona de Lima Norte, fluctúa entre 1 y 3 años.

Para la determinación de este valor promedio de tiempo se cuantificaron en el modelo de costos totales: los costos de renovación  $C_1$  (que incluyen costo de material  $C_{11}$  y de instalación  $C_{12}$ ), costos de reparación y mantenimiento  $C_2$ , costos variables relacionados al agua  $C_3$  (costos relacionados con las pérdidas de agua por fugas  $C_{31}$ , costos por pérdida de energía ligada a las fugas  $C_{32a}$ , costo de energía perdida por fricción efecto de las fugas  $C_{32b}$ ), Costo social asociado a la perturbación de la obra  $C_{41}$  y otros costos imputable de aparición ocasional (costo asociado a la pérdida de estándares  $C_{42}$  y costo de oportunidad  $C_5$ ). Del resultado promedio de índice de fugas  $N(\text{to}) = 2.69$  fuga/km.año y presión de servicio promedio en el área de estudio  $P_s = 14.3$  mca, se determinó que el periodo óptimo de renovación de redes en la zona de estudio es  $T^*_{rj} = 2.55$  años.

Este valor es muy próximo si tenemos en consideración que, los plazos del ciclo de un proyecto de inversión pública en Perú, de acuerdo con la normatividad vigente del SNIP<sup>35</sup>, el periodo desde que se inicia la fase de pre inversión (pasando por estudios de perfil y factibilidad) y la fase de inversión (elaboración de expediente técnico y ejecución de obras) es del orden de 4 a 6 años, es preciso mencionar, que la renovación de tuberías, debería ser una prioridad para la empresa, puesto que el momento en cual se minimizan los costos es cercano al periodo actual.

Así, en el capítulo 2, específicamente en el ítem 2.5.1 Razones por las que se aconseja la renovación de las redes, se indica que por ejemplo, en

---

<sup>35</sup> SNIP: Sistema Nacional de Inversión Pública

Alemania, como orden de magnitud, un nivel de fugas de  $0.2 \text{ m}^3/\text{km}/\text{h}$  se considera aceptable, mientras que el nivel se considera elevado si adopta el valor  $2 \text{ m}^3/\text{km}/\text{h}$ . Resulta evidente que con la edad de las tuberías, el índice de fugas o roturas aumenta. Como prueba de este hecho, únicamente se deben observar los patrones de fugas o roturas mostrados en las distintas tuberías, y por tanto, se debe reparar la tubería con mayor frecuencia. Así también, en EE.UU. un nivel de fugas tolerable se considera a valores menor de 14 fugas/100 km/año ( $0.14 \text{ fugas}/\text{km}/\text{año}$ ), mientras que en el Reino Unido este valor es aceptable si es menor de 10 fugas/100 km/año ( $0.10 \text{ fugas}/\text{km}/\text{año}$ ).

Al respecto, del análisis realizado en los capítulos 5, 6 y 7, el índice de fugas en el área de estudio fluctúa entre 1.99 y 4.69 fugas/km.año, valores que son más 10 de veces el valor aceptable de índice de fugas o roturas en una red. Este valor junto con el índice de crecimiento de fugas  $A = 0.66 \text{ años}^{-1}$ , son los que inciden más en la necesidad de renovar las redes de agua en el área de estudio.

En el presente capítulo, en el ítem 7.2 Parámetros influyentes en el periodo óptimo de renovación de una tubería, se menciona que éste periodo está influenciado por catorce términos, dentro de los cuales existen dos tipos de parámetros: aquellos que pueden ser modificables por el gestor de un abastecimiento ( $q_f, k, \eta, \Delta t_a, P_s/\gamma$ ), y los que son independientes de la gestión ( $A, r, N(t_0), C_{WE}, C_W, C_b, C_{rj}, C_{sj}$ ).

