

## CAPÍTULO XIII. REDES DE DISTRIBUCIÓN

### ÍNDICE

---

<b>1. PROYECTO DE LA RED .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. CONFORMACIÓN DE LA RED DISTRIBUIDORA .....</b>	<b>1</b>
<b>1.3. CONFORMACIÓN DE LAS POBLACIONES.....</b>	<b>2</b>
1.3.1. <i>Urbanas</i> .....	2
1.3.2. <i>Zona Rural y Periurbana</i> .....	2
<b>1.4. TIPOS DE INSTALACIONES BÁSICAS .....</b>	<b>3</b>
1.4.1. <i>Red Abierta, Ramificada o Arborescente</i> .....	3
1.4.2. <i>Red Cerrada o Mallada</i> .....	4
1.4.3. <i>Redes Sectorizadas</i> .....	4
<b>1.5. APRECIACIONES INICIALES RESPECTO A FACTORES DE FUNCIONAMIENTO Y ECONÓMICOS. GARANTÍAS DE SUMINISTRO Y CALIDAD .....</b>	<b>5</b>
<b>1.6. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE RED .....</b>	<b>6</b>
<b>1.7. CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>6</b>
<b>1.8. CUANTIFICACIÓN DE CONSUMOS DE UNA POBLACIÓN .....</b>	<b>8</b>
1.8.1. <i>Uso Doméstico</i> .....	8
1.8.2. <i>Uso Industrial y Comercial</i> .....	8
1.8.3. <i>Uso Público</i> .....	9
1.8.4. <i>Pérdidas y Derroches</i> .....	9
<b>1.9. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO, PARA EL CÁLCULO DE LOS CONSUMOS .....</b>	<b>11</b>
1.9.1. <i>Genéricos</i> .....	11
1.9.2. <i>Específicas Situaciones Intrínsecas al Proyecto en Estudio</i> .....	12
1.9.2.1. <i>Situaciones Especiales</i> .....	13
<b>1.10. UBICACIÓN Y ALTURA DEL TANQUE.....</b>	<b>14</b>
<b>1.11. CONSUMO PER CÁPITA. DOTACIONES DE CÁLCULO .....</b>	<b>14</b>
<b>1.12. CAUDALES CARACTERÍSTICOS A CONSIDERAR .....</b>	<b>15</b>
<b>1.13. OTRAS VARIACIONES DEL CAUDAL EN RED .....</b>	<b>17</b>

<b>1.14. COEFICIENTES <math>\alpha</math>, <math>\alpha_1</math> Y <math>\alpha_2</math></b>	<b>17</b>
<b>2. PRESIONES</b>	<b>20</b>
<b>2.1. PRESIÓN MÍNIMA DE SERVICIO</b>	<b>20</b>
<b>2.2. PRESIONES MÁXIMAS</b>	<b>25</b>
<b>2.3. POSIBLES SITUACIONES CON PRESIONES ANÓMALAS</b>	<b>25</b>
<b>3. CÁLCULO DE DIMENSIONAMIENTO</b>	<b>27</b>
<b>3.1. DEFINICIONES</b>	<b>27</b>
3.1.1. <i>Tipos de Cañerías</i>	27
3.1.2. <i>Nudos</i>	27
3.1.3. <i>Tramo</i>	27
3.1.4. <i>Malla</i>	27
3.1.5. <i>Redes Abiertas o Ramificadas</i>	28
3.1.6. <i>Redes Cerradas</i>	28
3.1.7. <i>Gasto Hectométrico y Gasto en Ruta</i>	29
3.1.7.1. <i>Cálculo de un Tramo</i>	29
3.1.8. <i>Otras Formas de Determinar el Gasto en Ruta</i>	32
3.1.8.1. <i>Método de la Superficie Correspondiente a Cada Tramo o Carga Superficial</i>	32
3.1.8.2. <i>Método de las Viviendas Asignadas a Cada Tramo o Densidad de Viviendas</i>	32
<b>3.2. ECUACIONES DISPONIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS MALLAS</b>	<b>33</b>
3.2.1. <i>Ecuación de Continuidad</i>	33
3.2.2. <i>Teorema de Bernoulli</i>	33
<b>3.3. SISTEMAS DE ECUACIONES</b>	<b>34</b>
<b>3.4. MÉTODO DE RESOLUCIÓN DEL SISTEMA DE ECUACIONES</b>	<b>35</b>
3.4.1. <i>Método de Hardy Cross</i>	35
3.4.2. <i>Método de Raphson - Newton</i>	37
3.4.3. <i>Método de Linealización de las Ecuaciones</i>	40
<b>3.5. PROGRAMAS NO COMERCIALES</b>	<b>40</b>
<b>3.6. DIÁMETRO MÍNIMO</b>	<b>53</b>
<b>3.7. REDES ABIERTAS</b>	<b>54</b>
<b>3.8. CÁLCULO APROXIMADO DE MALLAS POR EL MÉTODO DE LOS PUNTOS DE EQUILIBRIO</b>	<b>56</b>
<b>3.9. CÁLCULO POR EL MÉTODO DE LAS ÁREAS</b>	<b>64</b>
<b>3.10. EJECUCIÓN DEL PROYECTO DE LA RED POR ETAPAS</b>	<b>66</b>
3.10.1. <i>Demora del Diseño del Radio Servido Futuro</i>	67
3.10.2. <i>Confección Integral de Todo el Proyecto</i>	68
3.10.3. <i>Selección del Criterio</i>	68
<b>4. ELEMENTOS QUE INTEGRAN UNA RED</b>	<b>69</b>
<b>4.1. TUBERÍAS</b>	<b>70</b>
<b>4.2. PIEZAS ESPECIALES</b>	<b>70</b>
<b>4.3. VÁLVULAS</b>	<b>71</b>
4.3.1. <i>Válvulas de Cierre</i>	71

4.3.2. Válvulas Reductoras de Presión .....	72
4.3.3. Válvulas de Aire.....	73
4.3.4. Válvula (Cámara de Desagüe).....	73
4.3.5. Hidrante.....	73
4.3.6. Toma Motobomba .....	75
4.4. SURTIDORES PÚBLICOS.....	77
<b>5. CONSTRUCCIÓN DE LA RED .....</b>	<b>78</b>
5.1. ZANJEOS .....	78
5.2. PRUEBAS HIDRÁULICAS.....	81
5.3. DERIVACIONES .....	81
5.4. DESINFECCIÓN .....	82
5.5. LOCALIZACIÓN DE NUDOS Y SUS PIEZAS ESPECIALES.....	83
<b>6. CONEXIONES DOMICILIARIAS.....</b>	<b>84</b>
6.1. ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN .....	85
6.1.1. Elementos de Unión a la Cañería Distribuidora .....	85
6.1.2. Cañería de Nexo Externa y Férula .....	86
6.1.3. Llave Maestra.....	87
6.1.4. Caja Para Alojar el Conjunto Llave Maestra – Medidor.....	88
6.1.5. Medidor .....	88
6.1.6. Cañería de Nexo Interna .....	88
6.1.7. Llave de Paso Interna .....	88
6.1.8. Tanque Domiciliario .....	89
6.2. CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA CONEXIÓN DOMICILIARIA.....	91
6.2.1. Determinación de la Presión Disponible .....	91
6.2.2. Determinación del Gasto de la Conexión .....	92
6.2.3. Diámetro de la Conexión Domiciliaria.....	93
6.3. MATERIALES .....	98
6.4. INSTALACIÓN DE LA CONEXIÓN SIN INTERRUMPIR EL SERVICIO.....	98
<b>7. SISTEMAS DUALES Y USO DE AGUA RECUPERADA.....</b>	<b>100</b>
7.1. PANORAMA ACTUAL. USO DE AGUA RECUPERADA .....	101
7.2. FACTORES QUE CONDICIONAN EL USO DE SISTEMAS DUALES.....	102
7.2.1. Recursos Limitados de Agua.....	102
7.2.2. Capacidad de la Fuente Limitada .....	102
7.2.3. Fuentes Contaminadas.....	102
7.2.4. Tratamiento Terciario de los Desagües .....	102
7.3. FUENTES DE AGUA NO POTABLE.....	103
7.4. CLASIFICACIÓN DE LOS USOS PARA EL AGUA NO POTABLE .....	103
7.4.1. Uso Público.....	103
7.4.2. Usos Industriales o Comerciales.....	104
7.4.3. Usos Residenciales.....	104
7.5. CATEGORÍAS DE REUSO .....	104

7.5.1. Reuso Urbano Irrestringido .....	104
7.5.2. Reuso Urbano Restringido.....	105
7.5.3. Riego Para Cultivos de Alimentos de Uso Humano.....	105
7.5.4. Riego Para Cultivos Generales .....	106
7.5.5. Reuso Recreacional Irrestringido.....	106
7.5.6. Reuso Recreacional Restringido.....	106
7.5.7. Reuso en el Medio Ambiente.....	106
7.5.8. Reuso Industrial.....	106
<b>7.6. REQUERIMIENTOS DE ALMACENAMIENTO .....</b>	<b>106</b>
<b>7.7. ZONAS DE RESGUARDO .....</b>	<b>107</b>
<b>7.8. DISEÑO .....</b>	<b>107</b>
7.8.1. Diagramas de Flujo.....	107
<b>7.9. DEMANDA DE AGUA NO POTABLE.....</b>	<b>110</b>
7.9.1. Demanda Urbana .....	110
<b>7.10. REQUISITOS DE CALIDAD.....</b>	<b>113</b>
<b>8. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO .....</b>	<b>114</b>
<b>8.1. REGLAS A APLICAR .....</b>	<b>114</b>
<b>8.2. FRECUENCIA DE LOS MONITOREOS Y CONTROLES A REALIZAR.....</b>	<b>116</b>
8.2.1. Análisis Físico-Químicos y Bacteriológicos.....	116
8.2.2. Localización de Pérdidas y Fugas .....	116
8.2.2.1. Pruebas de la Presión en la Red .....	117
8.2.2.2. Pruebas de Caudal .....	117
8.2.2.3. Reconocimientos de Fugas.....	119
8.2.3. Registros de Mantenimiento.....	120
8.2.4. Limpieza de Cañerías .....	121
8.2.5. Equipos y Repuestos .....	122
<b>9. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>123</b>

## TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Presión requerida en vereda para alimentar edificios en forma directa (según norma españolas NTE-IFA-1975).....	<b>22</b>
<b>Tabla 2.</b> Presiones mínimas según número de habitantes en España .....	<b>22</b>
<b>Tabla 3.</b> Presiones en la red en función del número de pisos para permitir alimentación directa de red .....	<b>22</b>
<b>Tabla 4.</b> Pérdidas totales en manguera .....	<b>24</b>
<b>Tabla 5.</b> Coeficientes de pérdidas para los accesorios más comunes.....	<b>45</b>
<b>Tabla 6.</b> Velocidades máximas [m/s] en redes .....	<b>53</b>
<b>Tabla 7.</b> Velocidades y caudales en función del diámetro según la ex O.S.N. ....	<b>54</b>
<b>Tabla 8.</b> Diámetros de desagüe en función del diámetro de la cañería .....	<b>73</b>
<b>Tabla 9.</b> Ancho de zanja en función del diámetro de la tubería.....	<b>80</b>
<b>Tabla 10.</b> Gasto l/seg. correspondiente a las distintas conexiones y cañerías .....	<b>95</b>
<b>Tabla 11.</b> Directrices tentativas de calidad microbiológica para el reuso de aguas residuales en la agricultura .....	<b>105</b>
<b>Tabla 12.</b> Clasificación de la demanda urbana .....	<b>111</b>
<b>Tabla 13.</b> Usos promedio, máximo y mínimo.....	<b>111</b>
<b>Tabla 14.</b> Composición del uso interno residencial .....	<b>112</b>

## FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Tipos de redes .....	4
<b>Figura 2.</b> Ejemplo variación del consumo durante el año / días del año .....	17
<b>Figura 3.</b> Variación del consumo horario .....	18
<b>Figura 4.</b> Alimentación de artefactos (según OSN) .....	20
<b>Figura 5.</b> Alimentación de tanques (según OSN) .....	21
<b>Figura 6.</b> Alimentación de tanques (según OSN) .....	21
<b>Figura 7.</b> Nudos, tramos y mallas .....	28
<b>Figura 8.</b> Red abierta.....	28
<b>Figura 9.</b> Representación de la pérdida de carga en un tramo.....	29
<b>Figura 10.</b> Pérdidas de energía entre 1 y 2.....	31
<b>Figura 11.</b> Circuito cerrado. Pérdidas de energía .....	34
<b>Figura 12.</b> Método de Raphson - Newton .....	38
<b>Figura 13.</b> Curva de una bomba con el rango de caudales ampliado .....	43
<b>Figura 14.</b> Influencia de la velocidad relativa (n) sobre la curva de una bomba.....	44
<b>Figura 15.</b> Curva de modulación de la demanda .....	47
<b>Figura 16.</b> Red abierta con 14 nudos y 13 tubos .....	55
<b>Figura 17.</b> Trazado de las mallas .....	58
<b>Figura 18.</b> Línea piezométrica en una tubería .....	60
<b>Figura 19.</b> Piezométrica de los ramales.....	62
<b>Figura 20.</b> Clasificación de los ramales .....	63
<b>Figura 21.</b> Planilla de cálculo de una red .....	64
<b>Figura 22.</b> Esquema de red de distribución .....	65
<b>Figura 23.</b> Símbolos para representar los elementos integrantes de una red.....	69
<b>Figura 24.</b> Simbología para representar distintos materiales con que se fabrican tuberías para agua.....	70
<b>Figura 25.</b> Ubicación de válvulas de cierre en red .....	72
<b>Figura 26.</b> Hidrante a bola.....	74
<b>Figura 27.</b> Hidrante a resorte .....	74
<b>Figura 28.</b> Conexión para hidrante.....	75
<b>Figura 29.</b> Toma de motobomba.....	76
<b>Figura 30.</b> Cámara para toma de motobombas .....	76
<b>Figura 31.</b> Tapada en zanjas.....	79
<b>Figura 32.</b> Sección típica de zanjas .....	79
<b>Figura 33.</b> Conformación paredes de la excavación.....	80
<b>Figura 34.</b> Conexión domiciliarias para una cañería de agua distribuidora en calzada (con medidor y llave maestra en vereda) .....	84
<b>Figura 35.</b> Conexión domiciliaria para una cañería de agua distribuidora en la misma vereda (conexión corta) y medidor y llave maestra en vereda .....	85
<b>Figura 36.</b> Conexión domiciliaria para una cañería de agua distribuidora en la vereda opuesta (conexión larga) y medidor y llave maestra en vereda .....	85
<b>Figura 37.</b> Abrazadera tipo silla y estribo.....	86
<b>Figura 38.</b> Abrazadera en PVC .....	86
<b>Figura 39.</b> Férula .....	87
<b>Figura 40.</b> Llave maestra.....	87
<b>Figura 41.</b> Caja para llave maestra y medidor en vereda .....	88
<b>Figura 42.</b> Llave de paso.....	89
<b>Figura 43.</b> Ubicación de tanques respecto a los muros.....	90
<b>Figura 44.</b> Mejoras en los tanques no herméticos .....	91
<b>Figura 45.</b> Determinación de la presión disponible .....	92
<b>Figura 46.</b> Máquinas de roscar con cierre.....	99
<b>Figura 47.</b> Máquina de roscar para grandes conexiones.....	99
<b>Figura 48.</b> Sistemas superpuestos.....	107
<b>Figura 49.</b> Planta de tratamiento de agua recuperada .....	108
<b>Figura 50.</b> Agua recuperada de calidad extrema .....	109
<b>Figura 51.</b> Tratamientos adicionales localizados .....	110

<b>Figura 52.</b> Prueba típica de gasto de un grupo de hidrantes .....	<b>118</b>
<b>Figura 53.</b> Montaje del manómetro para medir la presión en la red.....	<b>118</b>



## 1. PROYECTO DE LA RED

### 1.1. INTRODUCCIÓN

En un sistema de abastecimiento de agua las redes distribuidoras tienen como finalidad conducirla desde el o los puntos de ingreso a las mismas hasta los usuarios.

El agua distribuida puede tener los siguientes usos:

- Doméstico o residencial
- Comercial
- Industrial
- Público
- Misceláneos (incluyendo entre ellos los no contabilizados).

Entre los objetivos a cumplir por el sistema de distribución se pueden mencionar:

- Asegurar el suministro de agua para las finalidades de consumo doméstico.
- Asegurar el suministro de agua para los distintos usos permitidos y convenidos en comercios, industrias, establecimientos e insumos especiales de carácter temporario que tengan acceso a la red.
- Abastecer necesidades de hospitales, cuarteles, cementerios, cárceles y otros edificios públicos.
- Asegurar el riego de espacios verdes, riego de calles, llenado de piletas y fuentes y otros elementos ornamentales que así se haya establecido.
- Disponer de agua para hacer frente a eventuales situaciones de emergencia generadas por incendios u otras contingencias.
- Disponer de agua para pruebas y limpieza de las cañerías.

### 1.2. CONFORMACIÓN DE LA RED DISTRIBUIDORA

La red está formada por un conjunto de cañerías de diversos diámetros y materiales, piezas especiales y accesorios, situadas preferentemente bajo veredas y calles públicas, a fin de evitar gestiones ante propietarios particulares en caso de tener que efectuar reparaciones.

Si se plantean estos casos la situación debe resolverse mediante el recurso de establecer una servidumbre de paso en el terreno del particular, de modo tal de garantizar el ingreso del personal de servicio y mantenimiento a dicha instalación.

### **1.3. CONFORMACIÓN DE LAS POBLACIONES**

#### **1.3.1. Urbanas**

Para decidir tanto los tipos de redes a instalar, como la forma de que las mismas vayan adecuándose, a lo largo del tiempo y del espacio, al desarrollo urbano y demográfico deben observarse las características propias de los asentamientos a los cuales se les proyecta proveer de agua.

Los aspectos urbanísticos de la población de que se trata, su ubicación y relación con otras aglomeraciones urbanas, las características socio-económicas y las posibilidades de expansión son factores decisivos a considerar para el proyecto.

En general, en la Argentina el desarrollo de las ciudades ha seguido el criterio de amanzanamientos, con calles generalmente paralelas y perpendiculares entre sí, conformando tramas urbanas muy definidas.

Estos tipos de poblaciones se prestan para conseguir en ellos trazados adecuados de las redes de agua.

Sin embargo, hay numerosas localidades que por su forma de crecimiento o por su misma conformación geográfica no siguen el esquema tradicional y típico de la división en manzanas, lo que obliga a analizar con mayor detalle diversas alternativas del trazado de las redes a fin de optimizar la solución desde el punto de vista de la mejor prestación del servicio.

En algunos casos son factores topográficos dados por la existencia de grandes desniveles, que hacen que la población se desarrolle siguiendo curvas de nivel; o el caso de la existencia de ríos, con el crecimiento poblacional siguiendo o aun determinando de alguna manera el curso del mismo; o la existencia de rutas, líneas de ferrocarril, cursos de agua u otros accidentes geográficos que condicionan el crecimiento de las áreas urbanas.

En otros casos la existencia de centros de atracción de mano de obra puede hacer que la población se radique en forma no programada lo que hace más complicado el proyecto de la red de distribución de agua.

No puede dejar de considerarse el caso de los barrios parque y los countries o clubes de campo, donde por razones urbanísticas y paisajistas se evitan los trazados convencionales en damero.

#### **1.3.2. Zona Rural y Periurbana**

La conformación de la red de distribución para una zona rural o periurbana tiene que atender distintas circunstancias, tales como:

- La problemática generada por la baja densidad demográfica que existe en esas zonas, la que implica con frecuencia importantes distancias entre pobladores aislados, o núcleos reducidos.
- Una disposición de calles muchas veces anárquicas.

Estos problemas generan planteos que obligan a analizar cuidadosamente la modalidad de entrega de agua a estas poblaciones aisladas. Una de las precauciones a tomar es que durante el lapso previsto para el período de diseño, es posible que esas zonas se desarrollen, cambiando a veces la disposición en planta de sus mismas calles, o generando otras que no existían previamente. También habrá en consonancia con lo anterior, una densificación de la población, que deberá tenerse en cuenta desde el primer momento a los fines de realizar correctamente el proyecto.

Dadas las características geográficas de muchas de estas localidades se hace difícil prever para este tipo de asentamientos humanos la entrega de agua con redes de mallas cerradas. Es por esto que habitualmente la distribución se proyecta mediante sistemas ramificados.

Normalmente es el mejor modo de resolver el problema, ya que en casi todos los casos habrá una calle más importante que las demás que tener en cuenta y la ausencia de arterias abiertas laterales que conformen amanzanamientos, impedirá la ejecución de cierres de malla, para alcanzar el sistema de redes cerradas.

Una manera alternativa de dotar de agua potable a los habitantes de la zona rural o periurbana es mediante los denominados grifos públicos aunque en la República Argentina son pocos los casos de utilización por razones socio-culturales.

En el Anexo I – Población Rural y Dispersa del presente trabajo se ha desarrollado el tema en profundidad.

## 1.4. TIPOS DE INSTALACIONES BÁSICAS

- Red abierta, ramificada o arborescente
- Red mallada o cerrada

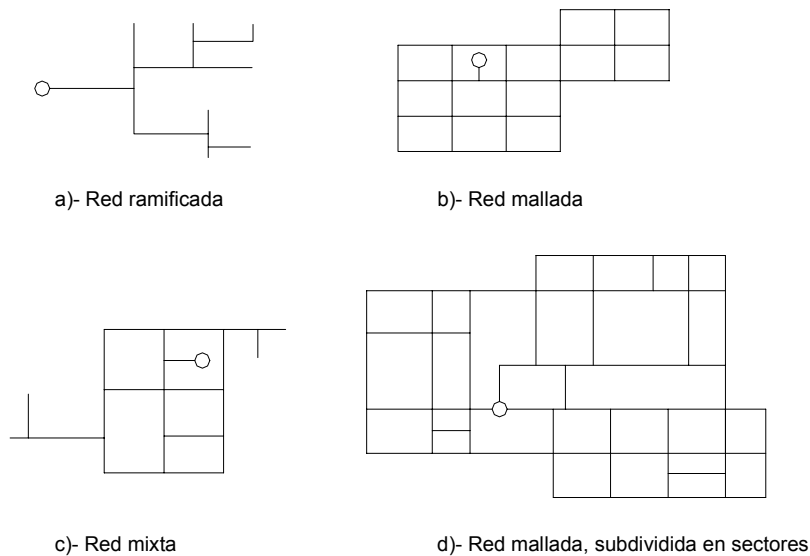
### 1.4.1. Red Abierta, Ramificada o Arborescente

La red ramificada, ver **Figura 1a** comienza en el punto donde la cañería principal de alimentación a la población se bifurca en dos o más tuberías, las cuales a su vez vuelven a ramificarse y así sucesivamente.

Lo típico de esta red y que la caracteriza, es que sólo es posible que el agua realice su recorrido en una sola dirección, desde la alimentación hasta llegar a cada usuario. Es perfectamente identificable ese sentido, y no hay modo que el usuario reciba el agua de otra forma. Los escurrimientos son unidireccionales para cada punto de la red.

Una peculiaridad de este tipo de redes es la existencia de un número importante de puntos terminales, es decir de extremos finales de las cañerías, hasta donde el agua llega sin posibilidad de circulación, salvo por el consumo singular de los usuarios en ese lugar.

Esto se materializa en la práctica con una pieza especial que se coloca para taponar el orificio del caño.



**Figura 1.** Tipos de redes

#### 1.4.2. Red Cerrada o Mallada

La red mallada, ver **Figura 1b** tiene cañerías conectadas entre sí, de forma tal que el agua puede llegar hasta un punto determinado siguiendo varios caminos posibles.

Esto implica que la circulación del líquido esté determinada por el estado de presiones de la red y se realice en una u otra dirección en cada punto (posibilidad bidireccional) para una cañería perteneciente a una red mallada.

Desde el punto de vista de la calidad del servicio son más seguras que las arborescentes, pero su cálculo se complica y deben tomarse más variables para su resolución.

Casos intermedios, entre las redes malladas y las arborescentes son frecuentes, (ver **Figura 1c**) coexistiendo mallas cerradas con zonas de red ramificada, en particular en las zonas periurbanas y zonas en vías de expansión.

#### 1.4.3. Redes Sectorizadas

Un caso especial de las redes malladas lo constituyen las redes subdivididas en sectores, ver **Figura 1d**), cada uno de ellos conformados por una red mallada abastecida en forma directa e interconectados entre sí por un número reducido de interconexiones, que normalmente se mantienen cerradas.