En el caso de los parámetros susceptibles de ser modificables por el gestor durante la operación del sistema y a partir de los valores adoptados por SEDAPAL para los parámetros que determinan el mantenimiento como son la presión media a la que se produce la fuga ( $P_s/\gamma$ , con valores entre 10 y 35 m.c.a.), el caudal unitario fugado ( $q_f$ , con valores entre 10 y 30  $\text{m}^3/\text{día}$ ), el rendimiento de los equipos de bombeo ( $\eta$ , con valores entre 0.7 y 0.8), el tiempo medio de actividad de la fuga ( $\Delta t_a$ , con valores entre 80 y 180 días) y el coeficiente adimensional ( $k$ , con valores entre 1 y 1.4, afectan de manera directa al valor del parámetro Mantenimiento  $M$  y en

*menor medida a la variación del periodo óptimo de renovación de una tubería, debido a que el tiempo o periodo de renovación es inversamente proporcional al  $\ln(M)$ . Así para diversas combinaciones de estos cinco términos modificables (simulación de combinaciones entre sus valores máximos y mínimos), el valor del término de Mantenimiento varió entre 1509 y 4453 Soles/fuga.m y el periodo óptimo de renovación solo varió de manera inversa entre 1.5- 3.2 años.*

Así también, en ítem 7.3 Análisis de sensibilidad se determinó que el parámetro el índice de crecimiento de fugas (A) es el parámetro que tiene mayor incidencia en la variación del periodo o momento óptimo de renovación de una red; así para el caso de estudio se determinó que si para valores de índice de crecimiento de fugas bajos  $A= 0.05$  años<sup>-1</sup> se puede alargar el periodo de renovación a 33 años; mientras que para índice de crecimiento de fugas  $A= 0.6 - 0.8$ , el periodo óptimo de renovación se acorta a tan solo 2 años. Este parámetro se determina año a año a través del número de incidencias ocurridas en la red (detectadas y reportadas), de tal forma, que refleja los problemas, deficiencias y deterioros que sufre la red durante su periodo de vida u operación. En tal sentido, al ser un parámetro intrínseco a los problemas inherentes de la red (antigüedad de la red, material de las tuberías, instalación, calidad de agua) y en menor medida a problemas relacionados a la gestión de operación y mantenimiento del sistema (renovación de redes, operación de válvulas, atención de incidencias, monitoreo de la red y control del ANF, programa de detección y localización de fugas), es de una dificultad muy alta poder determinar los factores de mayor importancia para el crecimiento de fugas en una red. Sin embargo, este valor es posible cambiar si la renovación de la red se produce de manera integral, de forma que se eliminen todos los factores inherentes o propios a la red.

El modelo técnico económico ayuda a la toma de decisión para la determinar el momento más apropiado para la sustitución de las redes de agua, cuando se contemplan todos los costos asociados.

Sin embargo, en una red de abastecimiento no solo es importante definir en qué momento se debería realizar la sustitución con el criterio de optimizar todos los costos asociados a dicha renovación, sino también es preciso determinar la priorización de la renovación de las redes de agua en el área de estudio.

Así dentro estudios complementarios: Auditoría hídrica para el análisis del Agua No Facturada, y estudio de pérdidas, son necesarios para poder identificar el escenario actual de pérdidas en el sistema de abastecimiento. Según el análisis del Agua No Facturada, realizado en el capítulo 4, determinó que en la zona de estudio existen en la actualidad un ANF muy cercano al 50%, es decir, de cada 100 m<sup>3</sup> que se produce y distribuye hacia los sectores de la zona norte de Lima, solo se factura 50m<sup>3</sup>. Este es un valor muy alto, teniendo en consideración que el agua es un recursos económico y escaso, más aún afrontando los problemas de estrés hídrico que sufre la ciudad de Lima, así como los retos que enfrenta para su abastecimiento ante adaptación al cambio climático.