La sectorización de una red es siempre necesaria cuando la topografía es variada con grandes desniveles que obligan a una reducción de las presiones por zona.

La sectorización es además indispensable en todos los casos, cuando deben hacerse estudios de balances hídricos para determinar el agua no contabilizada y, en particular, para estudios pitométricos relacionados con detección de flujos. En estos casos es conveniente que un sector no exceda de 2000 habitantes.

La sectorización permite asimismo evitar excesivos cruces de rutas, ferrocarriles, ríos, arroyos, etc.

Los diseños de nuevas redes deben responder, cuando sea posible, a un esquema mallado y sectorizado, considerando como límites de los sectores la existencia de líneas de ferrocarril, rutas y calles de alto tránsito, accidentes geográficos, etc.

### **1.5. APRECIACIONES INICIALES RESPECTO A FACTORES DE FUNCIONAMIENTO Y ECONÓMICOS. GARANTÍAS DE SUMINISTRO Y CALIDAD**

La garantía de continuidad del suministro, es superior en la red mallada, pues aún en caso de rotura de una tubería, se puede mantener el servicio a casi la totalidad de la población, siempre que existan suficientes válvulas de corte que permitan aislar un sector relativamente pequeño de la red.

En este caso el agua llegará al resto de la población siguiendo itinerarios distintos de los previstos cuando el funcionamiento es normal. Quizás algunos tramos queden sobrecargados y tengan pérdidas de carga mayores, pero esto es transitorio y permite la entrega temporaria de agua a sectores que en el caso de haberse utilizado redes ramificadas, no hubieran podido recibir la dotación que les corresponde.

La red ramificada es más corta que la red cerrada, a igualdad de zona servida. Por lo tanto, aparece como más conveniente, considerando la inversión que requiere la instalación inicial, pero en general no resulta de esa manera si se consideran las ventajas que tiene la red mallada en cuanto a los niveles de eficiencia posibles de conseguir.

La red mallada genera mayor costo inicial, pero con ello se logra indudablemente otra calidad de servicio en la red, por cuanto minimiza las posibilidades de corte de suministro a un grupo importante de usuarios por eventuales roturas de tuberías. Por ello no son directamente comparables entre sí ambos sistemas de distribución desde el punto de vista económico.

Por otra parte, lograr que los caudales adecuados para mantener el servicio lleguen, con presión suficiente, a todos los puntos en los cuales se deba atender la demanda, incluso en casos de avería, será el resultado de un proyecto correctamente estudiado.

Otro aspecto importante a considerar en la opción entre ambos sistemas de distribución es la preservación de la calidad del agua entregada a cada usuario. Los tratamientos del agua normalmente no impiden que sigan existiendo partículas sólidas muy pequeñas, de tamaños casi siempre inferiores al micrón, que pueden terminar de flocular y por lo tanto pasibles de sedimentar dentro de la red. Estos flóculos se acumulan en los puntos de velocidad baja o nula.

Los puntos más peligrosos son los extremos de cañería, especialmente en los casos que los usuarios ubicados en el sector no tengan mucho consumo, o hayan disminuido el

mismo por un tiempo. Pueden depositarse barros que logran consumir el cloro residual que debe existir para impedir posibles contaminaciones internas en los domicilios o en la misma red. Si un usuario del final de la red utiliza agua en esta situación, es probable que no pueda garantizarse totalmente su calidad física ni microbiológica.

A las consideraciones anteriores hay que agregar las que puedan producir ingresos accidentales de elementos contaminantes en los tramos sin circulación.

Por ello, como solución paliativa, deben preverse desagües o hidrantes que actúen como tales, en consonancia con dichos puntos, operados con la asiduidad que se establezca en el programa de mantenimiento y operación.

En una red mallada el problema disminuye por cuanto el mismo permite una distribución de velocidades más armónica que con el sistema ramificado, y por lo tanto se logra mantener prácticamente el grado de suspensión que estos sólidos presentaban a la salida de la planta potabilizadora, sin generar en consecuencia, los problemas mencionados tanto de acumulación de lodos, como de consumo de cloro.

## **1.6. CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE RED**

Al programarse el tendido de las cañerías, deben considerarse factores que gravitan en la planificación de la obra a desarrollar. No solamente debe ser analizada la población a servir, sino también las distintas alternativas de horizontes de proyecto.

Las características topológicas de la localidad y las singularidades como vías de ferrocarril, viaductos, cursos de agua, calles pavimentadas, veredas, servicios públicos existentes, arbolados, datos de reordenamiento urbanístico y la previsión de expansión de otros servicios, deben ser parte de los datos de partida para la toma de decisiones respecto a la red a proyectar.

Especialmente debe tenerse en cuenta la existencia de redes de abastecimiento de agua en servicio y redes e instalaciones correspondientes a otros servicios.

Se hace notar que es conveniente la adopción de redes malladas subdividida por sectores, para el diseño de nuevas redes y la optimización de redes existentes.

## **1.7. CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA EL DISEÑO<sup>1</sup>**

Las más importantes son:

- 1). Determinar la población actual y futura.
- 2). Definir la zona geográfica a servir actual y futura.
- 3). Recopilar datos meteorológicos generales, promedios de temperaturas máximas y mínimas. Posibilidad de heladas, etc.

---

<sup>1</sup> Si bien este tema y otros del presente Capítulo se analizan extensamente en el Capítulo II Estudios Previos, aquí se desarrollan sintéticamente para dar unidad a la exposición.

- 4). Determinar la densidad de población actual.
- 5). Definir el período de diseño.
- 6). Calcular la población futura en el área y la densidad demográfica en las distintas sub-áreas.
- 7). Analizar los Planes de Urbanización y Códigos Municipales de Ordenamiento Territorial y de Edificación existentes.
- 8). Determinar si será la ampliación de un sistema existente, en cuyo caso se deberá conocer la presión en el punto o puntos de empalme, estudiar si se deberá ejecutar un tanque elevado, o prever bombeos y analizar simultáneamente la conveniencia de adoptar otras medidas vinculadas con el sistema de provisión de agua (colocación de medidores, programas de educación sanitaria, etc.).
- 9). Determinar los consumos industriales y comerciales en el área a servir.
- 10). Determinar consumos diferenciados o usos puntuales de importancia, la localización de consumos para abastecimiento de industrias habilitadas, riegos de parque o jardines de gran extensión, etc.
- 11). Determinar si son coincidentes los consumos con los horarios de producción.
- 12). Determinar en los casos que correspondan, los consumos por grifos públicos.
- 13). Determinar si hay dentro del radio servido posibilidad de utilizar fuentes de aguas subterráneas para ciertos consumos pico. En ese caso, analizar si utilizar esta fuente resulta más conveniente desde el punto de vista económico, que la ampliación de la red. Esta alternativa puede ser solución para época estivales, por ejemplo, permitiendo un refuerzo de las dotaciones para períodos de consumo elevado.
- 14). Establecer dentro del período de diseño la ejecución de las instalaciones en etapas en función de horizontes parciales futuros. Señalar la zona que se estima debe ser servida en la primer etapa.
- 15). Determinar los accidentes y singularidades que se deban atravesar con la red, tales como cruces de ferrocarriles, cursos de agua, rutas nacionales o provinciales, etc.
- 16). Determinar en las calles donde se plantee la red los tipos de calzadas y veredas existentes con indicación de anchos y pavimentos, existencia de banquetas, planes de pavimentación, etc. Indicar la presencia de árboles, postes de alta y media tensión, cámaras, etc. y toda otra singularidad tanto visible como oculta que pueda afectar la instalación.
- 17). Determinar otros usos de la vía pública (servicios públicos existentes) y planes de canalización subterránea, si los hubiere, incluyendo el estudio de la posible ejecución de galerías de servicios sobre calles muy transitadas.
- 18). Prever para las zonas industriales si se debe o no priorizar entregas a los usuarios domiciliarios en función de las fuentes disponibles y de la misma red.
- 19). Estudiar la posibilidad de reusos de líquidos pluviales, residuales domésticos (reclaimed water) e industriales dentro de las zonas urbanas. Calcular la posible

incidencia de este reuso en los caudales de la red de agua potable. Según los casos , prever la ejecución de redes para la provisión de aguas residuales tratadas.

- 20). Analizar el uso de fuentes alternativas de baja calidad para consumo no humano que impliquen la ejecución de redes paralelas de aguas no potables (aguas para usos específicos).

## 1.8. CUANTIFICACIÓN DE CONSUMOS DE UNA POBLACIÓN

Se pueden considerar los consumos en función de los posibles destinos del agua. Una clasificación útil es considerar dichos consumos como:

- Uso doméstico
- Uso industrial y comercial
- Uso público
- Pérdidas y derroches

### 1.8.1. *Uso Doméstico*

Consumo doméstico es el que se produce dentro de los domicilios en las tareas cotidianas como ser bebida, cocina, lavado, uso de artefactos sanitarios, higiene, etc.

Para núcleos urbanos con zonas de distintas características debe considerarse para cada una de ellas la distribución del consumo de acuerdo a las condiciones locales. A simple título informativo se puede considerar los siguientes porcentajes como representativos de la distribución de los consumos domésticos en zonas de mediana capacidad económica.

Lavado de autos	1 %
Lavado de pisos	3 %
Lavado de ropas	15 %
Lavado de vajilla	6 %
Sanitarios	40 %
Aseo personal	30 %
Bebida y cocina	5 %

En Argentina se estima que normalmente el consumo doméstico oscila entre el 40 al 60 % del total del agua entregada a una población típica.

### 1.8.2. *Uso Industrial y Comercial*

Para uso industrial y comercial se considera comúnmente que en Argentina se consume entre un 15 a un 40 % del total del agua distribuida.

Las industrias pueden consumir en realidad más agua de la que surgiría sencillamente de la aplicación del porcentaje mencionado. Lo que sucede es que por lo general las grandes industrias disponen de fuentes propias, además del servicio público que provee agua a la población, que en las industrias se utiliza primordialmente para bebida y servicios higiénicos.

La reglamentación actual privilegia el uso doméstico sobre los restantes. Por ello es que surge la necesidad de las industrias importantes de contar con otras fuentes de abastecimiento para sus procesos de fabricación.

Sin embargo un gran número de pequeñas industrias y establecimientos comerciales ubicados dentro de los radios servidos por redes en las ciudades, utilizan volúmenes de agua que deben considerarse en el total a entregar. En especial panaderías y en general todas las industrias relacionadas con la alimentación, y otras pequeñas industrias, talleres, fábricas de tejidos, etc., deben ser tenidas en cuenta al estimar la demanda.

En ciudades muy industrializadas con unidades productivas importantes, puede este consumo ser muy superior al doméstico. En este caso se deben analizar alternativas que contemplen esta situación, que si son económicamente viables pueden incidir substancialmente en la previsión del caudal de cálculo. Asimismo no debe dejar de considerarse como alternativa la ejecución de sistemas duales.

### **1.8.3. Uso Público**

El consumo por uso público es el gasto de agua generado en lugares oficiales y para distintos usos generales y variados. Ejemplos son el riego de parques y jardines comunales, usos en hospitales públicos, escuelas, comisarias, municipalidades, cementerios, cuarteles, cárceles, etc.

### **1.8.4. Pérdidas y Derroches**

Se puede establecer una diferencia conceptual entre lo que es pérdida y derroche.

La palabra pérdida se reserva para los escapes de agua debidos a averías o mala instalación. La palabra derroche se utiliza en general para indicar un inadecuado comportamiento en el uso del agua.

Causales típicas de derroches por los usuarios son riegos indiscriminados de jardines, con dotaciones muy superiores a las necesarias, o el lavado de autos, también sin tener el mínimo cuidado con los caudales que se utilizan.

Como ejemplo se puede indicar que si en un domicilio se produce una avería que permite un escape de agua, ello constituye una pérdida interna o domiciliaria. Pasado un tiempo prudencial y no solucionada la misma, esto ya puede considerarse no únicamente una pérdida, sino un derroche producido por el ocupante responsable de la reparación.

Por otra parte, puede haber derroches, asimismo, en las redes mismas de distribución debido a defectuosa operación o descuidos.

En lo que respecta a las pérdidas un primer tipo se originan en las juntas de las tuberías. Deben minimizarse con el uso de materiales y técnicas de instalación adecuados, además de exigencias de inspección que permitan asegurar la calidad de la tarea. Para esto al completar la ejecución de las redes se deben realizar pruebas de funcionamiento y estanqueidad normatizadas que permiten detectar estas pérdidas, fijando tolerancias máximas que no deben ser sobrepasadas.

Otras pérdidas se producen por roturas en las cañerías, en las acometidas domiciliarias y en los órganos de control de la red, como ser válvulas, etc.

Estas pérdidas muchas veces se magnifican en invierno y generalmente de noche, por el incremento de presiones por existencia en algunas poblaciones de redes, con alturas estáticas muy altas en determinadas zonas de las mismas.

Los organismos responsables de los servicios y, por ende, del mantenimiento de los sistemas, deberán impedir que dichas pérdidas, se conviertan también en una dilapidación al no solucionarlas a tiempo.

Desde otro punto de vista las pérdidas y derroches que ocurren en una ciudad tienen dos orígenes:

- En la misma red de distribución.
- Las que se producen ya entregada al usuario.

Se las consideran pérdidas externas o internas, respectivamente.

En la práctica es imposible impedir en forma total las pérdidas en un sistema. Ello sería conseguir una eficiencia del 100 %. Lo que hay que tratar de lograr es la máxima eficiencia minimizando los caudales perdidos.

Los consumos por pérdidas y derroches en la red pueden ser del orden de un 20% a un 30% o más, según la vida útil de las instalaciones y pueden disminuirse hasta valores de un 10 a 15%, dependiendo de los equipos de mantenimiento y operación, etc. Los valores reales pueden deducirse de estudios pitométricos.

Las pérdidas y derroches externos, en la vía pública, son parte de la llamada “Agua no Contabilizada”. Esta abarca estos consumos de agua y aquellos que no han sido detectados por mal funcionamiento o por toma de datos incorrectos o errores de medición de los medidores y/o el agua utilizada clandestinamente, tanto dentro de los domicilios, como en ciertos casos en la misma vía pública.

Se deben incluir asimismo en estos caudales los consumos previstos para el combate de incendios.

El tipo de construcción dominante en cada zona, las características de los materiales que pueden ser fácilmente combustibles o no, es un factor a tener en cuenta para la inclusión en el cálculo de la red de volúmenes para ser utilizados en esos casos.

La facilidad para el tránsito urbano de motobombas, número y localización de hidrantes y tomas motobombas, son otros factores que inciden en el cálculo de los volúmenes a prever por incendio.

De todas formas, se consideren o no estos volúmenes adicionales, las precauciones básicas indican la obligatoriedad de la colocación de hidrantes y subsidiariamente los Cuerpos de Bomberos exigen provisiones adicionales para aquellos predios o edificios que por su envergadura, destino o ubicación deben contar con instalaciones internas para la extinción de incendios.

## **1.9. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO, PARA EL CÁLCULO DE LOS CONSUMOS**

### **1.9.1. Genéricos**

Actividades tales como:

- Estimación de la demanda, sobre la base del estudio de los niveles socioeconómicos.
- Estudio de la trama urbana, actual y futura.
- Determinación de la distribución espacial de la población urbana, periurbana y rural, y el análisis de los planes y normas que fijen densidades demográficas.
- Reunión de antecedentes sobre los servicios públicos y privados en la zona. Obtención de información sobre sus instalaciones.

Permiten plantear hipótesis de proyección de la población y distribución de la demanda y facilitan el cálculo de los consumos que deberá atender la red y los posibles inconvenientes que se presenten en su trazado.

#### ***Estudios topográficos***

El análisis planialtimétrico permite contar con uno de los elementos principales para la decisión del diseño de la red, inclusive, en caso de ser necesario, el sitio de instalación de tanque elevado, depósito o sitios de interconexión con redes existentes. También puede indicar la necesidad de generar sistemas de bombeo adicionales.

#### ***Estudios geotécnicos***

Debe hacerse una investigación sobre los terrenos en los cuales se instalará la cañería, a los efectos de adoptar las provisiones para su correcta ejecución y montaje, considerando la calidad de los suelos para implementar las técnicas de protección adecuadas desde el punto de vista estructural y de prevención de posibles acciones corrosivas.

#### ***Estudios urbanísticos***

También hay factores urbanísticos, tales como la trama urbana, tipos de calles, presencia de líneas ferroviarias, canales, apertura de calles públicas, etc. que deben tomarse en cuenta tanto para la elección de la traza, como para prevenciones específicas que puedan requerirse, como obligación de colocar caños camisa, profundidad de paso, etc. y que deben tenerse en cuenta para el tendido de la red.

Zonificación establecida por ordenanzas y otras normas que incidan sobre la planificación social urbana.

El conocimiento de las ordenanzas y reglamentos para la urbanización de la zona, proporcionarán datos adecuados para realizar las previsiones en el cálculo de caudales.

La existencia de un plan regulador es de por sí ordenador, y la distribución de caudales debe ceñirse a ello, siendo entonces una consecuencia de dicho plan.

Este plan puede permitir prever las etapas de ejecución de la red, modulando su trazado sobre la base de períodos adecuados que cubran, por un lado, las curvas de consumo a lo largo del tiempo, y satisfagan los valores económicos de su instalación al momento de su ejecución, por el otro.

Las densidades indicadas por el plan de urbanización podrán a su vez permitir el conocimiento del número de habitantes para distintos horizontes.

Sin embargo, hay que tomar adecuadas precauciones ya que los datos y resultados del plan regulador adoptado como base para la realización de los cálculos de caudales, pueden en el futuro ser alterados por distintos motivos.

### **1.9.2. Específicas Situaciones Intrínsecas al Proyecto en Estudio**

#### ***Elección del sistema a utilizar***

Si el mismo va a ser abierto o mallado. Ello va a depender muy especialmente del tipo de tramado de calles que se tenga, de la densidad de población a servir, posibilidades económicas de atención del sistema, existencia o no de amanzanamientos que permitan concretar el cierre de mallas, distancias entre usuarios, tipo de usuarios, y el nivel de seguridad pretendido en la continuidad y calidad del servicio.

Siempre que sea técnica y económicamente posible deberá elegirse preferentemente un sistema mallado subdividido por sectores, aunque eventualmente puedan disponerse algunas zonas de expansión con red ramificada.

La zonificación del área servida, si es conocida desde el primer momento, permite estimar la cantidad de agua a consumir en cada sector por los distintos usuarios diferenciales. Estos podrán ser industriales, públicos, o de consumo doméstico.

Los planes previstos para ordenar las calles futuras, pueden dejar para una segunda etapa la realización de cierres de mallas en algunas zonas de expansión puntuales.

#### ***Planificación durante el período de diseño***

Es importante prever, dentro de lo posible, las modificaciones que puedan introducirse a los planes originales acorde con las variaciones que se vayan produciendo en el tramado urbano. Tanto la duración de los períodos previstos para ejecutar ampliaciones, como cambios en las previsiones originales se deben realizar en forma continua acorde los nuevos datos que se disponga a lo largo del tiempo.

### ***Terrazas de presión***

Determinación de zonas servidas independientes entre sí, “terrazas de presión”, para no generar presiones excesivas que puedan dañar las instalaciones.

Esta máxima diferencia piezométrica debe ser planteada previamente, y se deberán tener en cuenta todos los condicionamientos económicos y técnicos para conformar ese valor. Normalmente es prudente establecer que las presiones máximas del sistema no pasen de 30 metros. En función de ese valor es entonces que se pueden prever las máximas diferencias topográficas entre distintos puntos a servir de una “terrazza de presión”.

#### **1.9.2.1. Situaciones Especiales**

En algunas localidades, deben analizarse situaciones específicas que no son comunes o que no se consideran normalmente en la mayoría de los casos que se estudian.

La gran variedad de estos casos hace imposible plantearlos en forma genérica, pero son suficientemente importantes para decidir condiciones de proyecto que deben tenerse en cuenta.

Ejemplos clásicos pueden ser los siguientes:

- Comunidades tipo “Club de Campo” y con usos de agua que no solamente son para el empleo doméstico habitual, sino además los de riego y de uso recreativo, incluidos los de piletas de natación. En ellos podrán preverse horarios de suministro para ciertos usos no estrictamente domésticos, entregas por volúmenes previamente solicitados y otras variantes importantes a tener en cuenta, tales como posibilidades de provisión de agua en bloque, etc.
- Poblaciones que presentan grandes cambios del número de habitantes a lo largo del año debido a peculiaridades propias como ser de carácter turístico o industrial temporario.
- Poblaciones que tienen una preponderancia industrial tal que igualan o superan las necesidades domésticas, y que por diversas causas puede ser conveniente dotar a dichas industrias de la red pública de distribución.
- Ciudades con densidades anómalamente grandes. Núcleos urbanos que tienen gran concentración de población pueden necesitar cálculos especiales, y la ejecución de redes que tengan en cuenta esta situación. La incidencia no solamente se va a plantear en la dimensión mínima de las cañerías, sino también en el mismo trazado del mallado que se debe efectuar obligatoriamente por sectores. Debe proveerse así la ubicación de interconexiones y piezas especiales. Un tema especial en este caso lo constituyen los hidrantes contra incendios.

Deberán instrumentarse trabajos de campaña y de gabinete que permitan obtener los datos requeridos para el diseño de la red.

## 1.10. UBICACIÓN Y ALTURA DEL TANQUE

De decidirse la construcción de un tanque elevado, se deben cumplir condiciones de economía, al margen de los condicionamientos técnicos. La ubicación ideal de un tanque elevado estará definida por su emplazamiento en un punto topográficamente dominante, y si fuera posible próximo a las áreas urbanizadas de mayor densidad demográfica. Sería conveniente en este planteo que el tanque estuviera dentro de la zona central del área a servir y que las cañerías de aducción que lleguen hasta él puedan hacerlo sin dificultad a través de espacios públicos. En cuanto a la altura del tanque, la misma debe permitir dar a todos los puntos de la red una presión igual o superior a la mínima de servicio.

Una combinación adecuada entre altura y ubicación del tanque es uno de los requisitos de ineludible cumplimiento para lograr un buen diseño de la instalación desde el punto de vista de la economía en la inversión inicial y en la explotación del sistema.

Es difícil obtener una ubicación del tanque elevado que reúna todos los condicionamientos teóricos. Es importante por ello mismo, estudiar la ubicación para seleccionar la mejor posible.

No debe considerarse exclusivamente en función de ubicación topográfica o de terrenos disponibles o consideraciones de bajo costo para su adquisición. Una buena ubicación incide sobre la economía del sistema, dada por redes de menor diámetro ya que pueden conseguirse mayor cantidad de ramales de menor longitud hasta los puntos de equilibrio y por otro lado, menor costo en la ejecución del tanque y en su operación. Todos son factores a tener en cuenta cualquiera sea el tipo de red que se diseñe.

En el caso de redes malladas sectorizadas debe analizarse siempre la conveniencia que cada sector disponga de un tanque elevado independiente.

Cuando no se disponga de tanque deberán darse las condiciones hidráulicas de carga por gravedad, utilizarse tanques hidroneumáticos ó bombeos con equipos de velocidad variable como se explica en el Capítulo XII – Almacenamiento y Regulación de Presión, de la presentes Fundamentaciones.

## 1.11. CONSUMO PER CÁPITA. DOTACIONES DE CÁLCULO

Para entregar agua a una población, es indispensable el conocimiento del número de habitantes a servir y los consumos promedios per cápita, tanto actuales como futuros.

En cuanto al consumo per cápita, hay particularidades que deben tenerse en cuenta para encontrar la variación del mismo, no solamente a lo largo del período de diseño, sino también para distintas oportunidades diarias y estacionales.

Los consumos de agua no son constantes en el tiempo. Presentan tanto variaciones a lo largo del mismo día considerado, como a lo largo del año.

Las dotaciones de cálculo de la red deben considerar los consumos efectivos más el agua no contabilizada (ANC).

Podemos definir como:

$C_{RT}$ : Consumo residencial total

$D_{eR}$ : Consumo residencial medio diario (o dotación de consumo) residencial

$C_{NRT}$ : Consumo no residencial total

$C_T$ : Consumo total

$D_{CT}$ : Consumo medio diario (o dotación aparente de consumo total)

ANC: Agua no contabilizada

$Q_{PT}$ : Caudal total de producción

$D_{mp}$ : Producción media diaria total

Con lo que se puede establecer las siguientes relaciones:

$D_{CT}$ : se elige

$C_{RT} = D_{CR} \cdot P$  donde:  $P$  = población de diseño

$C_{NRT} = C_{RT} \cdot \frac{p_{nr}}{100}$  donde:  $p_{nr}$  = porcentaje de consumo residencial

$$C_T = \frac{C_{RT} + C_{NRT}}{P} = D_{CR} \left( 1 + \frac{p_{nr}}{100} \right)$$

$$Q_{PT} = \frac{C_T}{1 - ANC}$$

$$D_{mp} = \frac{Q_{PT}}{P}$$

Caudal de diseño de la red =  $Q_{PT \text{ máx}}$  = Caudal máximo horario del día de mayor consumo.