El de ANF y nivel de pérdidas a través del análisis de caudal mínimo nocturno identificando que en el área de estudio las pérdidas técnicas o físicas están en el orden de 30 - 50 % y las pérdidas comerciales en el orden de 10 - 15%. Finalmente, este estudio llegó a la conclusión que el promedio del índice de ANF es aproximadamente 50% y el de pérdidas técnicas de 40%, encontrándose en un rango típico entre 40% y 60% para el primero y 30% y 50% para el segundo. Las pérdidas comerciales se estiman entre el 10% y 15%. Este análisis reveló un mayor alcance de donde es posible se encuentren los problemas de pérdidas de agua y para este caso nos revela que la mayor parte de las pérdidas se encuentra en el sistemas de distribución (redes y conexiones).

Sin embargo, el limitante de la renovación de un sistema de distribución que cuenta con serios problemas de pérdidas de agua, altos niveles de incidencias operativas, tuberías y conexiones con diversos materiales deteriorados en parte por su antigüedad, inadecuada instalación y



operación y mantenimiento, radica en la toma de decidir ¿qué componentes se deben renovar en el sistema de distribución de agua? ¿ hasta cuánto renovar? ¿cómo renovar?

Para responder a estas tres interrogantes, es necesario conocer ¿dónde están sucediendo la mayor cantidad de problemas? que afectan a la población por un servicio ineficiente, con incidencias operativas que generan malestar en la población o clientes, así como también a la EPS ya que desde el punto de vista económico no resulta técnicamente ni económicamente sostenible un sistema con altos índices de pérdidas. Se estableció de acuerdo a la política de la EPS, definir que la renovación en la zona de estudio deberá cumplir con el objetivo de reducir el ANF de 50% a 25% , luego de implementada la renovación de la red.

Así, una vez definido la meta de intervención, se plantearon estudio complementario de las pérdidas físicas o técnicas en algunos sectores de Lima Norte, en los cuales se pudo identificar a través de la correlación del número de incidencia, diámetro promedio, y presiones en las redes y conexiones, que el 80% del volumen fugado en el sistema de distribución se encuentra en la red y el 20% restante del volumen fugado se da en las conexiones domiciliarias

Siendo el objetivo de reducir ANF a 25%, y teniendo en consideración los factores técnicos y económicos para la priorización de las redes y conexiones de agua, se plantearon cinco (05) alternativas de renovación:

1. Renovación del 100% de las redes secundarias
2. Renovación del 100% de las conexiones domiciliarias
3. Renovación del 100% de las redes y un % de conexiones
4. Renovación del 100% de las conexiones y un % de redes
5. Renovación un % igual de redes conexiones.

Atendiendo a criterios técnicos y económicos se demostró que las alternativas o Caso-1, y Caso-2, conseguían reducir el ANF a tan sólo 29.3% y 41.9%, respectivamente.

Para las tres alternativas o casos restantes: Caso-3, Caso-4 y Caso-5 (ver Tablas 160 y 161), la reducción de ANF es menor de 25%, de manera que de implementarse cualquiera de ellas se lograría cumplir con la reducción del Índice Agua No Facturada en la zona de estudio, luego de ejecutada la renovación.

Del análisis de factores técnicos y económicos para definir el nivel de intervención se obtiene que el Caso-4 y Caso-5, son los más apropiados y óptimos para conseguir la reducción del ANF. Con el Caso-4 (Alternativa-2): se necesitaría renovar como mínimo el 51% de las tuberías secundarias y el 100% de las conexiones domiciliarias, mientras con el Caso-5 (Alternativa-3): se necesitaría como mínimo la renovación del 60% de las redes y conexiones.

Dadas las condiciones de implementación de la renovación de las redes y estrategias en el tiempo de seguir renovando aquellas tuberías que seguirían, la priorización de la renovación debería ser de acuerdo a lo establecido en la Tabla 162:

1. Tuberías con problemas de deterioro, tipo de material e instalación
2. Tuberías AC mayores de 25 años
3. Tuberías Ac entre 10 y 25 años.

La selección de la alternativa nos indica que: a fin de garantizar durante mantener el objetivo durante los primeros años, es necesario que la alternativa seleccionada sea una solución intermedia entre el Caso-4 y Caso-5: renovación como mínimo del 60% de las redes y 100% de las conexiones. Con este nivel de intervención, el ANF durante la primera etapa de operación se acercaría al 21%.