## 1.12. CAUDALES CARACTERÍSTICOS A CONSIDERAR

$Q_A$  = Caudal mínimo horario. Mínimo horario del día de menor consumo anual.

$Q_B$  = Caudal mínimo diario. Promedio del día de menor consumo anual.

$Q_C$  = Caudal medio diario. Promedio diario en el año.

$Q_D$  = Caudal máximo diario. Promedio del día de máximo consumo.

$Q_E$  = Caudal máximo horario. Máximo horario del día de máximo consumo.

Como se ha indicado en 1.11, estos valores deben incluir los consumos más el agua no contabilizada (ANC).

Éstos pueden no ser los mismos todos los años del período de diseño. Para un año  $n$  se denominarán entonces:

$Q_{A_n}$  = Caudal mínimo horario para el año " $n$ ".

$Q_{B_n}$  = Caudal mínimo diario.

$Q_{C_n}$  = Caudal medio diario.

$Q_{D_n}$  = Caudal máximo diario.

$Q_{E_n}$  = Caudal máximo horario.

Los factores desencadenantes de esta variación a lo largo del tiempo pueden ser el cambio de servicio no medido a servicio facturado por consumo, de servicio con cámara séptica y pozo absorbente a un servicio con sistema de recolección cloacal, etc.

También incidirán las acciones que se realicen para impedir pérdidas y derroches y en general los consumos no contabilizados, la fiscalización de consumos públicos, excesivos insumos industriales, mayor eficiencia de aplicación de los consumos para riego, uso de fuentes alternativas con una segunda red de agua para determinados usos auxiliares, tanto en las casas particulares, como en industrias y servicios públicos y reusos del líquido cloacal y/o pluvial dentro de la ciudad que pueda preverse y fuentes alternativas de peor calidad, para ciertos usos.

Influye notoriamente, asimismo, el sistema de disposición de los desagües cloacales existentes.

Estos valores pueden ser distintos para diferentes puntos de la red, por cuanto pueden ser dispares, o no darse en horarios simultáneos y tener notorias diferencias a lo largo del tiempo.

El caudal mínimo horario está relacionado con la máxima presión que se registrará en la red y debe tenerse en cuenta para tomar las precauciones adecuadas, como ser la calidad de los materiales que se utilicen.

En caso de ejecutar un reacondicionamiento de la red de distribución ya existente, también es importante el conocimiento de las variaciones mencionadas para el buen diseño de las obras a proyectar.

Lo ideal sería que el proyecto pudiera prever que los datos de partida para ejecutar la obra pudieran ser periódicamente revaluados, a lo largo del período de diseño, en función de las etapas de ejecución establecidas inicialmente.

### 1.13. OTRAS VARIACIONES DEL CAUDAL EN RED

Los consumos varían también para cada uno de los días de la semana. No todos los días son similares. Factores culturales y costumbres hacen que ciertos días los consumos aumenten respecto de otros.

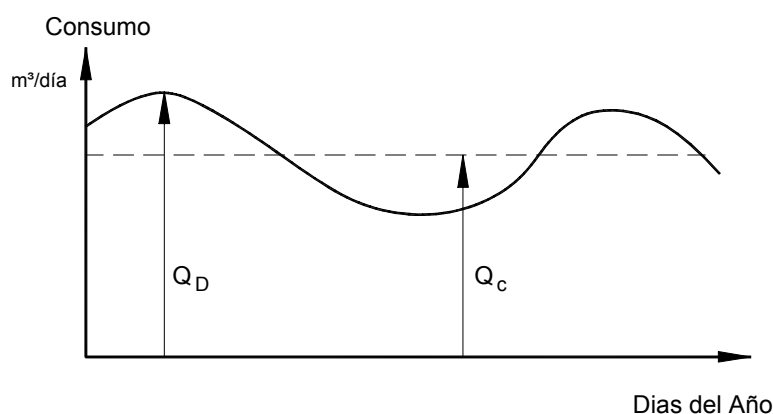
Habría que realizar una investigación en caso de nuevos asentamientos poblacionales, de los tipos de consumos y su variación que depende de los hábitos culturales, de las horas de preparación de comidas, lavados de ropas, riegos, usos industriales, etc.

Las variaciones de los caudales dependen, entre otros, de factores tales como el clima, longitud de la red, simultaneidad de consumos, de las reservas de aguas existentes sobre la red y domiciliarias.

### 1.14. COEFICIENTES $\alpha$ , $\alpha_1$ Y $\alpha_2$

Los consumos de agua en las diferentes localidades, no son constantes en el tiempo. Presentan tanto variaciones a lo largo del día considerado, como a lo largo del año. Las causales son lógicas, y no requieren mayor explicación.

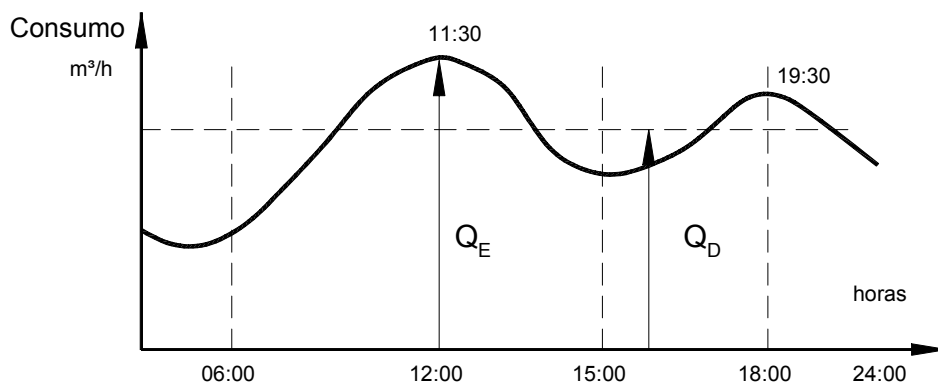
Gráficamente la variación del consumo a lo largo del año, se puede representar del siguiente modo. Las abscisas representan los días del año, y las ordenadas, los consumos *Promedio Diario*. (ver **Figura 2**).



**Figura 2.** Ejemplo variación del consumo durante el año / días del año

El valor  $Q_c$  representa el valor medio del consumo durante todo el año.

En caso de considerar la variación horaria a lo largo de un día, tomamos aquel día en que se produzca el máximo consumo en el año. Se grafica de la siguiente forma (**Figura 3**), tomando horas en abscisas y consumos horarios en ordenadas:



**Figura 3.** Variación del consumo horario

El valor promedio  $Q_D$  representa el valor medio del consumo de ese día a lo largo de las 24 horas que considera este gráfico.

La magnitud  $Q_E$ , es el valor de la ordenada correspondiente al máximo maximorum horario de ese día determinado, que llamaremos *Caudal Máximo Horario*.

Las relaciones que pueden establecerse entre los valores son las siguientes:

$$\alpha_1 = \frac{Q_D}{Q_C}$$

$$\alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_D}$$

El coeficiente  $\alpha$  que liga al caudal  $Q_E$  con el caudal medio  $Q_C$  resulta:

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_C}$$

La gráfica de la variación diaria depende fundamentalmente de las características del consumo de las áreas a servir, que han sido detalladas previamente.

Generalmente, para poblaciones ubicadas en zonas cálidas o templadas, el día de máximo consumo corresponde normalmente a uno de los más tórridos del año. En nuestro país, es generalmente uno de los últimos días de diciembre o de comienzo de enero.

Los valores típicos  $\alpha$ ,  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  utilizados en la Argentina, son los siguientes:

$$1.3 < \alpha_1 < 1.5$$

$$1.4 < \alpha_2 < 1.9$$

$$1.82 < \alpha < 2.85$$

Los tanques y reservas de agua en los domicilios tienden a uniformar el consumo, atenuando los picos de demanda, lo que puede producir un menor valor de los coeficientes  $\alpha$ .

Esto implica que existen distintos modos de comportamiento de los picos de consumo cuando un servicio es directo (sin reservas domiciliarias de agua) y los que por poseer estas reservas permiten que casi permanentemente o durante muchas horas por día ingrese agua desde la red distribuidora.

En el segundo caso, la curva de consumo se aplanan y aunque por supuesto los consumos promedios diarios son iguales, los consumos máximos horarios disminuyen.

## 2. PRESIONES

Las presiones en la red deben ser fijadas de manera de garantizar a la población servida sus dos límites:

- 1). presión mínima
- 2). presión máxima aceptable

### 2.1. PRESIÓN MÍNIMA DE SERVICIO

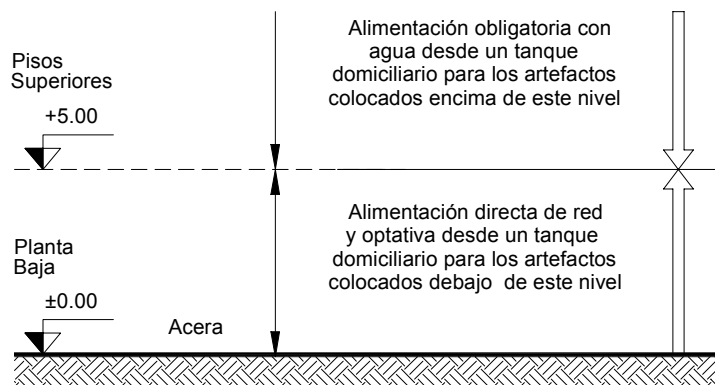
La presión mínima a entregar a la población en la República Argentina fue en su oportunidad determinada por la ex OBRAS SANITARIAS DE LA NACIÓN, O.S.N.

Diferenciaba entre la alimentación de artefactos y la alimentación a tanques domiciliarios.

#### **Alimentación de artefactos**

Como se indica en la **Figura 4**, las normas de O.S.N. establecían que hasta los 5 metros en relación al nivel de la acera, se podría entregar el agua con alimentación directa desde la red a los artefactos y optativa desde un tanque domiciliario.

Para los pisos de mayor altura era obligatorio surtir a los artefactos desde un tanque domiciliario.

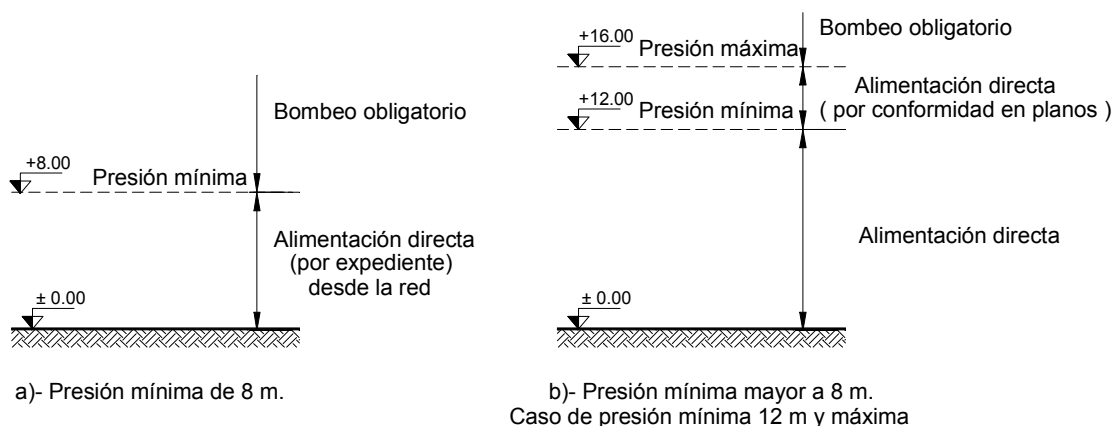


**Figura 4.** Alimentación de artefactos (según OSN)

#### **Alimentación de tanques domiciliarios**

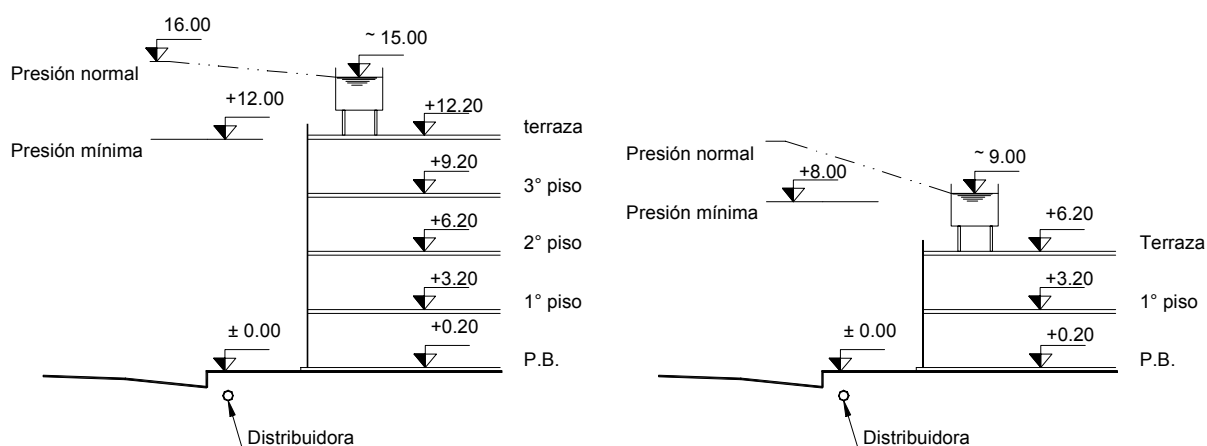
- Para presiones mínimas de 8 metros o menores (en relación al nivel de acera) se podrían alimentar directamente de la red (admisible hasta el nivel de presión mínima) previa solicitud por expediente, (ver **Figura 5a**), caso contrario es decir para los tanques domiciliarios situados a más de 8 metros la alimentación era obligatoriamente por bombeo.

- Para presiones mínimas mayores de 8 metros sobre la acera, ver **Figura 5b**, se admitía la alimentación directa de la red hasta dicho límite; mediante conformidad previa del propietario en los planos se admitía la alimentación directa de la red hasta 4 metros como máximo sobre el nivel de la presión mínima; para los tanques domiciliarios ubicados a más de 4 metros sobre el nivel de la presión mínima pero a menos de 5 metros de la presión máxima, también podían tener alimentación directa de la red siempre que cuenten con autorización tramitada por expediente. En todos los casos contrarios a lo descrito la alimentación debía ser realizada mediante bombeo.



**Figura 5.** Alimentación de tanques (según OSN)

Con la aprobación de las “Recomendaciones para el Diseño de Redes de Distribución de Agua” del 29 de abril de 1988 y en su numeral 7.4.1. se estableció la presión mínima en 12 m.c.a. (que corresponde a la alimentación de los tanques domiciliarios de casas de planta baja y tres pisos) y se aceptó que solo en puntos aislados hubiera 8 m.c.a. (planta baja y un piso). Ver **Figura 6**.



**Figura 6.** Alimentación de tanques (según OSN)

En los Estados Unidos de Norteamérica y España las normas permiten el abastecimiento desde la red a edificios altos. Es obvio que la presión mínima de la calle depende de la altura elegida hasta la cual se pretenda servir sin necesidad de bombeo.

Hay normas como la española NTE-IFA-1975 que de modo indirecto relacionan el número de plantas de los edificios y la presión hidráulica en vereda para alcanzar a suministrar el servicio en forma directa como se indica en la **Tabla 1**.

Número de plantas del edificio	Presión requerida en metros en vereda (m)
1	19
2	22
3	26
4	29
5	32
6	36
7	39
8	42
9	45
10	49
11	52
12	55

**Tabla 1.** Presión requerida en vereda para alimentar edificios en forma directa (según norma españolas NTE-IFA-1975)

Asimismo y como norma general, en España se determinan las presiones mínimas sobre el terreno en función de la población servida de acuerdo a la **Tabla 2**.

Habitantes	Presión sobre el terreno (m.c.a.)
Menos de 1000	15
de 1.000 a 6.000	22
de 6.000 a 12.000	28
de 12.000 a 50.000	35
más de 50.000	48

**Tabla 2.** Presiones mínimas según número de habitantes en España

Otras bibliografías, ver **Tabla 3**, dan las siguientes presiones de servicio a entregar.

Edificios de planta baja	8 m
Edificios de planta baja y un piso	11 m
Edificios de planta baja y dos pisos	14 m
Edificios de planta baja y tres pisos	17 m
Edificios de planta baja y cuatro pisos	20 m

**Tabla 3.** Presiones en la red en función del número de pisos para permitir alimentación directa de red

El análisis de la determinación de la presión mínima de servicio debe incluir las siguientes consideraciones:

- Suministro directo a edificios y/o tanques domiciliarios.
- Presión mínima en caso de incendio.
- Consideraciones hidráulicas sanitarias.
- Consideraciones estructurales.

Las presiones mínimas en realidad surgen de un cálculo que tiene que ver con los caudales a entregar, la altura geométrica de cada piso a servir y las pérdidas de carga en las instalaciones internas y en la conexión domiciliaria.

Para calcular la mínima presión necesaria de un edificio de altura determinada, habrá que estudiar la red interna, teniendo en cuenta la probabilidad de uso simultáneo de los artefactos domiciliarios.

Para ello deben considerarse los consumos individuales de los lavatorios, bidets, sanitarios con depósito, lavarropas, duchas, bañera, etc.

Para el suministro directo a tanques domiciliarios valen las consideraciones de la **Figura 5 y Figura 6**.

En caso que las reglamentaciones vigentes en la localidad o acuerdos con las Direcciones de Bomberos o de Defensa Civil así lo establezcan se deberá tener en cuenta caudales y presiones del sistema para hacer frente a siniestros.

El análisis de la presión mínima para el combate de incendios se basa en la presión requerida en los hidrantes, el gasto a suministrar y la longitud de manguera.

El Consejo Nacional de Aseguradores contra Incendios (National Board of Fire Underwriter, NBFU) de los Estados Unidos de Norteamérica establece que para el combate de incendios se debe disponer de 250 gpm (16 l/s) por manguera. La ex O.S.N. establecía 16 l/s para poblaciones mayores de 3.000 habitantes y 10 l/s para aquellas con menos de 3.000 habitantes.

Usualmente se ubican los hidrantes en tresbolillo, con una separación del orden de los 150 m y máxima de 200 metros y se adopta:

Diámetros de la manguera	75 mm
Coeficientes de Williams – Hazen (de la manguera)	75
Pérdidas localizadas:	
En codo a 90°	0,40
En ramal a 90°	1,50
En reducción (lanza)	0,20

En la salida

1,00

Las pérdidas totales en las mangueras se indican en la **Tabla 4**.

Q l/s	U m/s	j $\frac{m}{m}$	J (m)					
			L – longitud de manguera (m)					
			10	20	40	60	80	100
16	3,62	0,5104	7,17	12,28	22,48	32,69	42,90	53,11
10	2,26	0,2137	2,95	5,08	9,36	13,63	17,91	22,18
5	1,13	0,0592	0,79	1,38	2,57	3,75	4,94	6,16

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 4.** Pérdidas totales en manguera

Se observa que disponiendo una presión mínima de 12 m.c.a. para 16 l/s la longitud de manguera es 20 metros y para 10 l/s con presión mínima de 8 m.c.a. es aproximadamente 30 metros, deduciendo que la motobomba debe suministrar la diferencia requerida al caudal solicitado.

En el caso de 5 l/s y hasta 100 metros no es necesario bombeo adicional.

Por seguridad sanitaria se exige que no deben existir, bajo ningún concepto, tuberías en que la presión mínima interior en algún momento del día sea menor que la exterior originada por la posible presencia de napas freáticas.

La posibilidad de intrusión en la tubería de agua no potable por fallas en las juntas crearía un corte en el eslabón de la cadena sanitaria con riesgo para la salud de la población.

Finalmente en cuanto a las consideraciones estructurales los depósitos domiciliarios en altura en zonas sísmicas, requieren de un aumento en las dimensiones de vigas y columnas y sus costos asociados. Esta circunstancia, es una de las razones que explican la adopción en determinados países, tal el caso de Estados Unidos, de presiones mínimas en numerosos servicios superiores a 40 m.c.a, sin tanque domiciliario.

Aguas Argentinas S.A. en el nuevo emprendimiento del Sector Este de Puerto Madero, en la ciudad de Buenos Aires, que abarca una superficie de 170 hectáreas, adoptó como presión mínima 14 m.c.a. en el diseño de la red de distribución, la cual comprende aproximadamente 11.000 metros de tuberías con diámetros de 110 a 800 mm en correspondencia a una población futura de diseño de 135.000 habitantes.

Para nuestro grado de desarrollo tecnológico y económico los valores adoptados por la ex O.S.N., 12 m.c.a. y 8 m.c.a. en puntos aislados y debidamente fundamentados, son razonables y se justifica su adopción.

## 2.2. PRESIONES MÁXIMAS

Las presiones máximas están determinadas por las características de las tuberías de la red y por las condiciones de trabajo de las instalaciones internas de los edificios.

La máxima presión se obtiene para los caudales mínimos circulantes, los cuales pueden ser prácticamente nulos en horas de la noche. Medidas de limitación de la presión deben tomarse para acotar esos máximos. Esto se relaciona con las alturas topográficas de los depósitos y las pendientes del terreno. En caso de haber bombeo, la situación se salva ajustando los mismos de acuerdo al consumo.

De haber diferencias que determinen valores estáticos elevados en algunos puntos de la red, es conveniente sectorizar la red y recurrir a intercalar válvulas reductoras de presión o tanques ruptores de carga. Es beneficioso en esos casos el estudio de las zonas de entrega subdividiendo, como se ha indicado el área servida y generando “terrazas” de presión abastecidas en forma individual. Por lo antedicho es razonable adoptar una presión estática no superior a los 30 metros de columna de agua en cada sector.

En caso de no poder evitar que las cañerías alcancen y/o superen esa presión, deben tomarse las precauciones tanto en la red en sí misma, como también dentro de los edificios, donde las instalaciones internas podrán ser afectadas por la presión, con consecuencias indeseables, como ser roturas, vibraciones, pérdidas, etc., aunque los materiales para tuberías, accesorios y válvulas (grifos) de última generación han reducido considerablemente dichos riesgos.

## 2.3. POSIBLES SITUACIONES CON PRESIONES ANÓMALAS

El diseño de la red de distribución debe hacerse eligiendo diámetros tales que en todos los puntos se cumplan las condiciones de presión que se hayan estipulado como mínimas para el servicio. Es decir, debe lograrse que la diferencia entre la cota topográfica de vereda, y la piezométrica de funcionamiento de la red en ese sitio, tengan una diferencia igual o superior a la presión que se requiera para el servicio. Por ello en el cálculo de la red se debe verificar para cada nudo que la diferencia entre la piezométrica y la cota topográfica supere la mínima presión de servicio que se estipule.

Puede haber situaciones anormales en las cuales podría alterarse el servicio con presiones insuficientes, pero esto será de carácter transitorio y por problemas específicos.

Tal es el caso de un eventual incendio. En U.S.A. las normas indican que deben añadirse para esa situación a los caudales normales los correspondientes a dos hidrantes suponiendo la ubicación más desfavorables de los mismos dentro de la red, es decir en las zonas más alejadas o más altas, o con diámetros más pequeños, y comprobando que esta situación no disminuye las presiones mínimas aceptables para el servicio contra incendios con ambos hidrantes trabajando simultáneamente a 16 l/s. Debe tenerse en cuenta, sin embargo que esta exigencia determina un sobredimensionamiento de la red, solo admisible cuando es técnica y económicamente posible.

Otra situación anómala importante de consignar y que hace justamente a la ventaja de disponer de red mallada, aún en el caso de una red sectorizada es la rotura de alguna

cañería. Se aísla el tramo afectado mediante un cierre de válvulas y se podrá dar el servicio al resto de la población, ya que se reajustan los caudales circulantes aumentando los de los restantes tramos. Esto probablemente produzca mayores pérdidas de carga que en la situación normal, y disminuya las presiones disponibles, pero el cálculo o verificación de la red mallada permite evitar con un buen diseño que sean tan agudas como para provocar inconvenientes en el servicio durante la emergencia hasta la reparación de la avería.

Una práctica recomendable es prever en el cálculo de las redes de distribución, especialmente en las malladas, distintas hipótesis de rotura de tramos. Como no se puede plantear todas las roturas posibles, se debería analizar las falencias de las principales o referenciales, por el tipo o diámetro involucrado y / o las zonas más desfavorables para el servicio de la red.

### 3. CÁLCULO DE DIMENSIONAMIENTO

#### 3.1. DEFINICIONES

##### 3.1.1. *Tipos de Cañerías*

###### ***Maestras:***

Son las que conforman la base de las mallas. Se unen entre sí y alimentan a las cañerías secundarias. Pueden o no admitir conexiones domiciliarias, dependiendo de su diámetro. Estas cañerías son las que se calculan. Se las suele denominar también como cañerías principales.

###### ***Secundarias:***

Son las que completan la distribución dentro de los circuitos definidos por las mallas. Sus diámetros no se calculan sino que se fijan en función de la densidad demográfica, tipo de localidad, longitud del tramo, tipo de usuarios y de conexiones. La adopción de este diámetro es un problema de orden económico, ya que en la mayoría de las localidades constituye la mayor parte de la longitud de la red.

###### ***Subsidiarias:***

Tuberías de diámetro similar a las secundarias, se colocan de nudo a nudo paralelas a las cañerías maestras cuando sobre éstas, por su diámetro u otras circunstancias, no se instalan las conexiones domiciliarias.

##### 3.1.2. *Nudos*

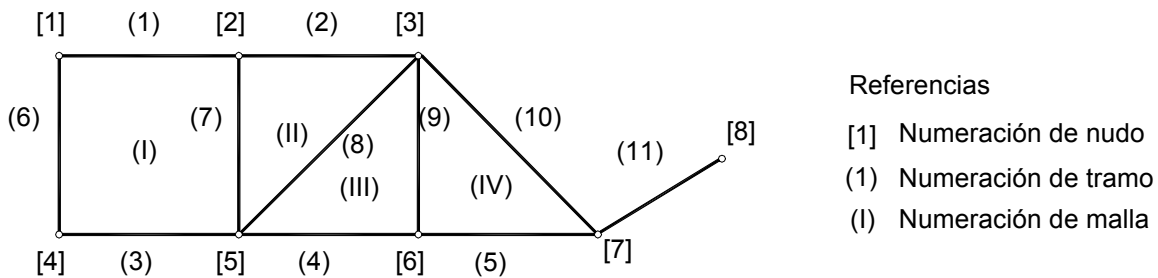
Nudo o nodo es un punto de la red donde se empalman cañerías. Ver **Figura 7**.

##### 3.1.3. *Tramo*

Tramo es la tubería que vincula dos nudos de la red. Ver **Figura 7**.

##### 3.1.4. *Malla*

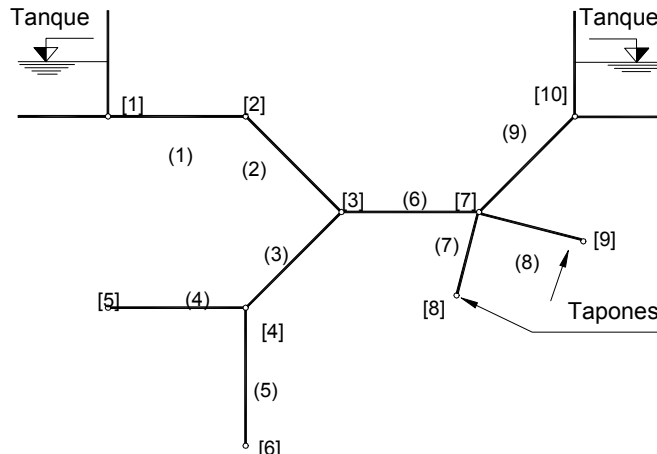
Malla (loop) es todo circuito cerrado que no se sobreponga a otros circuitos cerrados interiores. Ver **Figura 7**.



**Figura 7.** Nudos, tramos y mallas

### 3.1.5. Redes Abiertas o Ramificadas

Tal como se ha expresado en el numeral 1.4.1. se dice que una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin interceptarse después para formar mallas. Los extremos finales de las ramificaciones terminan en un depósito o habitualmente en tapones terminales. En la **Figura 8** se indica la nomenclatura aplicada para este tipo de red.



**Figura 8.** Red abierta

### 3.1.6. Redes Cerradas

Se denominan redes cerradas, como se ha indicado en el numeral 1.4.2., aquellas en que los conductos que la componen se unen formando circuitos (mallas). En la **Figura 7** se indica la nomenclatura para este tipo de red.

### 3.1.7. Gasto Hectométrico y Gasto en Ruta

El gasto hectométrico se define como el cociente entre el consumo de todos los usuarios más el agua no contabilizada (ANC) dividido por la longitud total de cañerías de la red (maestras más secundarias sobre las que se conectan usuarios):

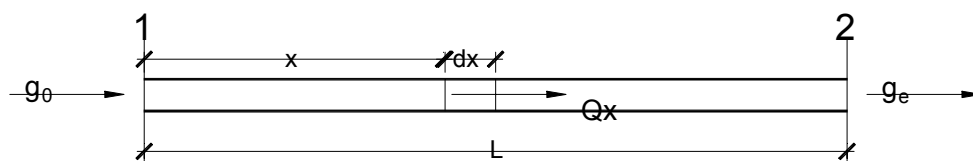
$$g_h = \frac{\text{Consumo total} + \text{ANC}}{L_{\text{total red}}} = \frac{\text{Producción}}{L_{\text{total}}} (\text{l/seg} \cdot \text{hm})$$

Gasto en ruta es el caudal en el tramo generado por la existencia de los usuarios y el agua no contabilizada correspondiente.

Se calcula multiplicando el caudal hectométrico por la longitud del tramo.

#### 3.1.7.1. Cálculo de un Tramo

Cuando se trata del cálculo de un tramo de cañería en la cual existen conexiones domiciliarias, una simplificación importante es considerar continua la extracción, acorde al esquema de la **Figura 9**.



**Figura 9.** Representación de la pérdida de carga en un tramo

Se considera que el caudal de cálculo originado por las conexiones de los usuarios, es constante y uniforme a lo largo del tramo a calcular.

El caudal total ingresante al tramo disminuye acorde se producen las entregas consideradas continuas hacia los usuarios.

Como en la realidad se requiere un diámetro fijo para todo el tramo, las velocidades y las pérdidas de carga a lo largo del mismo, no son constantes.

Si se llama:

$g_0$  = caudal de ingreso al tramo en estudio, medido en unidades de volumen sobre tiempo,  $L^3/T$ , como ejemplo en l/s.

$q$  = caudal uniforme que se considera saliendo por unidad de longitud generado por los usuarios y por el ANC en el tramo sometido a cálculo ( $\text{l/s} \cdot \text{m}$ ) que de expresarse en  $\text{l/s hm}$  es de acuerdo a lo indicado en el numeral 3.1.7 el gasto hectométrico ( $g_h$ ).

$Q_x$  = caudal pasante por la sección x considerada (l/s), que se puede obtener considerando que es igual al caudal ingresante al tramo menos el consumo y el ANC correspondiente realizado en el trayecto desde ese punto a la sección x.

$$Q_x = g_o - q \cdot x \quad (1)$$

$g_r$  = gasto en ruta, (l/s) es el caudal total en el tramo generado por la existencia de los usuarios del mismo y el ANC correspondiente, es decir el valor resulta ser igual a:

$$g_r = q \cdot L$$

siendo L la longitud del tramo en estudio.

$g_e$  = gasto en extremidad, al caudal que se supone sale de dicho tramo, es decir, el que se utilizará para el cálculo en los otros aguas abajo del que se está calculando (l/s)

$$g_e = g_o - q \cdot L$$

El diámetro a adoptar será intermedio entre el que resulta necesario para el ingreso del agua en el inicio del tramo, y el diámetro menor que se necesitaría al final de la cañería estudio en la forma que se indica a continuación.

Si se supone que la pérdida de carga unitaria está dada por la fórmula de Darcy:

$$j_x = \frac{f}{D} \frac{u_x^2}{2g} \quad (2)$$

siendo

$$u_x = \frac{Q_x}{A}$$

A = sección a adoptar de la cañería, es decir  $\frac{\pi \cdot D^2}{4}$

Operando, teniendo en cuenta los valores expresados y ordenando

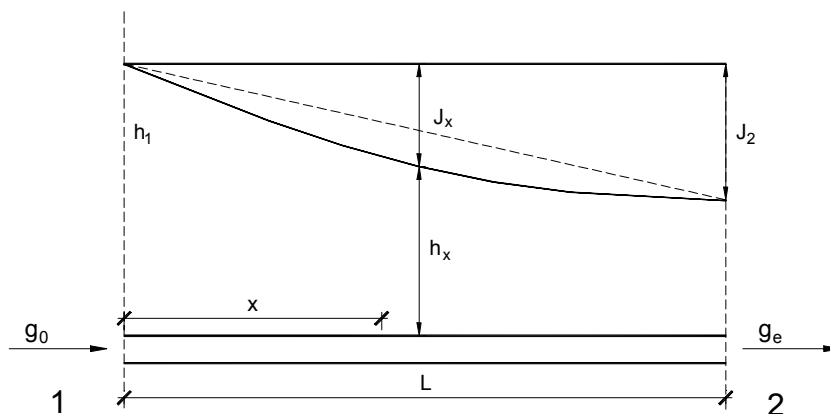
$$j_x = \frac{16 \cdot f}{D^5 \cdot \pi^2 \cdot 2g} \cdot (g_o - q \cdot x)^2$$

haciendo  $\frac{16 \cdot f}{\pi^2 \cdot 2g} = K$ , reemplazando y desarrollando

$$j_x = \frac{K}{D^5} \cdot (g_o^2 - 2 \cdot g_o \cdot q \cdot x + q^2 \cdot x^2)$$

integrando en el tramo considerado, ver **Figura 10**.

$$\int_1^2 j_x \cdot dx = J = \frac{K}{D^5} \cdot \int_1^2 (g_o^2 - 2 \cdot g_o \cdot q \cdot x + q^2 \cdot x^2) \cdot dx \quad (3)$$



**Figura 10.** Pérdidas de energía entre 1 y 2.

La distribución de la pérdida de carga en el tramo resulta ser una parábola cúbica.

Resolviendo la integral entre 1 y 2

$$J = \frac{K}{D^5} \cdot \left[ g_o^2 \cdot L - 2 g_o \cdot q \cdot \frac{L^2}{2} + q^2 \cdot \frac{L^3}{3} \right]$$

$$J = \frac{K \cdot L}{D^5} \cdot \left[ g_o^2 - g_o \cdot q \cdot L + q^2 \cdot \frac{L^2}{3} \right] \quad \text{y recordando que } q \cdot L = g_r$$

se tiene:

$$J = \frac{K \cdot L}{D^5} \cdot \left[ g_o^2 - g_o \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right]$$

pero  $g_o = g_e + g_r$

entonces

$$J = \frac{K \cdot L}{D^5} \cdot \left[ (g_e + g_r)^2 - (g_e + g_r) \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right]$$

desarrollando y simplificando

$$J = \frac{K \cdot L}{D^5} \cdot \left( g_e^2 + g_e \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right) \quad (4)$$

La expresión dentro del paréntesis:

$$\left( g_e^2 + g_e \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right) > \left( g_e^2 + g_e \cdot g_r + \frac{g_r^2}{4} \right) = (g_e + 0,5 \cdot g_r)^2$$

Por otra parte

$$(g_e + 0,58 \cdot g_r)^2 < \left( g_e^2 + g_e \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right)$$

$$\therefore (g_e + 0,58 \cdot g_r)^2 < \left( g_e^2 + g_e \cdot g_r + \frac{g_r^2}{3} \right) < (g_e + 0,5 \cdot g_r)^2$$

Se define como gasto de cálculo  $g_c$  al valor de un caudal ficticio que produzca una pérdida de carga igual a la que se produce al considerar constante la velocidad de escurrimiento en un tramo donde el consumo se produce en forma continua y que permite por lo tanto dimensionar el tramo.

Se adopta para el gasto de cálculo la siguiente expresión:

$$g_c = g_e + 0,55 \cdot g_r \quad (5)$$

### 3.1.8. Otras Formas de Determinar el Gasto en Ruta

#### 3.1.8.1. Método de la Superficie Correspondiente a Cada Tramo o Carga Superficial

Se asigna a cada tramo de una malla un área [superficie], la que multiplicada por la carga superficial [volumen / (tiempo . superficie)] proporciona el gasto en ruta [volumen / tiempo] del tramo considerado.

Se hace notar que en la carga superficial deben estar incluidos el consumo total de dicha área más el agua no contabilizada (ANC) correspondiente.

#### 3.1.8.2. Método de las Viviendas Asignadas a Cada Tramo o Densidad de Viviendas

Cuando se disponga de un estudio que determine la cantidad de viviendas (unidades funcionales) [viviendas / longitud] a asignar por tramo [longitud] o en el caso que éstas se puedan identificar claramente (por ejemplo el caso de barrios de viviendas uniformes, countries, etc.), el índice de ocupación de las viviendas [habitantes / vivienda], la dotación de cálculo [volumen / (habitante . tiempo)] y el agua no contabilizada (ANC) a asignar, se está en condiciones de calcular el gasto en ruta de cada tramo [volumen / tiempo].

Se hace notar que se debe considerar para cada tramo las viviendas en la tubería principal más las existentes en los secundarios asignados al tubo principal.

### 3.2. ECUACIONES DISPONIBLES PARA EL CÁLCULO DE LAS MALLAS

#### 3.2.1. Ecuación de Continuidad

La sumatoria de los caudales que ingresan o egresan en un nudo es cero.

$$\sum_{i=1}^n Q_i = 0 \quad (6)$$

Son ecuaciones lineales.

Se debe establecer una convención de signos, por ejemplo caudales que ingresan negativos, que salen positivos.

#### 3.2.2. Teorema de Bernoulli

El teorema de Bernoulli se expresa por:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + J_{1-2}$$

Si se aplica el teorema de Bernoulli a un circuito cerrado (malla) partiendo de un punto arbitrario 1 y luego de recorrer el circuito se vuelve al mismo punto de origen 1, la suma de las pérdidas de energía (indicadas como  $J_{1-1}$ ) será igual a cero y se tiene como se expresa a continuación:

$$J_{1-1} = \sum_{i=1}^n J_i = 0 \quad (7)$$

donde  $i$  es el número de tramo al recorrer el circuito.

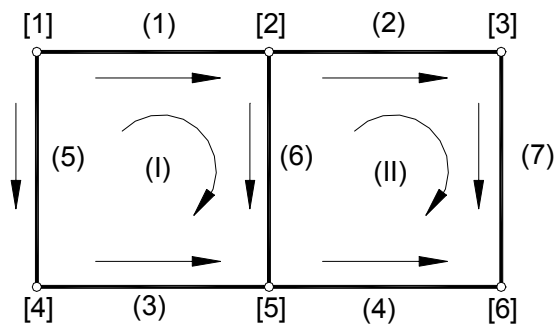
Son ecuaciones no lineales.

Los circuitos deben ser recorridos en un sentido especificado, por ejemplo el de las agujas del reloj (sentido horario) y asignando un signo, por ejemplo positivo, cuando el caudal en el tramo escurre en el sentido del recorrido y caso contrario negativo. Ver **Figura 11**, en la cual se han asignado sentido a los caudales en los tubos y para la malla (I) se tiene partiendo del nudo (1):

$$J_1 + J_6 - J_3 - J_5 = 0$$

En el caso de la malla (II) se tiene:

$$J_2 + J_7 - J_4 - J_6 = 0$$



**Figura 11.** Circuito cerrado. Pérdidas de energía

### 3.3. SISTEMAS DE ECUACIONES

De lo antedicho se tiene que se pueden plantear tantas ecuaciones del tipo (6) lineales como nudos y tantas no lineales como mallas, del tipo (7).

En relación a las del tipo (6), continuidad en el nudo, si bien se disponen de tantas como nudos una es supernumeraria, es decir no agrega una condición al sistema por lo que en definitiva se disponen de tantas como nudos menos uno.

Suponiendo como incógnitas los caudales en las tuberías se dispone de  $L + (N - 1)$  ecuaciones, lo que coincide con el número de tuberías  $T$ :

$$L + (N - 1) = T \quad (8)$$

Estas se componen de  $L$  ecuaciones del tipo (7) y  $(N - 1)$  ecuaciones del tipo (6) como se indica a continuación:

$$\sum_{i=1}^n Q_{ij} = 0 \quad de \quad j = 1$$

.....

.....

$$\sum_{i=1}^n Q_{ij} = 0 \quad a \quad j = N$$

$$\sum_{i=1}^n J_{ij} \quad de \quad j = 1$$

.....

.....

$$\sum_{i=1}^n J_{ij} \quad a \quad j = L - 1$$

donde:

$L$ : número de mallas

$N$ : número de nudos

$T$ : número de tuberías

Con lo que el sistema es matemáticamente determinado.

Para el caso de redes abiertas el número de mallas  $L$  es igual a cero y es en este caso:

$$N - 1 = T \quad (8')$$

Este sistema está también matemáticamente determinado.

### 3.4. MÉTODO DE RESOLUCIÓN DEL SISTEMA DE ECUACIONES

#### 3.4.1. Método de Hardy Cross

Fue el primer método de gran difusión. Presentado originalmente en 1936 para la determinación de momentos en estructuras, hizo uso de la ecuación de Williams – Hazen para la resolución de redes malladas.

Debe ser originalmente inicializado, es decir definidos los “loops” (mallas) y conocidos los gastos en los nudos se deben adoptar valores supuestos para los caudales de los tramos.

No se puede incorporar al modelo la simulación de bombas y válvulas reguladoras de presión.

Conceptualmente es una simplificación del método de Raphson – Newton, ver numeral 3.4.2., resolviendo una ecuación por vez en lugar de hacerlo simultáneamente.

Es común aplicar solamente una corrección en cada iteración antes de proceder con la próxima malla, repitiendo el proceso hasta lograr la convergencia deseada.

Dado que la pérdida de energía se puede expresar por:

$$F = K \cdot Q^n \quad (9)$$

para un circuito o malla  $I$  se tiene que:

$$F_I = \sum_{i=1}^n K_i Q_i^{n_i} = 0 \quad (10)$$

Si el caudal considerado difiere del valor real en una diferencia  $\Delta Q$ :

$$F_l = \sum_{i=1}^n K_i (Q + \Delta Q)^{n_i} \quad (10')$$

Desarrollando en serie la expresión anterior (10') y considerando solo el binomio, dado que los otros términos de la serie se pueden despreciar porque las potencias mayores de  $\Delta Q$  son presumiblemente muy pequeñas:

$$F_l = \sum_{i=1}^n K_i Q^{n_i} + \sum_{i=1}^n n_i K_i \Delta Q Q^{n_i-1} \quad (11)$$

Despejando  $\Delta Q$  se tiene que el cálculo de la conexión para cada malla es:

$$\Delta Q = - \frac{\sum_{i=1}^n K_i Q_i^{n_i}}{\sum_{i=1}^n (n_i K_i Q_i^{n_i-1})} \quad (12)$$

Por la aplicación de la expresión de Williams – Hazen la (12) se reduce finalmente a:

$$\Delta Q = - \frac{\sum_{i=1}^n (K_{WH})_i Q_i^{1.852}}{1.852 \sum_{i=1}^n |(K_{WH})_i Q_i^{0.852}|} = - \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{1.852 \sum_{i=1}^n (J/Q)_i} \quad (13)$$

El método de Hardy Cross se puede resumir en los siguientes pasos:

- 1). Se supone un valor para el caudal en cada tramo que satisfaga las ecuaciones de continuidad en los nudos.
- 2). Se calcula la suma de la pérdidas de energía en la malla. Se debe considerar el sentido al recorrerla y su signo. Corresponde al numerador de la ecuación (13).
- 3). Se calcula el denominador de la fórmula (13) por acumulación de sus valores absolutos en la misma malla.
- 4). Se calcula  $\Delta Q$  dividiendo el resultado del paso 2 por el 3.
- 5). Se repite el paso 2, 3 y 4 para cada malla (loop) de la red.
- 6). Se repiten los pasos 2 a 5 hasta que los valores de los  $\Delta Q$  calculados sean los suficientemente pequeños para finalizar la iteración dentro del orden de precisión planteado.

Se puede también hacer uso de la expresión de Darcy – Weisbach para la determinación de las pérdidas de energía.

El método de Hardy Cross se presta para la resolución manual de pequeñas redes, para lo cual se debe sistematizar mediante formularios su cálculo.

Para redes con mayores número de mallas, aún mediante el empleo de computadoras, el método es lento en relación a otros (ver próximos numerales) en su convergencia, dada la mecánica de cálculo planteada de resolución malla a malla en cada paso de iteración.

### 3.4.2. Método de Raphson - Newton

Es uno de los procedimientos de cálculo más ampliamente utilizado en la resolución de ecuaciones no lineales e implícitas.

Calcula progresivamente las estimaciones de la incógnita mediante una aproximación de la curva por la tangente, (ver **Figura 12**):

Se puede escribir, para una sola función  $f(x)$ , que:

$$\frac{x^{(1)} - x^{(0)}}{f(x^{(0)})} = - \frac{1}{\frac{d(fx^{(0)})}{dx}} \quad (14)$$

donde lo supraescrito en los parámetros no son exponentes sino el número de iteraciones.

con lo cual:

$$x^{(1)} = x^{(0)} - \frac{f(x^{(0)})}{\frac{d f(x^{(0)})}{dx}} \quad (15)$$

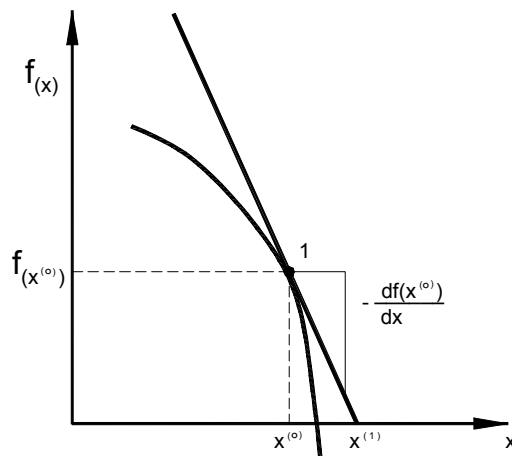
genéricamente, para la iteración  $(m + 1)$ , el valor de la incógnita  $x$  será:

$$x^{(m+1)} = x^{(m)} - \frac{f(x^{(m)})}{\frac{d f(x^{(m)})}{dx}} \quad (16)$$

Es ampliamente utilizado debido a su rápida convergencia (que puede ser evaluada usando el desarrollo en serie de Taylor) dado que el error en la iteración  $m + 1$  es proporcional al cuadrado del error en la iteración  $m$ . La convergencia de este tipo se denomina cuadrática y en términos sencillos significa que cada reducción de la corrección a aplicar al error es proporcional al cuadrado del error previo.

Por ejemplo si un valor supuesto de la incógnita produce un error del 20% (0,20) las sucesivas iteraciones producirán errores del 4, 1.6, 0.026, etc. en porcientos.

Puede ser usado para resolver las ecuaciones tipo (6) y tipo (7) mencionadas, requiriendo un valor inicial supuesto para comenzar el proceso.



**Figura 12.** Método de Raphson - Newton

Dado que el número de ecuaciones de mallas es en general menor que las de continuidad en los nudos es probablemente el mejor método a utilizar en el caso de un gran número de ecuaciones (redes relativamente grandes a grandes) dado que requiere menor capacidad de memoria en general.

Extendiendo el procedimiento a un sistema de ecuaciones, el procedimiento para su resolución comprende los siguientes pasos:

1). El sistema de ecuaciones a resolver es del tipo:

$$\begin{aligned} f_1(Q_1, \dots, Q_n) &= 0 \\ f_2(Q_1, \dots, Q_n) &= 0 \\ &\dots\dots\dots \\ &\dots\dots\dots \\ f_n(Q_1, \dots, Q_n) &= 0 \end{aligned} \quad (17)$$

Se suponen valores iniciales de los  $Q_i$  (incógnitas), las que forman así el siguiente vector:

$$\bar{Q}_1^{(1)} = (Q_1^{(1)}, Q_2^{(1)}, \dots, Q_n^{(1)}) \quad (18)$$

el cual es necesario corregir mediante el vector de correcciones  $\Delta \bar{Q}^{(1)}$ .