La renovación del 100% de conexiones domiciliarias tiene su ventaja que puede reducir de manera muy significativa el consumo ilegal.

## 7.6 Análisis de sensibilidad de oportunidad de renovación

A partir de establecer en el ítem 7.5, que en la zona de Lima Norte existe la necesidad de renovar el 60% de las redes secundarias y el 100% de las conexiones domiciliarias, para logra el objetivo de reducir el agua no facturada (ANF) a valores inferiores al 25%, y que éstos valores se mantengan a lo largo del horizonte, con la finalidad de dar sostenibilidad a los servicios de agua potable en la zona, surge la pregunta ¿cómo programar las inversiones de modo que la empresa prestadora servicio pueda financiar el proyecto?

Para poder responder a la anterior pregunta diremos que dentro del análisis técnico económico de renovación de redes realizado en el presente estudio, se demostró que el periodo óptimo de renovación global a nivel de todos los sectores de Lima Norte es  $t_{r}^* = 2.55$  años, y el costo de renovación por metro lineal de tubería  $C(tp) = 780.84$  Soles/m;

Por tal motivo, de programar la ejecución de la renovación de las redes secundarias en Lima Norte I al año 5, el costo por metro lineal, a valor presente sería 879.96 Soles/m cuya variación sería de 13.96%, tal como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 164. VARIACIÓN DE LOS COSTOS TOTALES

T (años)	CT(T <sub>p</sub> ) (S./m)	Costo Total (S/.)	Variación (%)
0	821.43	197,144,066	5.20%
1	798.25	191,579,580	2.23%
2	783.43	188,022,306	0.33%
3	783.01	187,922,901	0.47%
4	808.24	193,977,887	3.89%
5	879.96	211,190,691	13.26%
6	1,036.82	248,836,659	33.52%
7	1,350.43	324,102,185	73.85%
8	1,953.43	468,824,231	151.24%
9	3,091.55	741,971,635	297.15%
10	5,219.83	1,252,759,949	569.86%

Nótese que si se toma la decisión de postergar las inversiones a año mayores a 5 el porcentaje de variación incrementa de manera exponencial debido al incremento sustancial de los costos de reparación, (causado por el incremento de las fugas y roturas en el sistema de distribución secundario de agua potable).

De similar forma sucede si, las inversiones se adelantarían al año actual (año 0), el porcentaje de variación del costo de renovación se incrementaría en 5.20%.

Por consiguiente, se manifiesta que la debido a esta variación no tan significativa dentro de este plazo, podría ver la conveniencia de postergar las inversiones hasta 5 años, tiempo necesario para el desarrollo de los estudios de pre inversión y estudios definitivos para la ejecución del proyecto, en concordancia con las exigencias del SNIP (Sistema Nacional de Inversión Pública).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

A través de la presente tesis se concluye y demuestra que:

1. A partir del análisis realizado en el capítulo 4 se determinó y llegó a la conclusión que el promedio del índice de ANF es aproximadamente 50% y el de pérdidas técnicas de 40%, encontrándose en un rango típico entre 40% y 60% para el primero y 30% y 50% para el segundo. Las pérdidas comerciales se estiman entre el 10% y 15%.
2. Del análisis de estudio de pérdidas de agua en las redes secundarias y conexiones domiciliarias, se estima que alrededor del 80% de las pérdidas de agua se encuentra en las redes secundarias, y alrededor del 20% se encuentra en las conexiones domiciliarias.
3. Es necesaria que la renovación de las redes secundarias y conexiones domiciliarias en el área de estudio. Sin embargo, dependiendo del objetivo o meta de reducción del ANF, el nivel de intervención y decisión dependerá en gran parte de la política de la EPS para el logro de sus objetivos.
4. El estudio o modelo técnico para la renovación de las redes de agua potable demuestra que el periodo óptimo de renovación de redes secundarias en el área de estudio es  $t_{rj} = 2.55$  años y que el costo total de renovación por metro lineal de tubería, a valor presente asciende a 780.84 Soles/m. y cuya variabilidad de programación de renovación podría; siendo necesario que la renovación se realice en el corto plazo (menos de 3 años) con una intervención óptima del 100% de las redes menores de 25 años y por ende, debería considerarse la renovación también de aquellas tuberías mayores a 25 años que han cumplido con su periodo de vida útil.