2). Se calculan con los valores de  $\bar{Q}_1^{(1)}$  los de las funciones  $f$ , a saber:

$$f^{(1)}(\bar{Q}^{(1)})$$

y el jacobiano de las funciones  $f$ , definido de acuerdo a:

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_1}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \\ \frac{\partial f_2}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_2}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_l}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_l}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \end{vmatrix} \quad (19)$$

3). Con el vector de las correcciones de los valores  $\bar{Q}_i^{(1)}$  inicialmente supuestos se tiene:

$$\Delta \bar{Q}^{(1)} = (\Delta Q_1^{(1)}, \Delta Q_2^{(1)}, \dots, \Delta Q_n^{(1)})$$

la solución del vector  $\bar{z}$  del sistema lineal

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_1}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \\ \frac{\partial f_2}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_2}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_l}{\partial \Delta Q_1} & \frac{\partial f_l}{\partial \Delta Q_2} & \dots & \frac{\partial f_L}{\partial \Delta Q_L} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta Q_1^{(1)} \\ \Delta Q_2^{(2)} \\ \vdots \\ \Delta Q_n^{(1)} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} f_1^{(1)} \\ f_2^{(1)} \\ \vdots \\ f_n^{(1)} \end{vmatrix} \quad (20)$$

cuya solución permite obtener los valores de las incógnitas para un segunda etapa iterativa:

$$\bar{Q}_i^{(2)} = \bar{Q}_i^{(1)} + \Delta \bar{Q}_i^{(1)}$$

4). Se repite el procedimiento, obteniendo:

$$\bar{Q}_i^{(m+1)} = \bar{Q}_i^{(m)} + \Delta \bar{Q}_i^{(m)} \quad (21)$$

hasta que los valores de  $f$  sean cero o menores que la aproximación deseada.

Se presta al desarrollo de programas escritos en algún lenguaje de los actualmente disponibles tales como Basic, Pascal, Fortran y a ser resuelto en computadoras personales.

### 3.4.3. Método de Linealización de las Ecuaciones

Este método tiene claras ventajas sobre los descriptos anteriormente. Primero no requiere inicialización (valores supuestos para comenzar el ciclo iterativo) y segundo de acuerdo a Wood y Charles (referencia 17) converge siempre en pocos ciclos de iteración.

La teoría de la linealización transforma las  $L$  ecuaciones no lineales de las mallas (loops) por:

$$J_{f_i} = \left[ K_i Q_i^{(0)n-1} \right] Q_i = K'_i Q_i \quad (22)$$

Es decir el coeficiente  $K'$  queda definido en cada tubo como el producto de  $K$  por el caudal elevado a la  $n$  menos 1, siendo  $Q$  un estimado del caudal en el tubo.

Combinando estas  $L$  ecuaciones (22) artificialmente linealizadas con las  $(N - 1)$  ecuaciones de continuidad en los nudos, el sistema suministra  $T$  ecuaciones lineales que pueden ser resueltas por el álgebra lineal, tales los procedimientos de Gauss, Gauss – Jordan o de los polinomios ortogonales.

La primera solución iterativa no será necesariamente la correcta a causa que los caudales inicialmente supuestos  $Q_i^{(0)}$  probablemente no han sido estimados iguales a los  $Q_i$  producidos por la resolución.

Repitiendo el proceso luego de mejorar el estimado para los  $Q_i^{(1)}$ , eventualmente en el ciclo  $m$  los  $Q_i^{(m)}$  serán iguales a los  $Q_i$ , solución correcta.

Al aplicar la teoría de la linealización no es necesario suministrar valores iniciales de los caudales (inicialización), dado que para el primer ciclo iterativo  $K'_i$  se asume igual a  $K_i$ , lo que es equivalente a suponer todos los caudales  $Q_i^{(0)}$  iguales a la unidad.

Resumiendo el método de la linealización de ecuaciones es el que más se adapta a la modelización matemática de redes dado que:

- No requiere inicialización
- Converge siempre
- El número de iteraciones es pequeño

### 3.5. PROGRAMAS NO COMERCIALES

Entre los programas no comerciales se puede seleccionar el EPANET desarrollado por la Agencia Estadounidense de Protección del Medio Ambiente. El mismo funciona bajo entorno de DOS o Windows. Los requerimientos de hardware son mínimos, sólo es necesario un procesador 386 o superior y memoria RAM de 4 Mb.

El módulo de cálculo para análisis de redes contiene una integración de diferentes algoritmos, como método del gradiente, matrices vacías, teoría de grafos, etc.

Admite para el cálculo de pérdidas de cargas tres fórmulas distintas, bombas de velocidad fija o variable, válvulas de regulación y automáticas, depósitos de nivel variable o constante, controles temporales o por consignas para la apertura o cierre de válvulas, accionamiento de bombas, posicionamiento de válvulas reguladoras y automáticas. Además, permite trabajar con el sistema de unidades métricas o inglesas.

El programa puede realizar simulaciones hidráulicas en periodos extendidos y simulaciones de calidad de agua. Con el mismo se puede estudiar la evolución del flujo de agua en las tuberías, la presión en los nudos de demanda, nivel de agua en los depósitos y concentración de cualquier sustancia química a través del sistema de distribución durante un periodo prolongado de simulación.

Para la modelización de la calidad del agua se utiliza el método de los volúmenes discretos que contempla la posibilidad de que las sustancias transportadas sufran sinergismos con el propio medio o con las paredes de la tubería.

La interfase del usuario es sencilla.

El módulo de cálculo trabaja a partir de un fichero de entrada de datos y produce un fichero de salida de resultados. La pantalla de ingreso de datos mantiene un orden y formato preestablecido, en la cual los operadores experimentados pueden llegar a ingresar los datos rápidamente.

Permite una vez definidas las trazas de las cañerías principales, establecidos los caudales de cálculo, seleccionados los diámetros y materiales efectuar un rápido análisis de alternativas por cambio de alguna o todas las consignas de diseño adoptadas previamente, con el objeto de lograr una solución optima en relación a la inversión.

También se puede modificar los caudales de diseño, tal es el caso de requerimiento para incendio, o cambiar el horizonte de proyecto para evaluar el comportamiento de la red.

Las variables físicas que intervienen en el cálculo son el peso específico, viscosidad y difusividad.

Se puede imponer el número máximo de iteraciones y el criterio de convergencia para el método iterativo, haciendo que las mismas finalicen cuando la suma de las variaciones absolutas del caudal en todas las líneas, dividido por el caudal total de las mismas, sea menor que este valor, el cual por defecto es igual a 0,001.

A continuación se describe la modelización del comportamiento hidráulico de cada uno de los componentes.

### ***Tuberías***

El flujo en las tuberías se dirige desde el extremo de mayor altura piezométrica (energía de presión más energía potencial por unidad de peso) hacia el extremo de menor altura. Las pérdidas de cargas por fricción asociadas al caudal se expresan de modo general a través de la siguiente formula:

$$h_L = a q^b$$

Donde:

$h_L$  = es la pérdida de carga en metros (m)

$q$  = el caudal en litros por segundo (l/s)

$a$  = es un coeficiente de resistencia

$b$  = exponente caudal.

Para el cálculo de las pérdidas de carga se pueden utilizar cualquiera de las siguientes:

Hazen – Williams,

Darcy – Weisbach

Chezy – Manning.

En el Anexo III – Temas de Hidráulica de las presentes Fundamentaciones, se hallan indicados los valores de los coeficientes que se emplean, de acuerdo a diversos materiales, para el cálculo.

### **Bombas**

El programa EPANET considera la curva de una bomba como una función del tipo:

$$hg = h_o - a q = h_o - a q^b$$

Donde:

$hg$  = altura manométrica en metros, (m)

$h_o$  = altura geométrica en metros, (m)

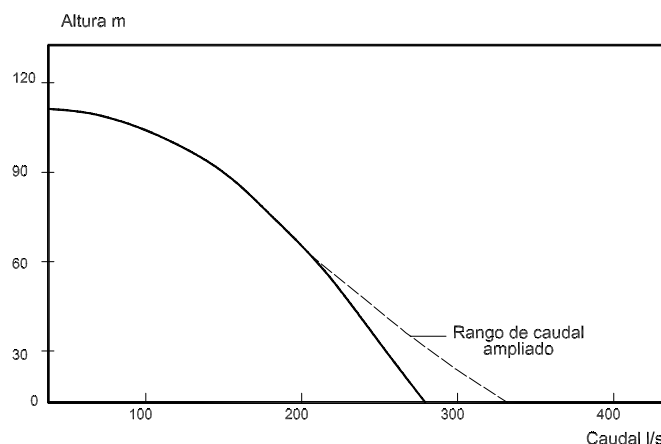
$a$  = coeficiente de resistencia

$q$  = caudal en litros por segundo, (l/s)

$b$  = exponente de caudal

Proporcionando la altura a válvula cerrada  $h_o$  y otros dos puntos de la curva, el programa puede estimar los valores de  $a$  y  $b$ .

Algunas bombas presentan una curva característica diferente, más allá de su rango normal de funcionamiento. La **Figura 13** muestra una bomba con una relación lineal en el rango de caudales ampliado. En estos casos se puede representar el comportamiento de la bomba mediante dos ecuaciones, una para el rango normal y otra para el rango extendido.



**Figura 13.** Curva de una bomba con el rango de caudales ampliado

Otra forma de modelizar el comportamiento de una bomba cuando su curva característica es desconocida es suponer que trabaja siempre a potencia constante.

Este tipo de curva deberá utilizarse únicamente para análisis en régimen permanente o como curva de partida en problemas de diseño.

El caudal que atraviesa una bomba tiene una dirección única y las bombas deben operar dentro de los límites de caudal y altura impuestos por sus curvas características. Si las características del sistema exigen una altura mayor que la correspondiente a válvula cerrada, el programa intentará parar la bomba y emitirá un mensaje de advertencia. EPANET permite definir el estado de paro/marcha de las bombas en el instante inicial, cuando el nivel en un depósito desciende o sobrepasa un determinado valor, o cuando la presión en un nudo traspasa por encima o por debajo una determinada consigna.

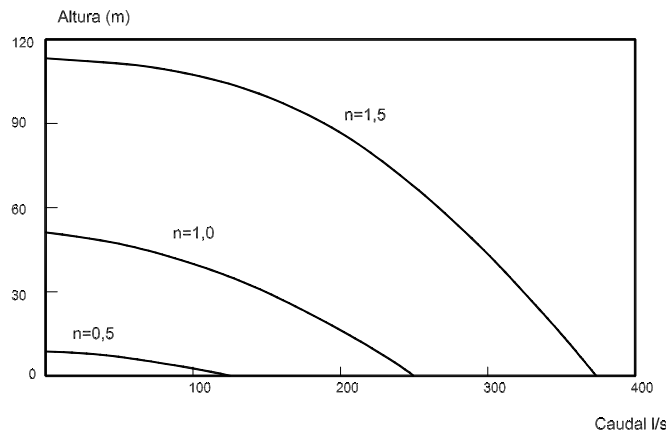
También se admite la variación de la velocidad de las bombas, la cual puede fijarse o modificarse en las mismas situaciones antes descritas. Por definición, la curva original de la bomba suministrada al programa corresponde a una velocidad relativa de 1. Si se duplica la velocidad de la bomba, el valor de la consigna de velocidad sería 2 y si se reduce a la mitad sería 0,5. La **Figura 14** muestra cómo afectan los cambios de velocidad a la curva característica de una bomba.

### Válvulas

Además de las válvulas todo/nada incorporadas en las tuberías, las cuales pueden estar completamente abiertas o cerradas (como serían las válvulas de retención y las válvulas esclusa), EPANET permite contemplar asimismo válvulas de control, ya sean de presión o de caudal, en puntos específicos de la red. Dichas válvulas se consideran como líneas de longitud despreciable entre los nudos de conexión aguas arriba y aguas abajo. Los tipos de válvulas que pueden ser modelizados son los siguientes:

- Válvulas reductoras de presión (PRVs en inglés ó VRPs en castellano).
- Válvulas sostenedoras de presión (PSVs en inglés ó VSPs en castellano).

- Válvulas de rotura de carga (PBVs en inglés ó VRCs en castellano).
- Válvulas controladoras de caudal (FCVs en inglés ó VCQs en castellano).
- Válvulas reguladoras por estrangulación (TCVs en inglés ó VRGs en castellano).



**Figura 14.** Influencia de la velocidad relativa ( $n$ ) sobre la curva de una bomba

Las VRPs limitan la presión en su extremo aguas abajo para que no exceda de un valor de consigna prefijado, siempre y cuando la presión aguas arriba sea superior a ésta. Si la presión aguas arriba es inferior a la de consigna, entonces la válvula permitirá el paso del caudal sin restricciones. Por otra parte, si la presión aguas abajo resultara superior a la de tarado, la válvula se cerrará para impedir el flujo inverso.

Las VSPs tratan de mantener una presión mínima de consigna aguas arriba, siempre y cuando la presión aguas abajo sea inferior a ella. Si la presión aguas abajo fuese superior a la de consigna, la válvula abrirá el paso al flujo sin restricciones. Por otra parte, si la presión aguas abajo fuera superior a la de aguas arriba, entonces la válvula se cerrará para impedir el flujo inverso.

Las VRCs fuerzan a que la caída de presión en la válvula al pasar el flujo tome siempre un valor de consigna constante prefijado. El flujo puede discurrir, en ambos sentidos por la válvula.

Las VCQ limitan el caudal a través de la válvula a un valor de consigna prefijado. El programa emite un mensaje de advertencia si el caudal no puede alcanzar el valor prefijado sin aporte de presión aguas arriba de la válvula.

Una VRG simula una válvula parcialmente cerrada, ajustando adecuadamente el valor de las pérdidas menores a través de la misma. Usualmente los fabricantes proporcionan la relación entre el grado de cierre de la válvula y el coeficiente de pérdidas resultante.

### **Pérdidas menores**

Las pérdidas menores (también denominadas pérdidas locales) pueden interpretarse como debidas al incremento de la turbulencias que se produce en los cambios de

dirección, uniones, medidores y válvulas. La importancia de estas pérdidas depende del trazado de la red y del grado de precisión requerido. EPANET permite que cada tubería y cada válvula posean un coeficiente de pérdidas menores asociado. La pérdida resultante es calculada mediante la fórmula:

$$h_L = \frac{0,0252 K q^2}{d^4}$$

donde:

$K$  = coeficiente de pérdidas menores

$q$  = caudal de paso en pies cúbicos por segundo, cfs

$d$  = diámetro en pies, ft

En el sistema métrico decimal la fórmula se transforma en:

$$h_L = \frac{2340,85 K q^2}{d^4}$$

donde  $q$  se expresa en litros por segundo (l/s) y  $d$  en metros (m).

La **Tabla 5** proporciona valores de  $K$  para diferentes tipos de accesorios.

Accesorio	Coeficiente de pérdidas
Válvula de globo, totalmente abierta	10,0
Válvula de ángulo, totalmente abierta	5,0
Válvula de retención de clapeta, abierta	2,5
Válvula de compuerta, totalmente abierta	0,2
Codo de radio pequeño	0,9
Codo de radio medio	0,8
Codo de radio grande	0,6
Codo a 45°	0,4
Curva de retorno $\alpha = 180^\circ$	2,2
Te estándar – dirección de paso	0,6
Te estándar – dirección desvío	1,8
Entrada recta	0,5
Salida brusca	1,0

**Tabla 5.** Coeficientes de pérdidas para los accesorios más comunes

### Nudos

Todos los nudos poseen una cota determinada con respecto al nivel del mar, la cual debe tenerse en cuenta para el cálculo de las alturas piezométricas. Cualquier consumo de agua o suministro en los nudos que no permiten el almacenamiento del agua, debe ser conocido a lo largo del período de simulación del comportamiento de la red.

Los nudos de almacenamiento (depósitos y embalses) constituyen un tipo especial de nudos en los que existe una superficie libre, y cuya altura piezométrica es simplemente la elevación del nivel del agua sobre el nivel del mar.

Los depósitos se diferencian de los embalses en que el nivel de agua varía a medida que el agua entra o sale de ellos mientras se supone que en los embalses el nivel permanece constante, no importa la magnitud del caudal.

El programa utiliza la siguiente ecuación para determinar la variación de nivel en un depósito:

$$\Delta y = \frac{q}{A} \Delta t$$

donde:

$\Delta y$  = variación del nivel del agua en metros, (m)

$q$  = caudal entrante (+) o saliente (-) del depósito, en litros por segundo, (l/s)

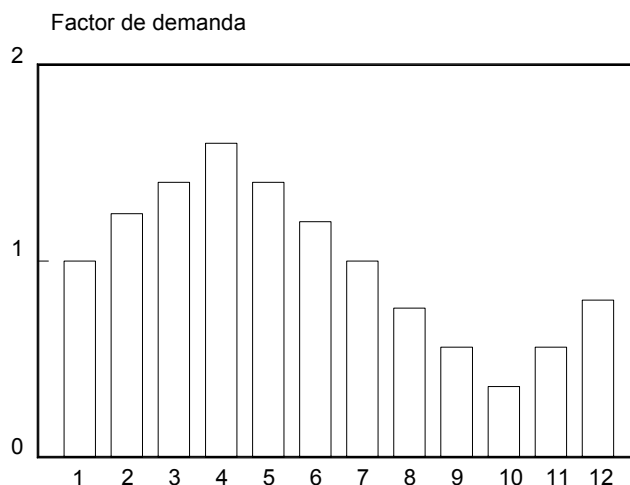
$A$  = sección transversal del depósito, en metros, (m)

$\Delta t$  = intervalo de tiempo, en seg.

Por consiguiente, EPANET necesita conocer en los depósitos la sección transversal, así como los niveles máximo y mínimo permitidos. Los nudos de tipo embalse son utilizados usualmente para representar aportes externos de agua desde lagos, ríos o campos de perforaciones. Los nudos de almacenamiento no deben tener ningún caudal de consumo o suministro asociado con ellos.

### **Curvas de modelación**

El programa EPANET supone que los valores de las demandas, de los caudales externos suministrados y de las concentraciones de los constituyentes inyectados a la red permanecen constantes durante cada intervalo de tiempo, pero pueden cambiar de un intervalo a otro. El intervalo de tiempo adoptado por defecto es 1 hora, pero puede ser modificado a cualquier otro valor. El valor de las magnitudes antes indicadas en cada intervalo de tiempo es calculado multiplicando un valor base por un factor de modulación propio de cada intervalo. La **Figura 15** muestra una modulación de los factores a aplicar en cada intervalo de tiempo, de 2 horas de duración en este caso, para obtener la modulación de la demanda diaria. A cada nudo puede asignársele una curva de modulación diferente, ya sea de forma individual o agrupado con otros.



**Figura 15.** Curva de modulación de la demanda

### **Modelo de simulación hidráulica**

El modelo hidráulico utilizado consiste en un simulador en período extendido que resuelve el siguiente sistema de ecuaciones para cada nudo de almacenamiento  $s$  (depósito o embalse) del sistema:

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = \frac{q_s}{A_s} \quad (24)$$

$$q_s = \sum_i q_{is} - \sum_j q_{sj} \quad (25)$$

$$h_s = E_s + y_s \quad (26)$$

junto con las siguientes ecuaciones para cada línea  $i, j$  (entre los nudos  $i$  y  $j$ ) y cada nudo  $K$ .

$$h_i - h_j = f(q_{ij}) \quad (27)$$

$$\sum_i q_{it} - \sum_j q_{jt} - Q_k = 0 \quad (28)$$

donde las variables a determinar son:

$y_s$  = altura de lámina de agua en el nudo  $s$  (m)

$q_s$  = caudal entrante en el nudo de almacenamiento  $s$  (l/s)

$h_i$  = altura piezométrica en el nudo  $i$  (suma de la cota más la altura de presión) (m)

Mientras que se consideran como datos conocidos:

$A_s$  = sección transversal del nudo de almacenamiento  $s$  (en los embalses se considera infinita) ( $m^2$ )

$E_s$  = cota del nudo  $s$ , en (m) (cota de solera si es un depósito)

$Q_k$  = caudal consumido (+) o suministrado (-) en el nudo  $k$  (l/s)

$f(*)$  = relación funcional entre la pérdida de carga y el caudal en la línea

La ecuación 24 expresa el balance de volúmenes en los nudos de almacenamiento, mientras que las ecuaciones 25 y 28 expresan lo propio para los nudos de conexión de las tuberías. La ecuación 27 representa la pérdida o ganancia de energía por el paso de caudal por la línea. Dados los niveles iniciales y en los nudos de almacenamiento, las ecuaciones 27 y 28 son resueltas simultáneamente en los caudales  $q_{ij}$  y las alturas  $h_i$  utilizando la ecuación 26 como condición de contorno. Esta fase de cálculo es conocida como “equilibrado hidráulico de la red”, y es llevada a cabo utilizando una técnica iterativa para resolver el sistema de ecuaciones no lineales que aparece.

El método utilizado para resolver el sistema de ecuaciones se conoce como “algoritmo de gradiente” y posee varias características interesantes. Primeramente, el sistema lineal de ecuaciones a resolver en cada iteración del algoritmo es vacío, simétrico y definido positivo. Ello permite utilizar técnicas de matrices vacías muy eficientes para su resolución. En segundo lugar el método asegura la continuidad en todos los nudos tras la primera iteración. En tercer lugar, considera las bombas y válvulas sin perturbar la estructura de la matriz de ecuaciones cuando se modifica el estado de estos componentes.

Una vez obtenida la solución de las ecuaciones de la red, el caudal entrante (o saliente) de cada nudo de almacenamiento  $q_s$ , se determina mediante la ecuación 25 y a continuación es introducido en la ecuación 24 para determinar el nuevo nivel después de un intervalo de tiempo  $dt$ . Este proceso es repetido para los intervalos sucesivos hasta completar el período de simulación.

El intervalo de tiempo utilizado normalmente por EPANET es de 1 hora, pero este intervalo puede ser menor si se requiere mayor precisión. Existe la posibilidad que los intervalos de cálculo sean inferiores a los establecidos, cuando en un instante intermedio del cálculo se activa la condición de control de una tubería o bomba (por ejemplo, la parada de una bomba por llenado de un depósito) o se produce el llenado o vaciado de un depósito (provocando el cierre de la tubería de entrada o de salida).

### **Modelo de simulación de la calidad del agua**

El simulador dinámico de la calidad del agua de EPANET realiza el seguimiento de la evolución en el tiempo de cualquier producto disuelto en el agua que fluya por la red. Utiliza las condiciones de circulación del flujo determinadas durante la simulación hidráulica para resolver la ecuación de la conservación de la masa de la sustancia en estudio a lo largo de la línea que conecta los nudos  $i$  y  $j$ :

$$\frac{\partial c_{ij}}{\partial t} = \frac{q_{ij}}{A_{ij}} \frac{\partial c_{ij}}{\partial x_{ij}} + \theta(c_{ij}) \quad (29)$$

donde:

$c_{ij}$  = concentración de la sustancia en la línea i, j como una función de la distancia y el tiempo ( $c_{ij} = c_{ij}(x_{ij}, t)$ ), (unidad de masa/m<sup>3</sup>)

$x_{ij}$  = distancia a lo largo de la línea i, j (m)

$q_{ij}$  = caudal a través de la línea i, j en el instante t (m<sup>3</sup>/s)

$A_{ij}$  = sección de la línea (cañerías) i, j (m<sup>2</sup>)

$\theta(c_{ij})$  = término cinético de reacción del constituyente en la línea i, j (unidad de masa/m<sup>3</sup> · s).

La ecuación anterior debe resolverse para condiciones iniciales dadas, siendo la condición de entorno adoptado al comienzo de cada línea, es decir en el nudo i para el cual  $x_{ij} = 0$ :

$$c_{ij}(0, t) = \frac{\sum_k q_{ki} c_{ki}(L_{ki}, t) + M_i}{\sum_k q_{ki} + Q_{si}}$$

En la ecuación anterior, las sumatorias están extendidas a todas las líneas k, i en las que el caudal fluye hacia el nudo (i) de cabecera de la línea i, j, mientras que  $L_{ki}$  es la longitud de la línea k, i,  $M_i$  es la cantidad de sustancia introducida por una fuente externa en el nudo i, y  $Q_{si}$  es el caudal de dicha fuente. La condición de contorno para la línea i, j depende de la concentración en el extremo final de todas las líneas k, i que suministran caudal a la línea i, j. Por consiguiente, las últimas dos ecuaciones algebráico-diferenciales acopladas extendido a todas las líneas de la red.

El programa resuelve estas ecuaciones mediante un esquema numérico conocido como el Método de los Elementos de Volumen Discretos. Dentro de cada intervalo de tiempo, en el cual los caudales se consideran constantes, este método adopta un intervalo de tiempo aún más reducido para seguir la evolución de la calidad del agua. Para ello divide cada tubería en un número de segmentos en los cuales se supone que la mezcla es homogénea.

En cada intervalo de tiempo adoptado para el cálculo de la calidad, la masa contenida en cada segmento de tubería es primero transferida a sus segmentos adyacentes aguas abajo. Cuando el segmento adyacente es un nudo de conexión, la cantidad de producto y el caudal entrante al nudo son añadidos respectivamente a la cantidad total de producto y al caudal total recibidos desde otras tuberías.

Una vez completada la fase de transporte para todas las tuberías, se calcula la concentración de la mezcla resultante en cada nudo de conexión, la cual es asignada al segmento de cabecera de las tuberías por las que sale caudal del nudo. A continuación se hace reaccionar la sustancia contenida en cada segmento de tubería. Esta secuencia

de pasos es repetida hasta que ocurre un cambio en las condiciones hidráulicas de funcionamiento de la red. La red es entonces vuelta a segmentar y los cálculos prosiguen con los nuevos segmentos.

El intervalo de tiempo elegido para determinar la evolución de la calidad del agua por este método se elige como el mayor posible, de modo que ningún volumen a transportar exceda al propio volumen de la tubería (es decir, que ninguna cantidad de volumen se transporte más allá del extremo aguas abajo de la tubería). En consecuencia, dicho intervalo  $dt_{wq}$  no puede exceder del tiempo de viaje más corto a lo largo de cualquier tubería de la red, esto es:

$$dt_{wq} = \text{Min} \frac{V_{ij}}{q_{ij}} \quad \text{para todas las tuberías } i, j$$

donde:

$V_{ij}$  = es el volumen de la tubería  $i, j$

$q_{ij}$  = caudal de la tubería

En este cálculo no se contemplan las bombas y las válvulas, ya que se supone que el transporte a través de las mismas es instantáneo. Para el intervalo de tiempo así determinado, el número de segmentos de volumen que resultan para cada tubería ( $n_{ij}$ ) es:

$$n_{ij} = \text{INTP} \left[ \frac{V_{ij}}{q_{ij} dt_{wq}} \right]$$

donde  $\text{INTP}[x]$  indica el mayor entero, menor o igual a  $x$ . El programa limita el valor de  $dt_{wq}$  para que no resulte inferior a una tolerancia de tiempos definido por el usuario, de modo que el tiempo de cálculo y el número de segmentos de volumen no resulten excesivos. El valor por defecto de esta tolerancia es 1/10 del valor del intervalo de tiempo empleado para la simulación hidráulica. Además, el usuario puede también imponer el número máximo de segmentos en que puede dividirse cualquier tubería. El valor defecto de este parámetro es 100.

### **Modelo para la cinética de reacción**

En la ecuación del modelo de calidad, se proporciona un mecanismo para considerar la pérdida (o el aumento) de una sustancia por reacción durante su permanencia en la red de distribución. Las reacciones pueden ocurrir tanto en el seno del agua como con el material constituyente de las paredes de tuberías. EPANET modeliza ambos tipos de reacción utilizando una ecuación cinética de primer orden.

En general, en el interior de una tubería, la velocidad de reacción de una sustancia vendrá dada por:

$$\theta(c) = -k_b c - \frac{k_f}{R_H} (c - c_w) \quad (30)$$

donde:

$\theta$  = velocidad de reacción

$k_b$  = constante de reacción de primer orden en el seno del agua (l/s)

$c$  = concentración de la sustancia en el seno del líquido (u . masa/m<sup>3</sup>)

$k_f$  = coeficiente de transferencia de masa entre el medio y la pared de la tubería (m/s)

$R_H$  = radio hidráulico de la tubería (radio de la tubería/2), (m)

$c_w$  = concentración de la sustancia en la pared (u . masa/m<sup>3</sup>)

El primer término de esta ecuación modeliza la reacción en el seno del agua, mientras que el segundo, que incluye una nueva incógnita  $c_w$  representa la velocidad de transporte de la sustancia entre el medio y las zonas de reacción de las paredes de la tubería. Suponiendo que la cinética de reacción en la pared es de primer orden con respecto a  $c_w$  y que discurre a la misma velocidad con que la sustancia es transportada, se puede escribir la siguiente ecuación de equilibrio:

$$k_f (c - c_w) = k_w c_w \quad (31)$$

donde  $k_w$  es una constante de reacción en la pared cuyas unidades serán (m/s). Despejando  $c_w$  de esta última y sustituyendo en 30 resulta la siguiente expresión para el término de reacción:

$$\theta (c) = -K c \quad (32)$$

donde  $K$  es una constante global de reacción de primer orden, que tiene por expresión:

$$K = k_b + \frac{k_w k_f}{R_H (k_w + k_f)} \quad (33)$$

El desarrollo anterior está referido al decaimiento de la sustancia considerando la transferencia de masa del medio hacia las paredes de la tubería. Cambiando de signo el valor de  $K$  en la ecuación 32, se tiene el modelo de crecimiento de la sustancia, considerando la transferencia de masa desde las paredes de la tubería hacia el medio.

En resumen, son utilizados tres coeficientes para caracterizar las reacciones en el interior de la tubería. La constante de reacción en el seno del agua  $k_b$  y la constante de reacción con la pared  $k_w$  son determinadas empíricamente y proporcionadas como datos de entrada al modelo, mientras que el coeficiente de transferencia de masa  $k_f$  es calculado internamente por EPANET utilizando el número dimensional de Sherwood ( $Sh$ ) del siguiente modo:

$$k_f = \frac{Sh D}{d} \quad (34)$$

$$Sh = 0,023 R_e^{0,83} S_c^{0,333} \quad \text{para } R_e \geq 2300 \quad (35)$$

$$Sh = 3,65 + \frac{0,0668 (d / L) R_e S_c}{1 + 0,04 [(d / L) R_e S_c]^{0,67}} \quad \text{para } R_e < 2300 \quad (36)$$

donde:

$k_f$  = coeficiente de transferencia de masa (m/seg)

Sh = número de Sherwood

$R_e$  = Número de Reynolds ( $qd / A / \nu$ )

$S_c$  = Número de Schmidt ( $\nu / D$ )

d = diámetro de la tubería (m)

L = longitud de la tubería (m)

q = caudal (cfs)

A = sección transversal al flujo ( $m^2$ )

D = difusividad molecular de la sustancia en el fluido ( $m^2/\text{seg}$ )

$\nu$  = viscosidad cinemática del fluido ( $m^2/\text{seg}$ )

La ecuación 35 es aplicable al flujo turbulento, para el cual el coeficiente de transferencia de masa es independiente de la posición a lo largo de la tubería. Para flujo laminar la ecuación (36) proporciona un valor medio del coeficiente de transferencia de masa a lo largo de toda la longitud de la tubería.

### ***Tiempo de permanencia y procedencias***

Además del transporte químico, se puede modelizar el tiempo de permanencia del agua en el interior de la red. Para llevar esto a cabo, el programa interpreta la variable c de la ecuación (29) como la antigüedad o tiempo de permanencia del agua en la red y fuerza el término  $\theta(c)$  de dicha ecuación a tomar el valor constante 1. Durante la simulación, cualquier partícula de agua que penetra en la red desde un depósito o una fuente de suministro, lo hará con una antigüedad cero.

El cálculo de la antigüedad del agua proporciona un método simple e indirecto de medir la calidad global del agua suministrada por la red. Además, si la simulación transcurre bajo condiciones hidráulicas constantes, la antigüedad del agua en cualquier nudo puede también interpretarse como el tiempo de viaje hasta dicho nudo.

El programa realiza un seguimiento del flujo en la red para determinar en cada instante qué porcentaje del agua que alcanza cualquier nudo de la misma procede de un determinado nudo. En este caso, la variable c de la ecuación (29) se interpreta como el porcentaje de caudal procedente del nudo en cuestión, mientras que el término de

reacción se considera nulo. El valor de  $c$  para el nudo de procedencia se mantiene en el valor 100% a lo largo de todo el período de simulación. El nudo de procedencia puede ser cualquier nudo de la red, incluidos los nudos de almacenamiento.

El cálculo de procedencias es una herramienta útil para determinar cómo se distribuye el agua procedente de dos o más fuentes de suministro con diferentes calidades por el interior de la red de distribución. Es posible así determinar en qué grado se mezclan las aguas procedentes de una fuente con las de otra, y cómo evoluciona con el tiempo la modulación espacial del grado de mezcla a lo largo de la red.

### 3.6. DIÁMETRO MÍNIMO

Es usual en el diseño de redes establecer velocidades mínimas y máximas.

Las velocidades mínimas se relacionan con evitan las sedimentación y/o decantación de las partícula que puede ser determinadas por aplicación de la teoría de Shields o la de la fuerza tractiva.

Las velocidades máximas se establecen porque se potencian una serie de inconvenientes. Entre ellos los posibles golpes de ariete originados en el cierre de válvulas o la evacuación de aire son mayores y por ende más peligrosos a velocidades altas de escurrimiento, así como las acciones dinámicas en ramales de derivación, cambios de diámetro, cambio de dirección y tapones terminales.

Dado que en general se adoptan pérdidas de energía mayores en los primeros tramos de una línea de conducción que en los finales, el permitir mayores velocidades a mayor diámetro con pérdidas aproximadamente proporcionales al cuadrado de la velocidad (1,80 / 2,00) conduce a un mejor aprovechamiento hidráulico en relación a las inversiones necesarias para la red.

En la **Tabla 6** se observan valores de la velocidad máxima en distintos países, recopilados de diversas fuentes.

D [mm]	Venezuela	Francia	U.S.A.	Italia	Brasil
75 – 80	0,75	0,7	0,8	0,75	0,5
100	0,75	0,75	0,95	0,8	0,6
150	0,8	0,8	1,2	0,9	0,8
200	0,9	0,9	1,35	1	0,9
250	1	1	1,5	1,1	1,1
300	1,1	1,1	1,65	1,2	1,2
350	1,2	1,2	1,75	1,25	1,3
400	1,25	1,25	1,8	1,35	1,4
450	1,3	1,3	1,9	1,4	1,5
500	1,4	1,4	2	1,5	1,6
600	1,6				
700	1,7				
800	1,8				

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 6.** Velocidades máximas [m/s] en redes

Aceptando el criterio propuesto por la ex O.S.N. en la referencia N° 12 se observa en la **Tabla 7** las velocidades y caudales correspondientes.

Diámetro	Mínimo		Máxima	
	Velocidad	Caudal	Velocidad	Caudal
mm	m/s	l/s	m/s	l/s
60	0,30	0,85	0,90	2,54
75	0,30	1,33	0,90	3,98
100	0,30	2,36	0,90	7,07
150	0,30	5,30	0,90	15,90
200	0,30	9,42	0,90	28,27
250	0,60	29,45	1,30	81,25
300	0,60	42,41	1,30	91,89
400	0,60	75,40	1,30	163,36
500	0,60	117,81	1,30	255,25
600	0,80	226,19	2,00	565,49
700	0,80	307,88	2,00	769,69

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 7.** Velocidades y caudales en función del diámetro según la ex O.S.N.

Adoptando 10 viviendas por vereda, 100 metros de longitud útil de una cuadra, 250 l/hab. día de dotación de producción, 4 habitantes por vivienda y un coeficiente de máximo consumo anual horario de 2,00 se tiene:

$$Q = 10 \text{ viv.} \cdot 2 \cdot 250 \text{ l/hab.día} \cdot 4 \cdot 2$$

$$Q = 40.000 \text{ l/día} \cdot c/100m = 0,46 \text{ l/s} \quad c/100m$$

Con el mallado usual (400 x 400 m a 600 x 600 m) y asignando en base a la diferencia de presiones en sus extremos, 2/3 de la longitud de secundario a la tubería principal (la cual se calcula) se observa que un diámetro mínimo razonable para las tuberías secundarias es DN 60 mm ( $Q_{\max}$  2,54 l/s) para densidades de población normales, el cual podrá ser disminuido a DN 50 mm en tramos con poca densidad o aumentado a DN 75 mm (Q 3,98 l/s) en las áreas de densidades elevadas.

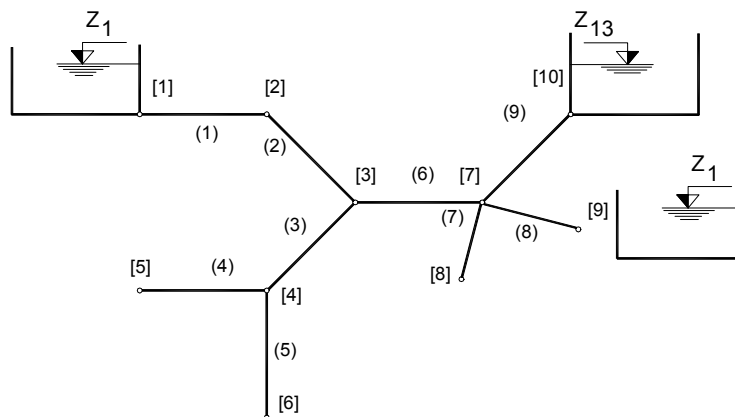
Para las tuberías principales, de acuerdo al tamaño de las mallas, densidades de población, previsiones para posibles expansiones y crecimientos de la población mayores a los adoptados como consignas de cálculo, es razonable establecer como diámetro mínimo DN 75 mm.

### 3.7. REDES ABIERTAS

En el numeral 1.4.1 se han descripto las características de este tipo de redes. Sólo se deberán proyectar redes abiertas en poblaciones con baja densidad habitacional y en las que los tramos de tuberías necesarios para cerrar mallas resulten muy largos con el

consiguiente aumento de la inversión o son de escasa utilización. Como ejemplo se pueden indicar asentamientos poblacionales a la vera de rutas.

Un ejemplo de red abierta se observa en la **Figura 16**.



**Figura 16.** Red abierta con 14 nudos y 13 tubos

De acuerdo a los niveles de los distintos almacenamientos y la longitud de las cañerías, se deberá conocer la dirección del caudal en los diversos tramos.

De la ecuación de la energía, entre el almacenamiento de cota más elevada y los extremos de los tubos, resulta:

$$z_1 - \left( z_j + \frac{U_j^2}{2g} \right) = \sum_{i=1}^j h_i \quad (36)$$

donde:

$z_j$  = cota de superficie libre del agua si el tubo descarga a un almacenamiento o cota del eje de la sección final si el tubo descarga en la atmósfera.

$h_i$  = pérdida de energía de los tubos ( $i$ ) que se encuentran en el recorrido desde nudo (1) hasta el extremo, nudo ( $j$ ).

Si la dirección del caudal coincide con la dirección del recorrido el signo es positivo y negativo en caso contrario.

$U_i$  = velocidad media en el tubo ( $i$ )

De la ecuación de continuidad en los nudos ( $j$ ):

$$\sum_{i=1}^n Q_i = 0 \quad (37)$$

donde:

$Q_i$  = caudales que ingresan (signo negativo) o salen (signo positivo) en un nudo ( $i$ ).

De lo antedicho resultará un sistema de tantas ecuaciones del tipo (36) como extremos finales tenga la red y tantas ecuaciones del tipo (37) como nudos, con lo que el sistema es resoluble para las incógnitas supuestas, es decir los caudales en cada tubo.

Para el ejemplo de la **Figura 16** se dispondrán de 8 ecuaciones del tipo (36), (extremos (7), (8), (9), (10), (11), (12), (13) y (14)) y 5 ecuaciones del tipo (37) (nudos (2), (3), (4), (5) y (6)) con lo cual se dispone un total de 13 ecuaciones que resuelven las incógnitas (13 caudales) planteadas.

En el ejemplo del numeral 3.8 se describe un cálculo tipo de mallas abiertas.

### 3.8. CÁLCULO APROXIMADO DE MALLAS POR EL MÉTODO DE LOS PUNTOS DE EQUILIBRIO\*

Habiéndose establecido el radio inmediato y el radio futuro de la zona a servir por medio de una red de distribución del tipo de malla cerrada será necesario proceder al trazado planimétrico de las mallas.

El criterio a seguir depende mucho de las condiciones locales y de la experiencia del proyectista, pero es una buena norma trazar una cañería por la periferia del radio futuro y luego dividir esta superficie en varias mallas tratando que cada una no tenga dimensiones mayores de 600 a 600 metros ni menores de 300 por 300 metros. Cuanto más densa e importante es la zona a servir, más pequeña conviene que sea la malla.

Dentro de cada malla se colocan cañerías secundarias que van unidas en sus extremos a las cañerías principales, pero no se cortan entre sí. Estas cañerías no se calculan.

Es necesario ubicar el tanque elevado y determinar su altura.

Cuanto más alto sea el tanque elevado, menores serán los diámetros de la red de distribución y por lo tanto menor será su costo, pero mayor será el costo de la energía para realizar el bombeo.

Por el contrario, cuando menor sea la altura del tanque menor será el costo de bombeo, pero en este caso aumentará el costo de la red. Entre estos dos casos extremos, existe una altura de tanque que hace mínima la suma del costo anual de bombeo y del servicio financiero del capital invertido en la red. Es decir, habría que suponer varias alturas del tanque y para cada una calcular la red, el servicio financiero del capital invertido en la red y el costo de bombeo.

Sumando en cada caso ambos costos, habrá uno de ellos cuyo valor sea mínimo. A ese corresponde la altura del tanque a adoptar.

---

\* De acuerdo a: Abastecimiento de Agua Potable a Comunidades Rurales. U.B.A. Publicación N°7.

Como esto es muy laborioso, se indica más adelante, un criterio práctico para determinar dicha altura.

Para concretar la explicación se seguirá un ejemplo, que puede dar claramente las ideas generales del cálculo.

En la **Figura 17** se marcó sobre una planialtimetría, donde estaba delimitado el radio futuro, dos mallas trazadas con el criterio anteriormente expuesto.

Se deben calcular los diámetros de la red y esto es un problema hidráulico. Recordamos que cuando se dimensionen cañerías siempre hay tres valores a considerar:

$g$  = gasto

$j$  = pérdida de energía por unidad de longitud

$D$  = diámetro

Conociendo dos de ellos, se puede hallar el tercero

### ***Cálculo del gasto***

Como la resolución del problema real de tener un tanque elevado que está alimentando mallas que tienen conexiones de caudal variable en ruta es muy compleja, es necesario hacer una serie de simplificaciones, que se irán viendo en detalle a continuación.

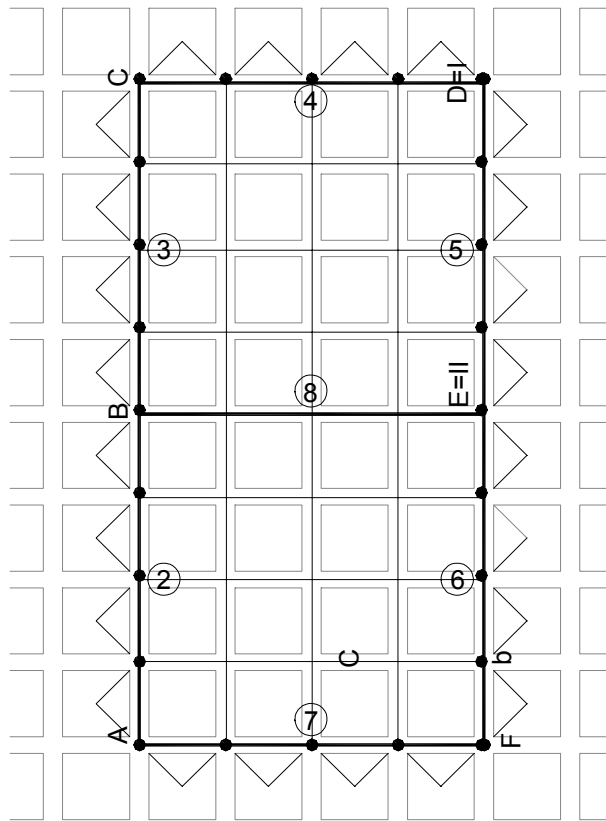
#### ***a). Puntos de equilibrio***

Se consideran las mallas abiertas en ciertos puntos, llamados de equilibrio y los cálculos se hacen entonces como si las cañerías fueran ramales de una malla abierta.

La ubicación de los puntos de equilibrio se hace con el siguiente criterio. Partiendo del tanque elevado se siguen dos caminos o ramales distintos para llegar a un punto alejado. Tomando distancias iguales por ambos caminos, donde estos se encuentran se ubica el punto de equilibrio, por ejemplo el punto I de la **Figura 17** que en este caso por definición se lo llama punto de equilibrio total. Como suponemos, en primera aproximación, que la pérdida de energía en las cañerías es proporcional a la longitud de las mismas, en el punto de equilibrio la energía disponible es la misma por cualquiera de los dos caminos que se haya seguido, luego no hay posibilidad de que el gasto pase de un ramal a otro. Es decir, en el punto de equilibrio el gasto es cero.

El punto de equilibrio II, indicado en la **Figura 17**, es un punto de equilibrio parcial y por definición se supuso que el gasto no pasa del tramo 8 a los tramos 5 y 6.

Al colocar los puntos de equilibrio, en realidad queda determinado el sentido del recorrido del agua en la red.



**Figura 17.** Trazado de las mallas

En el caso de redes más complicadas, para ubicar los puntos de equilibrio conviene pensar que la red es similar al sistema circulatorio, donde el corazón es el tanque de distribución. Los diámetros irán decreciendo en forma gradual a medida que se alejan del tanque y los diámetros mínimos serán los más alejados.

Al colocar los puntos de equilibrio a la red queda dividida en ramales. Por ejemplo los ramales TABCD y AFED de la **Figura 17**.

Los ramales deben ser divididos en tramos en los cuales el diámetro es constante. Para realizar esta división es necesario en primer lugar ubicar en la red, los puntos obligados de cambio de diámetro, como por ejemplo son los puntos A y B donde se bifurca el gasto. Una vez ubicados dichos puntos, como aún los tramos en que queda dividido el ramal son, en general, muy largos, hay que seguir dividiendo con el siguiente criterio. Conviene que los tramos tengan una longitud comprendida entre tres y cinco cuadras. Si los tramos son muy cortos se dimensionan muchos diámetros diferentes y esto no es práctico no económico. Si los tramos son muy largos se desperdicia en realidad material pues el cálculo hidráulico se hace con el caudal de aguas abajo, por lo tanto al comienzo del tramo hay exceso de diámetro. Los tramos cercanos a los puntos de equilibrio conviene que sean lo más largos, pues en dichos tramos el caudal es pequeño.

De esta manera toda la red, que con los puntos de equilibrio había quedado dividida en ramales, está ahora dividida en tramos, por ejemplo tramos 1, 2, 3 y 4 de la **Figura 17**.

*b). Atribución de cañerías secundarias*

Las cañerías secundarias están alimentadas en sus extremos por las principales. En la **Figura 17**, la cañería secundaria *ab* tiene más presión en el punto *a* que en el *b*, pues el punto *a* está más próximo al tanque. Se establece que desde el punto *b*, de menor presión, se alimenta una cuadra y desde el punto *a*, las restantes. Con este criterio simple se pueden atribuir todas las cañerías secundarias a la principal.

*c). Gasto hectométrico*

El cálculo del gasto de cada uno de los tramos se hace en base al gasto hectométrico  $g_h$ .

Conociendo el gasto hectométrico, uniforme para toda la red, se debe calcular el gasto correspondiente a cada uno de los tramos.

*d). Gasto en los tramos*

Es evidente que en cada tramo ingresa cierto gasto que se puede denominar gasto total  $g_T$ . Parte del mismo lo recorre totalmente y sale por el otro extremo. A ese gasto se lo puede denominar gasto en extremidad  $g_e$ .

Cada tramo tiene conexiones domiciliarias en ruta. También alimenta, en ruta, a las cañerías secundarias que le están atribuidas. Este gasto en ruta  $g_r$  se puede determinar así:

$$g_r = g_h \cdot 1$$

donde 1 es la suma de la longitud de la cañería principal del tramo más la cañería secundaria en ruta atribuida al mismo.

Se deduce fácilmente que el gasto total  $g_T$  de cada tramo es igual a la suma del gasto en extremidad  $g_e$  más el gasto en ruta  $g_r$ .

$$g_T = g_e + g_r$$

El cálculo de cañerías se realiza también en este caso usando un gasto ficticio, llamado gasto de cálculo  $g_c$  que se supone igual a:

$$g_c = g_e + 0,55 g_r$$

y que tiene la propiedad de producir la misma pérdida de energía que se produce en el tramo.