5. En función a criterios técnicos se debería renovar el 94% de las redes secundarias para bajar el índice de Agua No Facturada a menos de 25% y tener un bajo nivel de incidencia en la red de agua de 0.2 - 0.5 fugas/km×año. Así en función a factores técnicos se debería renovar 534.53 km de redes secundarias de agua en las cuales se incluye (cambio de todas las tuberías de materiales y antigüedades mayores a 35 años, el 100% de las tuberías de AC mayores a 10 años y el 100% de tuberías de PVC entre 10 y 25 años, por tratarse en muchos casos de tuberías de PVC ITINTEC). Para conseguir esto estaríamos aproximándonos al Caso 3, para lo cual necesitaríamos renovar más del 25% de las conexiones domiciliarias de agua para conseguir el objetivo de ANF.
6. Debido a restricciones de carácter económico, y cumpliendo con el objetivo de reducir el ANF a menos de 25% (acorde con la política de EPS), se analizaron 5 alternativas de intervención para la renovación, demostrando que es necesario la renovación del 60% de las redes secundarias y 100% de las conexiones domiciliarias, lo cual evidencia que se realizaría un renovación parcial de las redes secundaria de agua potable, comenzando por las tuberías con problemas de deterioro, tipo de material e instalación (prioridad 1: 7% de la red secundaria), tuberías de AC mayores a 25 años (prioridad 2: 46% de la red secundaria) y un 6% de las tuberías de AC entre 10 y 25 años (prioridad 3: 36% de las redes secundarias de agua).
7. El modelo técnico económico evidencia que de los catorce parámetros que influyen en la determinación del periodo óptimo de renovación existen dos tipos de parámetros: aquellos que pueden ser modificables por el gestor de un abastecimiento ( $q_f, k, \eta, \Delta t_a, Ps/\gamma$ ), y los que son independientes de la gestión ( $A, r, N(t_0), C_{WE}, C_W, C_b, C_{rj}, C_{sj}$ ).
8. En el caso de los parámetros susceptibles de ser modificables por el gestor durante la operación del sistema y a partir de los valores adoptados por SEDAPAL para los parámetros que determinan el

mantenimiento como son la presión media a la que se produce la fuga ( $P_g/\gamma$ , con valores entre 10 y 35 m.c.a.), el caudal unitario fugado ( $q_f$ , con valores entre 10 y 30 m<sup>3</sup>/día), el rendimiento de los equipos de bombeo ( $\eta$ , con valores entre 0.7 y 0.8), el tiempo medio de actividad de la fuga ( $\Delta t_a$ , con valores entre 80 y 180 días) y el coeficiente adimensional ( $k$ , con valores entre 1 y 1.4, afectan de manera directa al valor del parámetro Mantenimiento  $M$  y en menor medida a la variación del periodo óptimo de renovación de una tubería, debido a que el tiempo o periodo de renovación es inversamente proporcional al  $\ln(M)$ . Así para diversas combinaciones de estos cinco términos modificables (simulación de combinaciones entre sus valores máximos y mínimos), el valor del término de Mantenimiento varió entre 1509 y 4453 Soles/fuga.m y el periodo óptimo de renovación solo varió de manera inversa entre 1.5 - 3.2 años.

9. Del análisis de sensibilidad se determinó que el índice de crecimiento de fugas ( $A$ ) es el parámetro que tiene mayor incidencia en la variación del periodo o momento óptimo de renovación de una red; así para el caso de estudio se determinó que si para valores de índice de crecimiento de fugas bajos  $A= 0.05 \text{ años}^{-1}$  se puede alargar el periodo de renovación a 33 años; mientras que para índice de crecimiento de fugas  $A= 0.6 - 0.8 \text{ años}^{-1}$ , el periodo óptimo de renovación se acorta a tan solo 2 años. Este parámetro se determina año por año a través del número de incidencias ocurridas en la red (detectadas y reportadas), de tal forma, que refleja los problemas, deficiencias y deterioros que sufre la red durante su periodo de vida u operación. En tal sentido, al ser un parámetro intrínseco a los problemas inherentes de la red (antigüedad de la red, material de las tuberías, instalación, calidad de agua) y en menor medida a problemas relacionados a la gestión de operación y mantenimiento del sistema (renovación de redes, operación de válvulas, atención de incidencias, monitoreo de la red y control del ANF, programa de detección y localización de fugas), es de una dificultad muy alta poder determinar los factores de mayor importancia para el crecimiento de fugas en una red. Sin embargo,

este valor es posible cambiar si la renovación de la red se produce de manera integral, de forma que se eliminen todos los factores inherentes o propios a la red.

## **RECOMENDACIONES**

1. Así también, a fin de implementar una política activa de gestión activa y predictiva de mantenimiento de la red de agua se estima en el mediano plazo (5 a 10 años) deba implementarse la renovación del 30% de las redes secundarias restantes que comprenden al grupo en gran parte al grupo de prioridad 3 y (redes secundarias de AC entre 10 y 25 años)
2. Se recomienda implementar estudios complementarios mediante cámara de inspección televisiva, de manera que se determine con precisión las zonas y tramos de tuberías específicos que serán objeto de la renovación.
3. La EPS debería implementar para la renovación de las conexiones domiciliarias en las zonas donde también rehabilitará las redes secundarias, el sistema de conexión de toma en carga compuesta por una abrazadera con sistema auto perforante y tubería de polietileno que tiene la ventaja de no usar accesorios de unión ni la Corporation.
4. En las zonas con tráfico intenso (Avenidas o calles principales) o tubos principales, o que puedan causar altos niveles de perturbación durante la ejecución de las obras, se debería implementar la renovación de tuberías mediante técnicas "sin zanja".



## BIBLIOGRAFÍA

- Alegre, H., Baptista, J., Cabrera Jr., E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., y otros. (2006). *Performance Indicators for Water Supply Services. Second manual of Best Practices*. London: IWA.
- Almandoz, J., Cabrera, E., Arregui, F., Cabrera Jr., E., & Corbacho, E. (2005). Leakage Assessment through Water Distribution Network Simulation. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 131(6), 458-466.
- Arregui, F., Cabrera, E., & Corbacho, R. (2007). *Gestión integral de contadores de agua*. Instituto Tecnológico del Agua - Universidad Politécnica de Valencia.
- AWWA. (August de 2003). Applying worldwide BMPs in water loss control. *AWWA Water Loss Control Committee. Journal of the American Water Works Association*, 65-79.
- AWWA. (2004). Water Stats 2002 Distribution Survey. *American Water Works Association*.
- Cabrera, E., Almandoz, J., Arregui, F. y García-Serra, J. (1999). "Auditoría de Redes de Distribución de Agua". *Ingeniería del Agua*. Vol 6. Nº 4. Dic. 1999.
- Cabrera Marcel, E. (2006). *Alternativas y estrategias disponibles en la reducción de pérdidas*.
- Cabrera, E., & Almodoz, J. (2001). Programación óptima del mantenimiento, rehabilitación y renovación de redes. Valencia.
- Cabrera, E., Pardo, M. A., Cobacho, R., Arregui, F. J. y Cabrera, E. Jr. (2009). "Evaluation of Carbon Credits Saved by Water Losses Reduction in Water Networks". *Waterloss 2009*. ISBN 978-1-920017-38-5. Páginas 90-97.
- Cabrera, E., Pardo M. A., Cobacho, R. y Cabrera E. Jr., (2010). "Energy Audit of a water Distribution network". *Journal of Water Resources Planning and Management American Society of Civil Engineering*.
- CEDEX. (2006). *Guía Técnica sobre tuberías para el transporte del agua a presión* (3a Edición ed.). (Ministerio de Fomento, & Ministerio de Medio Ambiente, Edits.) España.