Resumiendo se puede decir que para cada tramo se debe calcular:

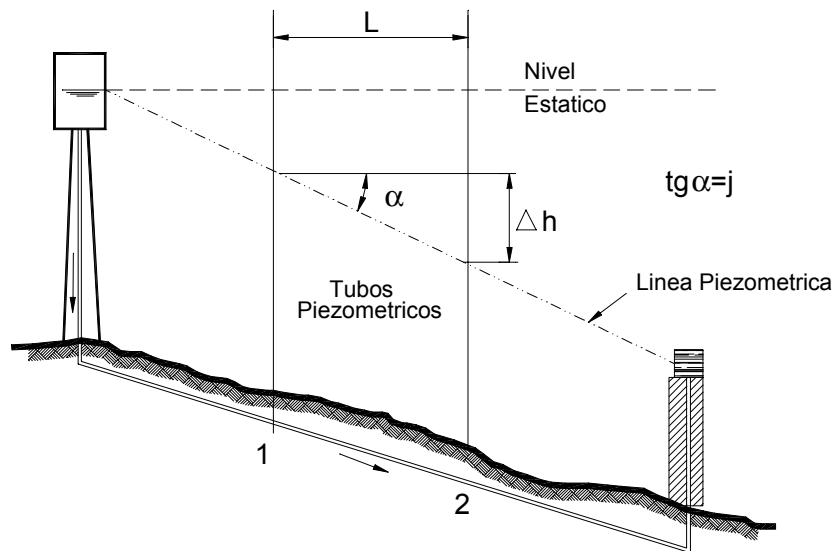
$$g_e \quad g_T = g_e + g_r$$

$$g_r = g_h \cdot 1 \quad g_c = g_e + 0,55 g_r$$

El cálculo de los gastos se comienza a hacer por los tramos correspondientes a los puntos de equilibrio.

### **Pérdida de energía**

Cuando escurre cierto gasto  $g$  por una cañería recta, de diámetro constante, en presión, debido a la fricción va disminuyendo la energía del líquido a lo largo de la cañería (ver **Figura 18**).



**Figura 18.** Línea piezométrica en una tubería

Esa energía, en unidades puede expresarse en kgm/kg. de agua que está escurriendo. Simplificando los kg queda expresada en metros.

Si se desea medir la diferencia de energía entre dos puntos, 1 y 2, de la cañería separados por una distancia  $l$ , se puede colocar en cada punto un tubo piezométrico. La diferencia de niveles piezométricos indica la pérdida de energía  $h_f$  entre esos dos puntos. Si esa diferencia de energía  $h_f$  se refiere a la unidad de longitud se obtiene el gradiente piezométrico  $j$ :

$$j = \frac{h_f}{l}$$

Los cambios de dirección, ramales, válvulas, etc., y los aumentos de velocidades producen una disminución brusca de la energía del líquido que escurre, que en los casos prácticos es aproximadamente proporcional al cuadrado de la velocidad ( $U^2/2g$ ). Como las velocidades usuales en la red de distribución son relativamente bajas (aproximadamente 1m/seg) se pueden despreciar estas pérdidas de energía localizadas y sólo considerar las que se producen a lo largo de las cañerías.

En el problema que se está desarrollando se puede hallar un valor de  $j$  para cada uno de los ramales. Se observa (ver **Figura 19**) que, si partiendo del tanque elevado se desarrolla el perfil altimétrico del ramal TABCD en ciertas escalas, vertical y horizontal, y se dibuja la altura del tanque  $H_T$ , sobre el punto T y la presión mínima  $p_{\min}$  sobre el punto D que coincide con el punto de equilibrio I, al unir con una recta esos puntos así determinados se tiene la línea piezométrica teórica del ramal.

Se puede escribir que:

$$\operatorname{tg} \alpha = j_T = \frac{h_f}{l}$$

### **Dimensionamiento**

Con lo visto hasta ahora, se puede comenzar a dimensionar los diámetros, pues para cada uno de los tramos del ramal TABCD se puede hallar  $g_c$  y  $j_T$ .

Se calcula para cada tramo, con los valores  $g_c$  y  $j_T$  correspondientes pero, en general, no existe un diámetro comercial que corresponda exactamente a dichos valores sino un diámetro teórico comprendido entre dos diámetros comerciales.

Lo que se hace es mantener el  $g_c$  constante y se determina un diámetro  $D_1$  mayor que el diámetro teórico, al cual le corresponde un  $j_1$ , menor que  $j_T$  y un diámetro  $D_2$  menor que el diámetro teórico al cual le corresponde un  $j_2$  mayor que el  $j_T$ .

De esta forma, para cada tramo quedan determinados dos diámetros  $D_1$  y  $D_2$  y dos pérdidas de energía unitaria  $j_1$  y  $j_2$ .

Para cada tramo se pueden adoptar cualquiera de estos dos valores, a los que se llamará diámetro real y pérdida de energía real, en forma tal que cumplan dos condiciones:

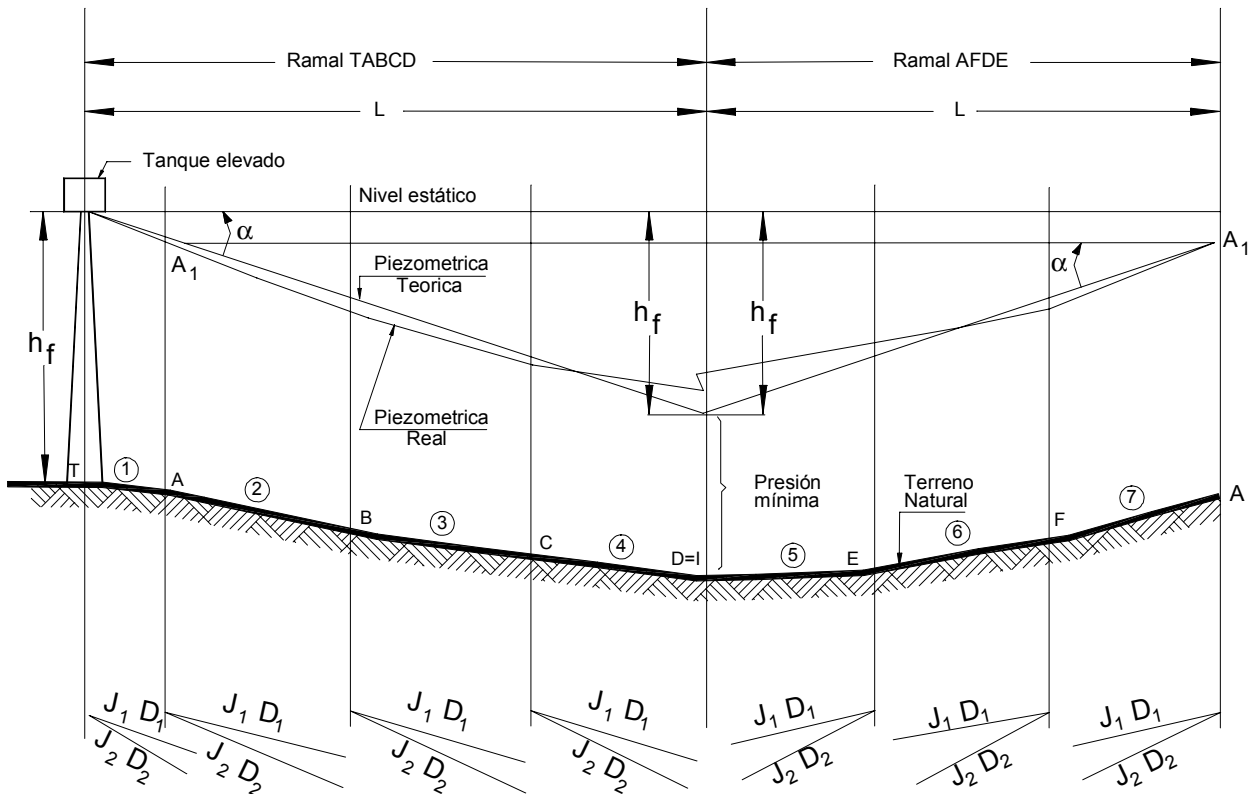
- 1). La piezométrica real, que queda definida al ir adoptado en cada tramo del ramal un valor de  $j$ , se aproxime lo máximo a la piezométrica teórica.
- 2). En cualquier punto del ramal debe haber una presión igual o superior a la presión mínima.

Con el criterio anterior se dibuja en el perfil altimétrico del ramal TABCD, partiendo del fondo del tanque elevado, la piezométrica real. Desde luego sobre el punto D, que coincide con el punto I de equilibrio, la piezométrica real estará sobre la piezométrica teórica o en el caso límite coincidirá para que la presión real sea mayor o igual que la presión mínima.

Con esto se da por terminado el cálculo del ramal TABCD. Se puede hallar las cotas piezométricas de cada extremo de tramo, pues si a la cota del terreno al pie del tanque se suma la altura del mismo se obtiene la cota del fondo del tanque. Si a esta cota se le van restando los valores de  $j \cdot l$  de cada tramo (pérdida de energía parcial de cada tramo) se van obteniendo las cotas piezométricas de los distintos extremos de tramos.

La diferencia, en cada extremo de tramo, entre la cota piezométrica real y la cota del terreno, indica la presión disponible expresada en metros de columna de agua.

Es necesario ahora aplicar los conceptos vistos anteriormente al ramal AFED, de forma de poder obtener una línea piezométrica real con sus respectivos diámetros correspondientes en cada tramo del ramal.



**Figura 19.** Piezométrica de los ramales

Como indica la **Figura 19** a continuación del punto D desarrollamos el perfil del terreno DEFA. El punto A tiene ya una cota piezométrica real, calculada anteriormente, que se marca en el perfil. Si se une dicho punto piezométrico con el que indica la presión mínima en el punto D se obtiene la piezométrica teórica del ramal. Con esa piezométrica teórica  $j_T$  y con los gastos de cálculo  $g_c$  se hallan dos diámetros  $D_1$  y  $D_2$  y dos pérdidas de energía  $j_1$  y  $j_2$  para cada tramo.

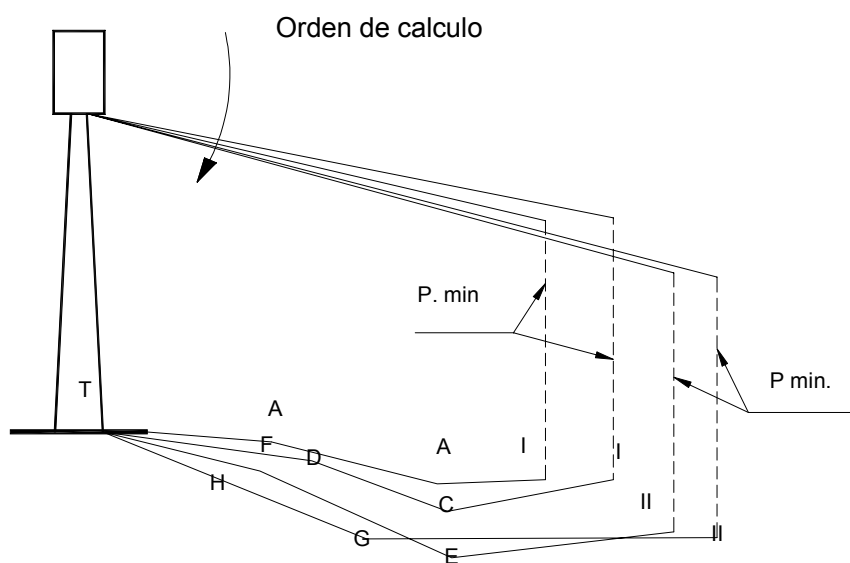
La piezométrica real en este caso deberá cumplir una condición más que en el caso del ramal anterior. En el punto de equilibrio I la cota piezométrica no deberá diferir más de un metro con respecto a la calculada anteriormente.

Si esa diferencia, llamada diferencia de cierre, es menor de un metro, se da por terminado el cálculo de la malla.

De no ser así se deberán hacer otros tanteos permutando diámetros adoptados hasta que ello ocurra. A veces, en casos extremos, es necesario desplazar el punto de equilibrio y rehacer los cálculos.

En redes más grandes, de varias mallas, se deberá repetir el cálculo visto hasta ahora, cerrando todas las mallas, aceptando siempre una diferencia de cierre de un metro. En este caso, de varias mallas, debemos averiguar el orden de cálculo. Es decir por cual malla comenzamos el cálculo y por cuales continuamos.

Para ello debemos hacer la clasificación de ramales (ver **Figura 20**), que consiste en superponer a partir del tanque elevado perfiles de todos los ramales y trazar para cada uno de ellos la línea piezométrica teórica correspondiente. El ramal más desfavorable, por el cual se debe comenzar el cálculo, es aquél cuya pendiente piezométrica es menor. Le siguen los ramales de valor piezométrico creciente.



**Figura 20.** Clasificación de los ramales

### **Altura del tanque elevado**

Se sabe, por proyectos ya realizados que para poblaciones de menos de 3.000 hab., los diámetros de la red varían entre 0,050 y 0,200 m y que las velocidades varían aproximadamente entre 0,40 y 0,50 m/seg.

Si se supone que el ramal más largo de la red tiene un diámetro constante, igual a 0,050 m y una velocidad de 0,40 m/seg. se puede calcular la pérdida de energía  $h_f$  entre el fondo del tanque y el punto más alejado del ramal. Si a la cota del terreno en dicho punto se le suma la presión mínima expresada en metros de columna de agua más el valor de  $h_f$  anteriormente determinado, se obtiene la cota del fondo del tanque. La diferencia entre dicha cota y la del terreno al pie del tanque indica la altura del mismo.

En el caso de cálculos manuales y con el objeto de facilitar su análisis y evaluación de deben volcar los resultados del cálculo en planillas de diseño uniforme donde consten en las diferentes columnas ramal, tramo, longitudes de las cañerías principales y secundarias y su total, caudales en extremidad, en ruta, de cálculo y total, pendiente,

pérdida de energía, cota piezométrica, carga disponible, diferencia de cierre y observaciones. Ver **Figura 21**.

Red de distribución de agua																				
Planilla de cálculo																				
Ramal	Tramo	Longitudes (hm)				Caudales ( l/seg.)				Pendiente piezométr. teórica	Diámetro		Pendiente. Pie. Metr. Reales		H Real (m) Δ	Cota Piezom.	Carga terreno	Carga Disp.	Difer. de Cierre	Observaciones
		Cañería secundaria		Cañería secundaria	ge en ext.	gr en ruta	gc en calc.	gt total	Mayor (m)		Menor (m)	Menor	Mayor							
		en ruta	en extr																	

**Figura 21.** Planilla de cálculo de una red

### 3.9. CÁLCULO POR EL MÉTODO DE LAS ÁREAS

El método de las áreas se basa en asignar a cada nudo un consumo proporcional al área de influencia del mismo. Esta última será mayor en las zonas depresiones más elevadas, cercanas al tanque de distribución o estación de bombeo o pozo profundo que alimenta directamente la red.

El consumo en un nudo cualquiera “y” será igual a:

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n A_{ij}}{A_T} Q_E \quad (l/s) \quad (1)$$

donde:

i = número de mallas que concurren al nudo.

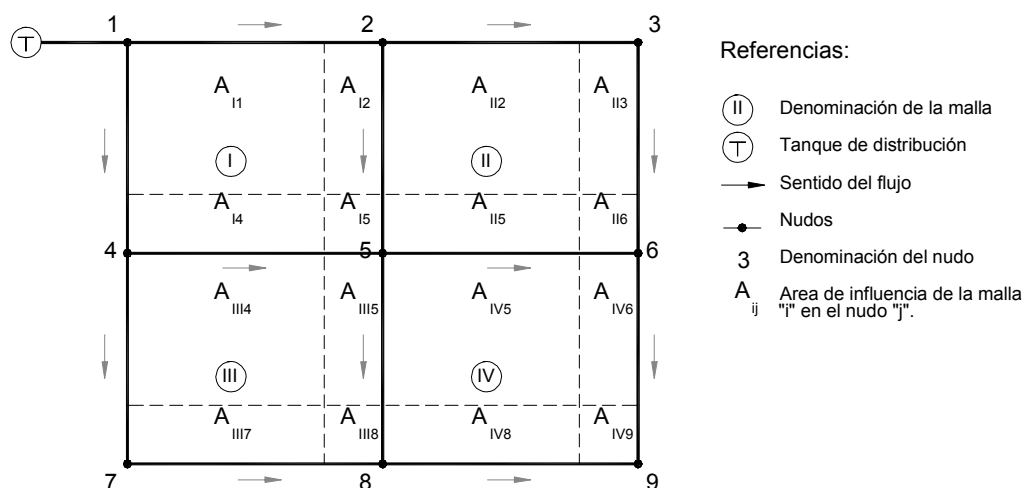
A<sub>ij</sub> = área de influencia de la malla “i” en el nudo “j” en (ha).

A<sub>T</sub> = área total de estudio, igual a la sumatoria de las áreas correspondientes a las mallas en (ha).

$Q_E$  = caudal máximo horario en (l/s).

Para una mayor comprensión se desarrollará la asignación de consumos en 2 (dos) nudos de la siguiente red de distribución de mallas cerradas.

La misma está constituida por 4 (cuatro) mallas y un tanque elevado que suministra agua potable al sistema a través del nudo 1.



**Figura 22.** Esquema de red de distribución

Donde la superficie total del área en estudio es igual a:

$$A_T = A_I + A_{II} + A_{III} + A_{IV}$$

Aplicando la expresión (1) se puede calcular el caudal asignado a los nudos.

En particular el consumo en el nudo 2 será igual a:

$$C_2 = \frac{\sum A_{i2}}{A_T} Q_E \quad (l/s)$$

Donde el área de influencia de las mallas I y II en el nudo 2 será igual a:

$$\sum A_{i2} = A_{I2} + A_{II2}$$

Considerando la influencia que tiene la ubicación de tanque elevado con respecto a la distribución de caudal, el valor de  $A_{I2}$  será igual a:

$$A_{I2} = \frac{1}{3} \cdot \frac{2}{3} A_I = \frac{2}{9} A_I$$

y el de  $A_{II2}$ :

$$A_{II2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{3} A_{II} = \frac{4}{9} A_{II}$$

Aplicando la expresión (1) en el nudo 5 se tiene:

$$C_5 = \frac{\sum A_{i5}}{A_T} Q_E \quad (l/s)$$

Como al nudo 5 convergen las mallas I, II, III y IV, el área de influencia de las mallas afectadas será igual a:

$$\sum A_{i5} = A_{I5} + A_{II5} + A_{III5} + A_{IV5}$$

Al igual que en el caso anterior, se considera la cercanía del punto al tanque con respecto a la malla analizada.

La participación de la malla I en el consumo del nudo 5 es igual a:

$$A_{I5} = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{3} A_I = \frac{1}{9} A_I$$

Mientras que la malla II requerirá:

$$A_{II5} = \frac{1}{3} \cdot \frac{2}{3} A_{II} = \frac{2}{9} A_{II}$$

y la malla III:

$$A_{III5} = \frac{1}{3} \cdot \frac{2}{3} A_{III} = \frac{2}{9} A_{III}$$

Por último, la influencia de la malla IV en el punto 5 será igual a:

$$A_{IV5} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2}{3} A_{IV} = \frac{4}{9} A_{IV}$$

### 3.10. EJECUCIÓN DEL PROYECTO DE LA RED POR ETAPAS

En el diseño de una red de distribución de agua es habitual durante la confección del mismo dividir el radio a servir en dos zonas:

- Radio servido inmediato
- Radio a servir en el futuro.

Una consideración especial debe aplicarse en cuanto a la confección del proyecto del radio futuro a servir, dado que puede plantearse dos alternativas:

- Confección del diseño de solamente el radio servido inmediato, dejando previstos los caudales en los nudos de conexión al radio futuro, demorando en el tiempo la realización de la parte de diseño de la red del radio servido futuro.
- Confección de todo el diseño completo, es decir que comprenderá el radio servido actual y futuro.

Estas situaciones implican posiblemente procedimientos diferentes para su estudio y resolución, pero pueden haber casos en que coexistan características comunes a los dos casos planteados

### **3.10.1. Demora del Diseño del Radio Servido Futuro**

En una zona prácticamente no servida, la instalación de la red de distribución es parte del trabajo de urbanización. La población servida en el primer año es la que se genera al habilitarse las obras de urbanización. En algunos casos son obras que reemplazan sistemas muy primitivos y de poca envergadura y que se utilizan precariamente.

Las redes para estos nuevos sectores deben ser estudiados y analizados tomando en consideración todas las posibles expansiones a prever en la zona, dentro del período de diseño, mediante la confección de un Plan Directo:

Para el proyecto de las cañerías maestras que deben surtir a la zona influye primordialmente la selección de los horizontes de proyecto que se considerarán.

Las ventajas de este planteo pueden sintetizarse en:

- 1). Se demora en el tiempo la consideración del diseño en zonas de difícil predicción en cuanto a su desarrollo futuro.
- 2). Se posponen los costos de proyectos.
- 3). Es posible un mejor ajuste de parámetros tales como población a servir, horizonte de proyecto, ubicación espacial, dotación, existencia de grandes consumidores, adopción de los coeficientes de pico, existencia de calles pavimentadas, veredas y otros servicios públicos.

Como efectos negativos los fundamentales comprenden:

- 1). No contar con un proyecto en condiciones para elevar una solicitud de préstamo rápidamente ante la necesidad de concretar las obras futuras.
- 2). Mayores costos de proyecto, tramites de licitación, dirección de obra y supervisión.
- 3). Algunas mayores dificultades burocráticas y administrativas.

### 3.10.2. Confección Integral de Todo el Proyecto

Abarca el caso de densificación dentro de una zona en la que ya se prestaban servicios o extensión del área servida considerada en el proyecto original.

Para estos diseños de ampliación y complementación de redes existentes, el diseño habitualmente debe contemplar que se cumplan simultáneamente dos funciones:

- Mantenimiento y posible remodelación de la red actual.
- Incorporación de nuevos usuarios.

Para ambas tareas la planificación de la red implica el diseño de cierre de mallas, tendido de nuevas cañerías, ampliación hacia zonas limítrofes anteriormente no servidas, una adecuada sectorización, reordenamiento de las sub-zonas de los sectores existentes, y también la posible ejecución de nuevos reservorios.

Estos aspectos no pueden ser estudiados en forma aislada, sino complementariamente entre sí. Debe aplicarse como ejemplo en la planificación de un sector nuevo, anteriormente no servido, como sería la creación o construcción de un barrio o la habilitación de un nuevo sector flanqueado por zonas bajo servicio. Este caso es común, y para su diseño y cálculo, deben considerarse sus situaciones específicas y determinantes.

Los efectos positivos, en resumen, son:

- 1). Contar con un proyecto, previamente aprobado, en condiciones para elevar una solicitud de préstamo.
- 2). Menores costos de proyecto.
- 3). Menores dificultades burocráticas y administrativas.

En cuanto a las desventajas se pueden sintetizar en:

- 1). Las predicciones y consignas de diseño pueden haber perdido consistencia.
- 2). La inversión en el costo total de proyecto debió ser realizada al inicio de las tareas.
- 3). El ajuste de parámetros como población a servir, horizonte de diseño, ubicación espacial, dotación, grandes consumidores, coeficientes de pico, calles pavimentadas, veredas y otros servicios pueden haber sufrido cambios que pesen negativamente en el diseño y como consecuencia en la obra a realizar.

### 3.10.3. Selección del Criterio

La confección de un diseño completo es en la generalidad de los casos la solución. Sin embargo, de lo anteriormente expuesto se deduce que no existe a priori una decisión clara y excluyente, sino que un análisis exhaustivo de las particularidades del servicio a proveer hará preferible uno u otro planteo.

## 4. ELEMENTOS QUE INTEGRAN UNA RED

Las canalizaciones destinadas al transporte de agua a presión se componen de tuberías rectas cilíndricas, de elementos de acoplamiento llamados piezas especiales y de dispositivos accesorios que permiten la operación de la red.

En la **Figura 23** se indican los símbolos y colores más corrientes para representar los diferentes elementos integrantes de la red.