- Cromwell, J., & Speranza, L. (January 2007). *Asset management, too complicated? Just.*Journal AWWA.
- Deb, A. K., Snyder, J. K., Hammell, J. y Grablutz, F. (2009). "G.V. Loganathan's Legacy on Water Distribution system Asset Management". Journal of Water Resources Planning and Management, 135(4), 216-226.
- Di Federico, V., Cintoli, S., Paccioli, M., Vispi, P., Di Federico, I., Mazzacane, S., y otros. (2002). *A conceptual model for rehabilitation of water distribution Networks. VI simpósio Ítalo Brasileiro de engeharia Sanitária e Ambiental.* Obtenido de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/sibesa6/cxcviii.pdf>
- EPA (1973). "EPA's Position on the Health Implications of Airborne Lead". EPA Journal November 1973.
- EPA (2002). "Clean Water and Drinking Water Infrastructure Gap Analysis".
- Farley, M., & Trow, S. (2003). *Losses in Water Distribution Networks.*
- Hirner, W. (1997a). Technical, operational and economic performance indicators of water utilities. *Actas del IWSA Workshop on Performance indicator and distributions systems.*Lisboa: LNEC.
- Hu, Y., & Hubble, D. W. (15 de June de 2007). Factors contributing to the failure of asbestos cement water mains. *NRC Research Press Web site, Can J. Civ. Eng.* 34:608-621.
- Jimenez Aldana, M. (2003). *La sectorización hidráulica como estrategia de control de pérdidas en sistemas de acueducto.*
- Kleiner, Y., Adams, B., & Roger, J. (January 2001). Water distribution network renewal planning. *Journal of Computing in Civil Engineering v. 15 no. 1,* 15 -26.
- Lambert, A. (8(2) de April de 1994). Accounting for Losses: the bursts and background concept. *IWEM Journal,* 205-214.
- Lambert, A., Myers, S., & Trow, S. (1998). Managing Water Leakage, Economic and technical issues. *Financial Times Energy Report,* ISBN: 1 84083 011 5.
- Liemberger, R. (2005). Real Losses and Apparent Losses and the new W392 Guidelines from Germany. *Paper presented at the international Water Association Specialist Workshop, Radisson Resort.*

- Lindley, T. R., & Buchberger, S. G. (2002). Assessing intrusion susceptibility in distribution systems. *Journal American Water Works Association*, 94(6), 66 - 79.
- Luong, H. T., & Fujiwara, O. (2002). Fund allocation model for pipe repair maintenance in water distribution networks. *European Journal of Operational Research* N° 136, 403 - 421.
- Mackellar, S., & Pearson, S. (2003). *Nationally Agreed Failure Data and Analysis Methodology for Water Mains* (Vol. 1: Overview and Findings). London, UK: UK Water Industry Research.
- May, J. (October de 1994). Pressure dependen leakage. *World Water and Enviromental Engineering*.
- McKenzie. (2001). *Presmac, Pressure Management Program*. Obtenido de WRC Report N° TT 152/01: <http://www.wrc.org.za/downloads/report%20lists/web%20files/presmac/Presmac%20Rpt%20TT%20152-01.PDF>
- McKenzie, R., Seago, S., & Liemberger, R. (2007). *Benchmarking of losses form ptoble water reticulation systems - Results form IWA task team. Waterloss 2007*. Obtenido de [http://waterloss2007.com/pdf\\_vortraege/Montag/B2-2.pdf](http://waterloss2007.com/pdf_vortraege/Montag/B2-2.pdf)
- Najafi, M. y Gokhale, S. (2004). "Trenchless Technology, Pipeline and Utility Design, Construction, and Renewal". Ed. Mc Graw-Hill Companies Inc. ISBN 0-07- 142266-8.
- Newport, R. (1981). Factors influencing the occurrence of bursts in iron water mains. Severn Trent Water Authority, Great Britain. *Journal Aqua*, N° 3, 274 - 278.
- NRC. (1993). *Water Mains Break Data on Different Pipe Materials for 1992 and 1993*. (N. R. Candá, Ed.) Obtenido de [http://www.ipexinc.com/Content/en\\_ca/4\\_0\\_Thermo\\_Today/4\\_3\\_Economi e/Water\\_Mains\\_Break.pdf](http://www.ipexinc.com/Content/en_ca/4_0_Thermo_Today/4_3_Economi e/Water_Mains_Break.pdf)
- OFWAT. (2001). *Leakage and the Effcient use of Water*. Birmingham, England.
- Rajani, B. (2009). *Inspección y rehabilitación de tuberías de grandes diámetros*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

- RAJANI, B. (2009a). *Comportamiento de las redes de agua desde una perspectiva histórica.Rehabilitación y Renovación de tuberías de Agua*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Rajani, B. (2009b). Tuberías de fundición dúctil. *Rehabilitación y Renovación de tuberías de Agua. 9, 10 y 11 de Junio 2009*. ITA. Instituto Tecnológico del Agua. Universidad Politécnica de Valencia.
- Rajani, B. (2009c). Tuberías de Polietileno y PVC. En *Rehabilitación y Renovación de tuberías de Agua*. Instituto Tecnológico del Agua. Universidad Politécnica de Valencia.
- Rajani, B. (2009d). Funcionamiento de tuberías de materiales en desuso (fundición gresí y fibrocemento". En *Rehabilitación y Renovación de tuberías de Agua*. Instituto Tecnológico del Agua. Universidad Politécnica de Valencia.
- Rajani, B., & Kleiner, Y. (2003). *Protection of ductil iron water mains against external corrosion: review of methods and case stories*.Obtenido de National Research Council Canada: <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/ircpubs>
- Roustum, J., Doren, I., & 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.
- SEDAPAL. (2009). *Anuario Estadístico 2009*. Lima, Lima, Perú: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima S.A.
- SEDAPAL. (2009a). *Catastro Técnico 2009*. Lima: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado de Lima S.A.
- Shamir, U., & Howard, C. D. (1979). Analytical approach to scheduling pipe replacement. *Journal of AWWA*, 248-258.
- Spero, M. I. (1999). "Trenchless 101- For industrial applications." Proc., Underground Construction Technology, Int. Conf. and Exhibition, Houston.
- Thornton, J. (2003), "Managing Leakage by managing pressure: a practical approach". *Water* 21. October 2003, pp. 43-44.
- Thornton y Lambert (2005), "Progress in practical prediction of pressure: leakage

pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships". Proceedings of the Leakage 2005, Halifax, Canada. The world Bank Institute.

Tigue, S., Lee, T., McKim y Haas, R. (1999). "Traffic delay costs savings associated with trenchless technology". ASCE. Journal of Infrastructure Systems, 5(2):45-51.

Tigue, S., Knight, M., Papoutsis, D., Rodriguez, V. y Walker, C. (2002). "User Cost savings in eliminating pavement excavations using trenchless technology". Can. J. Civ. Eng. 29: 751-761.

Webber, J., Covey, J., King, M. (1989) "Asbestos in drinking water supplied through grossly deteriorated A-C pipe". Journal of the American Water Works Association, 18:80.

Zhao, J.Q., McDonald, S. E., y Rajani, B. (2001). "Guidelines for condition assessment and rehabilitation of large sewers". Institute for Research in construction. National Research Council Canadá. Ottawa.

Zhao, J.Q., y Rajani, B. (2002). "Construction and Rehabilitation Costs for Buried Pipe with a Focus on Trenchless Technologies". Institute for Research in construction. National Research Council Canadá. Ottawa. <http://www.irc.nrc-cnrc.gc.ca/ircpubs>.