SIMBOLOGIA	REFERENCIAS	SIMBOLOGIA	REFERENCIAS
	Obra a Construir		Camara de Desborde
	Obra Existente		Torre Piezométrica
	Obra a Suprimir o Demoler		Columna de Manga para Carros regadores
	Obra Futura		Toma de agua superficial
	Limite Zona Servida		Estación de bombeo
	Cruce de cañerías		Tanque
	Empalme de cañerías		Tanque elevado
	Valvula Exclusa		Tapa Sombrerete o Tapon
	Valvula de Aire		Macizo de anclaje
	Valvula de Retención		Tapón con anclaje
	Valvula Reductora de Presión		Macromedidor
	Hidrante		Macromedidor en cámara
	Camara Desague y Limpieza		Protección catódica
	Camara Desague y Limpieza a Boca de Registro		Micromedidor
	Surtidor de Balde		Surtidor público
	Bebedero		Pozo proyectado
	Boca de Riego		Pozo en servicio
	Columna de Ventilación		Pozo fuera de servicio

### CAÑERÍAS DE AGUA

CAÑERÍAS MAESTRAS FUTURAS		A	
CAÑERÍAS MAESTRAS EXISTENTES		A	
CAÑERÍAS MAESTRAS PROYECTADAS		A	
CAÑERÍAS DE IMPULSIÓN		A	
CAÑERÍAS DISTRIBUIDORAS FUTURAS		A	
CAÑERÍAS DISTRIBUIDORAS EXISTENTES		A	
CAÑERÍAS DISTRIBUIDORAS PROYECTADAS		A	

**Figura 23.** Símbolos para representar los elementos integrantes de una red

## 4.1. TUBERÍAS

Los materiales utilizados en la fabricación de cañerías son: fundición, acero, fibrocemento, materiales plásticos, hormigón armado y sin armar, hormigón pretensado, plástico reforzado con fibra de vidrio, plomo, cobre, hidrobronce, etc.

Ciertos materiales tales como el plomo y el bronce, son convenientes sólo para canalizaciones de pequeños diámetros y no se utilizan en redes de distribución; solo se utilizan en instalaciones domiciliarias, otros se emplean solo en diámetros relativamente importantes como el hormigón armado o el hormigón precomprimido.

En la ejecución de las redes de distribución los materiales plásticos, en especial el policloruro de vinilo (PVC), el polietileno de alta densidad (PEAD) y el hierro dúctil, son los más ampliamente utilizados a nivel mundial. En el país hay un gran número de redes ejecutadas en asbesto-cemento.

La elección del material de las redes es generalmente un problema económico, ya que en función del diámetro puede resultar más conveniente uno u otro tipo.

Materiales	Simbología
Hierro fundido	HF
Acero	A
Asbesto-cemento	AC
Hormigón armado	H°A°
Policloruro de vinilo	PVC
Caño hormigón centrífugo	CHC
Fundición dúctil	FD
Plomo	P <sub>b</sub>
Acero galvanizado	AG
Cobre	Cu
Polietileno de alta densidad	PEAD
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	PRFV
Hierro	Fe
Material vítreo (gres)	Gr
Hormigón simple	H°S°

**Figura 24.** Simbología para representar distintos materiales con que se fabrican tuberías para agua

En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada y en el Anexo IV – Normas de Calidad de Materiales e Insumos y Utilizados en Sistemas de Abastecimiento de Agua, se desarrolla el tema con más detalles.

## 4.2. PIEZAS ESPECIALES

Se entiende por piezas especiales todos aquellos elementos constituyentes de la cañería que no son caños rectos o válvulas, sean de fabricación estándar o de diseño y fabricación especial.

Comprenden las juntas, juntas de transición, curvas y codos, tes, reducciones, piezas terminales, uniones y las piezas de montaje e intervención.

En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada y en el Anexo IV – Normas de Calidad de Materiales e Insumos Utilizados en Sistemas de Abastecimiento de Agua, se desarrolla el tema con más detalle.

### 4.3. VÁLVULAS

#### 4.3.1. Válvulas de Cierre

Su finalidad principal es la operación de las redes, interrumpiendo el caudal. No deben ser utilizadas para regular el caudal.

Deben colocarse en las cañerías de la red principal, en las secundarias y en las subsidiarias. En este último caso, se ubican luego del empalme a la cañería principal. Por ello, cada cañería secundaria y subsidiaria dispondrá de válvulas de corte en los nudos de empalme. De ser necesario se podrá ubicar una válvula adicional para corte en algún sector interior con el objeto de reducir la cantidad de habitantes que quedan sin servicio por alguna interrupción debido a averías.

Debe realizarse una sectorización de la red de manera de disponer de un número lo más limitado posible de válvulas para obtener un corte de servicio a un sector. Una cantidad indicativa sería preferentemente 4 válvulas como máximo y en todos los casos no se debería pasar de 8 como número extremo.

De esta forma, con estas precauciones, el trabajo de corte se puede realizar en el menor tiempo posible y la interrupción del servicio se restringe al mínimo de habitantes indispensables para la reparación de la avería que se produzca.

Sobre las cañerías principales que no sean a su vez distribuidoras, es decir cañerías de DN 300 mm. o superiores, el distanciamiento entre válvulas puede tener mayor separación que en las que brindan el servicio de distribución.

Es básico desde el punto de vista de la economía de la instalación considerar esta mayor separación, puesto que las válvulas de gran diámetro tienen un costo importante.

Atendiendo a su hermeticidad, las válvulas se clasifican en dos grupos: estancas y válvulas para la regulación de caudales en las que la hermeticidad no es un factor que deba considerarse.

Para conseguir la aislación de mallas donde se realicen tareas de refacción o cambios de las cañerías, sin afectar el resto de la red, las válvulas deben ser estancas.

Con respecto a las válvulas (ver **Figura 25**), es conveniente:

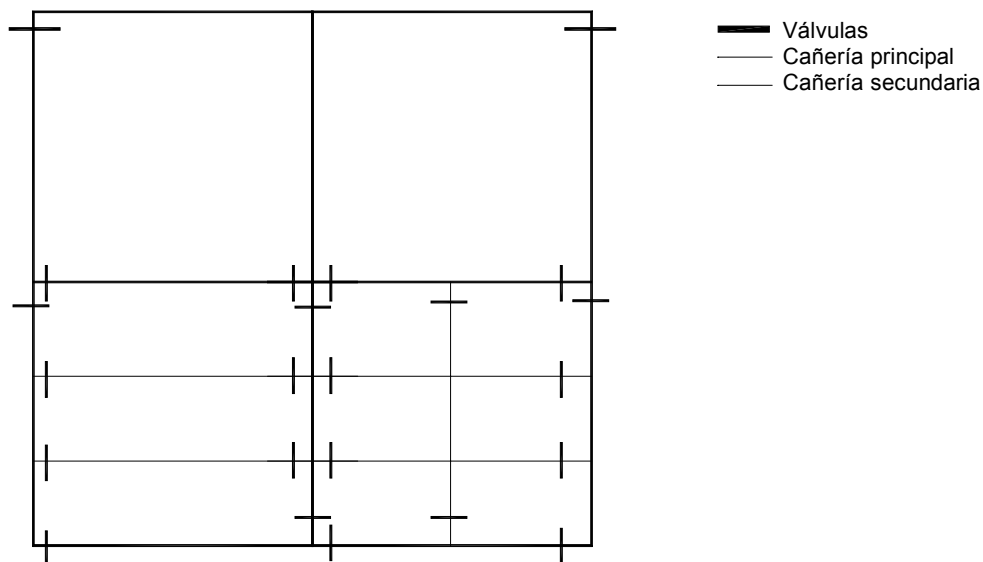
- Estudiar su ubicación para colocar las estrictamente necesarias, en los sitios adecuados para facilitar la operación de la red. De ser posible tratar de colocarlas agrupadas en una misma esquina.

- Prever su balizamiento, de modo de poder localizarlas fácilmente. Es esencial que las ubicadas en una misma esquina sean individualizadas correctamente. Ello impedirá confusiones al momento de su maniobra.
- Tener suficientes cuadrillas de reparación, para no demorar en realizarlas y no interrumpir el servicio más tiempo del necesario.

Las válvulas más utilizadas como elementos de cierre son las tipo esclusa y mariposa. Estas válvulas no deben ser utilizadas para regular el caudal.

Si por alguna razón de diseño se debiera regular el caudal, tal el caso de las válvulas a emplear en los tanques rompecarga o disminuir en los primeros años de un diseño el caudal de una tubería, se deberá seleccionar el tipo “globo” dado su casi lineal relación grado de apertura versus pérdida de energía y en especial no presentar problemas de cavitación agua abajo del elemento de cierre.

En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada y en el Anexo IV – Normas de Calidad de Materiales e Insumos y Utilizados en Sistemas de Abastecimiento de Agua, se desarrolla el tema con más detalles.



Ubicación de válvulas de cierre en red

**Figura 25.** Ubicación de válvulas de cierre en red

#### 4.3.2. Válvulas Reductoras de Presión

En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada y en el Anexo IV – Normas de Calidad de Materiales e Insumos y Utilizados en Sistemas de Abastecimiento de Agua, se desarrolla el tema con más detalles.

### 4.3.3. Válvulas de Aire

En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada y en el Anexo IV – Normas de Calidad de Materiales e Insumos y Utilizados en Sistemas de Abastecimiento de Agua, se desarrolla el tema con más detalles.

### 4.3.4. Válvula (Cámara de Desagüe)

La red mallada de una población se subdivide en sectores, que se ha visto se pueden aislar con el accionar de válvulas de cierre. En cada uno de estos sectores en el punto más bajo habrá que disponer de un desagüe, o en su defecto de un hidrante que puede cumplir esa misión.

En la **Tabla 8** se detalla el diámetro del desagüe en relación al diámetro de la tubería.

Diámetro de la cañería (mm)	Diámetro del desagüe (mm)
< 200	80
300	100
de 400 a 500 inclusive	150
de 600 a 700 inclusive	200
de 800 a 900 inclusive	250
de 1000 a 1000 inclusive	300

**Tabla 8.** Diámetros de desagüe en función del diámetro de la cañería

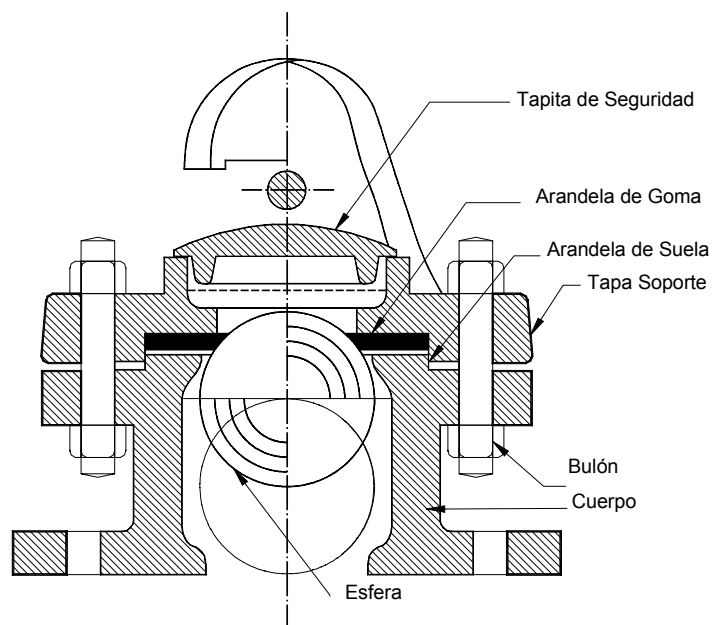
En el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada se observa el diseño de una cámara de desagüe.

### 4.3.5. Hidrante

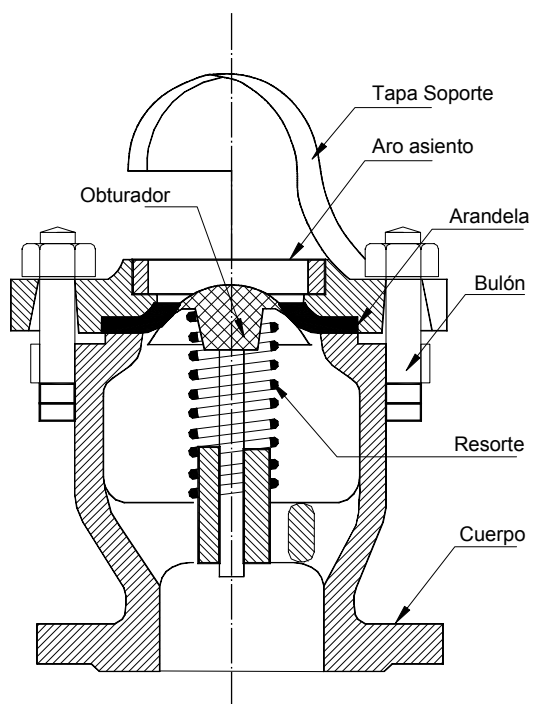
Se denomina hidrante a un dispositivo cuyo objetivo es permitir que los bomberos puedan tomar los caudales que requieran en puntos suficientemente próximos a los posibles focos de fuego. También se los utiliza para obtener agua cuando se la requiere para trabajos en la vía pública.

En el hidrante a bola, la bola es la que produce la obturación de la cañería por la presión del agua (**Figura 26**) En los hidrantes a resorte es la presión del resorte la que impide la salida del agua de la red (**Figura 27**). Se colocan en cámaras. Ver **Figura 28**.

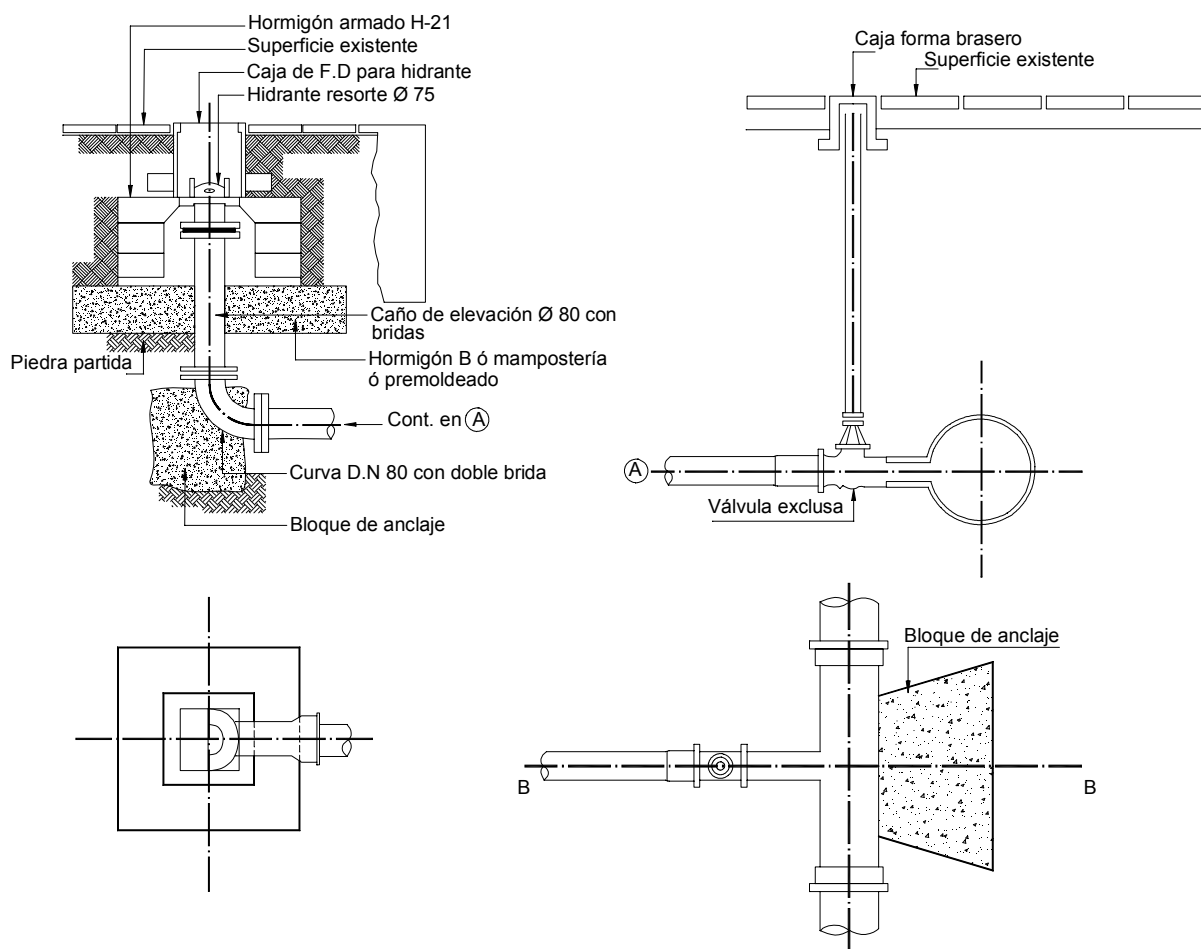
Cuando se requiere obtener agua de la red utilizando a tal efecto un hidrante se coloca sobre el mismo una columna metálica que posee en su parte inferior una uña que, mediante un giro, se ajusta sobre el reborde que presenta la caja del hidrante. Un vástago que se encuentra en el interior de la columna metálica hueca permite empujar hacia abajo la bola de goma y vencer la presión del agua o la acción del resorte y así hace que el agua salga por el interior de la columna.



**Figura 26.** Hidrante a bola



**Figura 27.** Hidrante a resorte



**Figura 28.** Conexión para hidrante

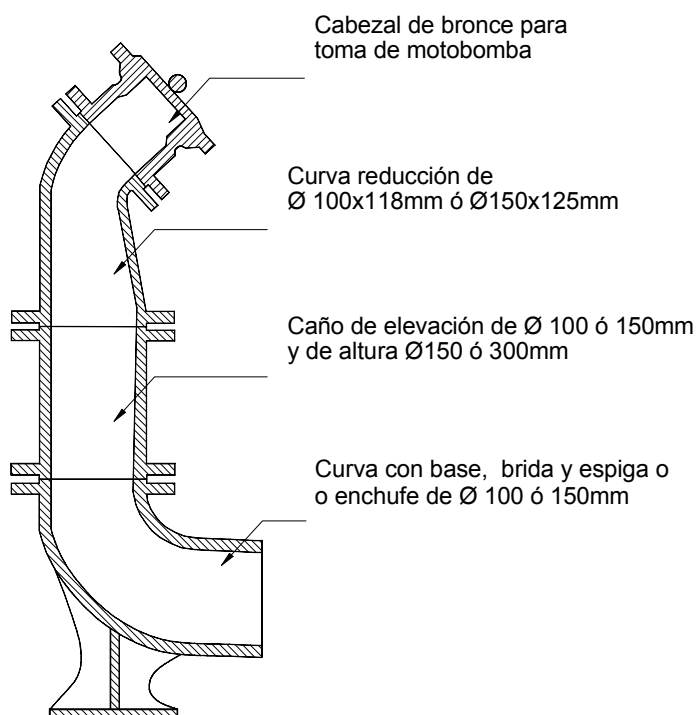
La distancia máxima entre hidrantes (del orden de los 200m) se fija en función del alcance máximo de la lanza y la longitud de manguera, que es de 100 m. Siempre se ubican en vereda y deben figurar en todo plano de proyecto, debiendo quedar perfectamente individualizados y balizados.

Debido a que cada hidrante debe cubrir radios de 100m, la disposición más conveniente es a tresbolillo. Los hidrantes a resorte se ubican en una cámara especial según normas.

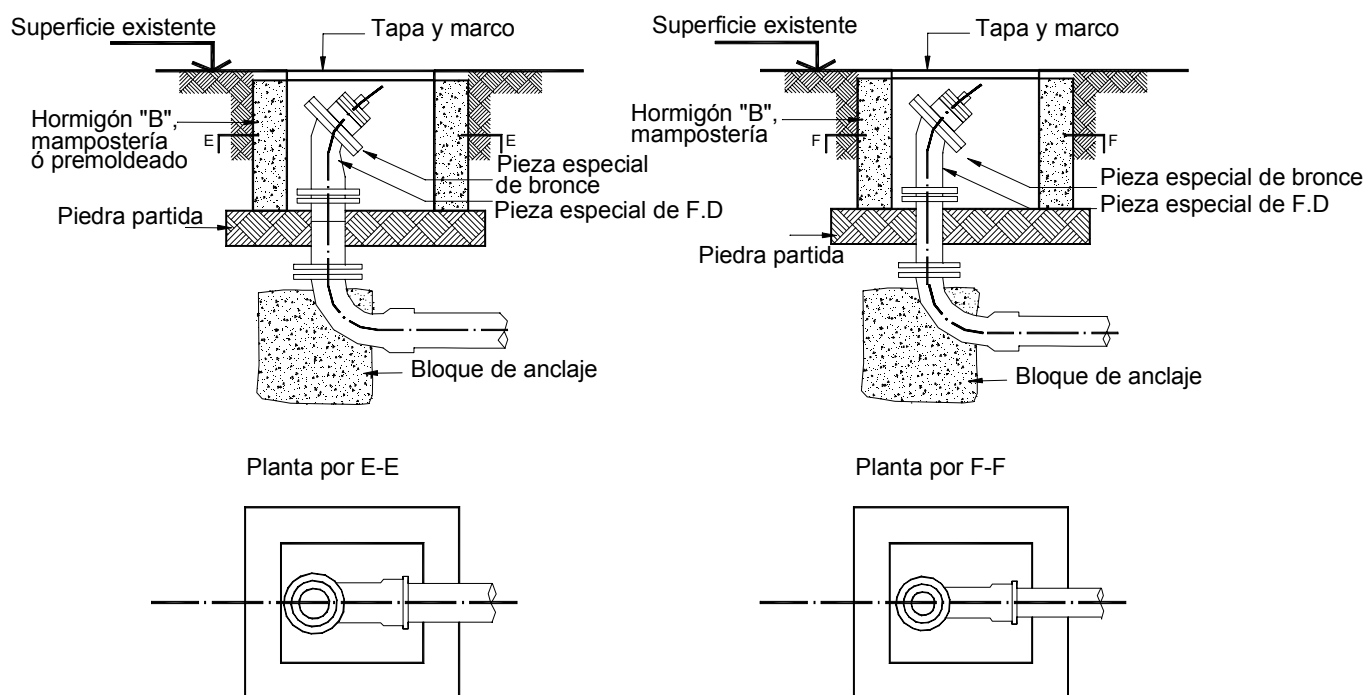
Pueden ser utilizados para limpieza de las cañerías, reemplazando las cámaras de desagüe.

#### 4.3.6. Toma Motobomba

Es una conexión para que los bomberos dispongan de caudal de agua en caso de incendios. Se les provee de caudal de agua, pero no de presión, ya que son ellos quienes bombean el agua con sus equipos. (ver **Figura 29** y **Figura 30**).



**Figura 29.** Toma de motobomba



**Figura 30.** Cámara para toma de motobombas

#### **4.4. SURTIDORES PÚBLICOS**

Son dispositivos destinados a proveer de agua potable a la población marginal del radio servido, que no disfrute del servicio domiciliario.

Se debe estudiar cuidadosamente el número, la distribución y el emplazamiento de los surtidores públicos, lo que depende casi enteramente de circunstancias locales. La exigencia de los mismos puede hacer que parte de la población pierda el interés en contar con conexiones domiciliarias y no se puede considerar de ningún modo que con ello se resuelvan los problemas sanitarios de la población, en lo que al abastecimiento de agua se refiere.

Todo grifo público debe poseer un sistema de evaluación del agua vertida. Los charcos que puedan eventualmente formarse alrededor de los mismos contribuyen a agravar los inconvenientes sanitarios que de por sí provocan.

Este tema se desarrolla con mayor amplitud en el Anexo I – Población Rural y Dispersa del presente trabajo.

## 5. CONSTRUCCIÓN DE LA RED

La ejecución de la red incluye los trabajos de excavaciones, tendido de cañerías, colocación de accesorios, construcción de cámaras (de hormigón armado o mampostería) para válvulas, colocación de hidrantes, etc. Debe considerarse también bajo este rubro los costos de anclajes, realización de pruebas, tapado de cañerías, retiro de los materiales sobrantes de las excavaciones y reparaciones de veredas y afirmados de ser necesario.

Dada la incidencia del costo de rotura y reparación de veredas en relación al costo total de la instalación de tuberías, siempre que sea posible se debe seleccionar para la ubicación de las tuberías menores de DN 400 mm que habitualmente se ubican por vereda, aquellas aceras que no impliquen dicho costo (aceras en tierra) o lo minimicen (parquizadas con verde, etc.).

Se debe tener especial cuidado en que todos y cada uno de los integrantes del sistema sean diseñados e instalados previendo que no se conviertan en puntos ocultos de contaminación del agua tratada.

Al construir la red o sus ampliaciones se debe tener siempre presente la posibilidad de que se produzca una interconexión con tuberías ajenas al sistema de abastecimiento de agua. Estas interconexiones se denominan “conexiones cruzadas” y en la mayoría de los casos constituyen conexiones directas entre la red de servicio público y las cisternas o pozos particulares.

En la instalación de las tuberías deben tomarse todas las precauciones posibles para disminuir averías y pérdidas de agua, ya que por el hecho de quedar enterradas no se podrá no se podrá posteriormente vigilarlas en forma directa.

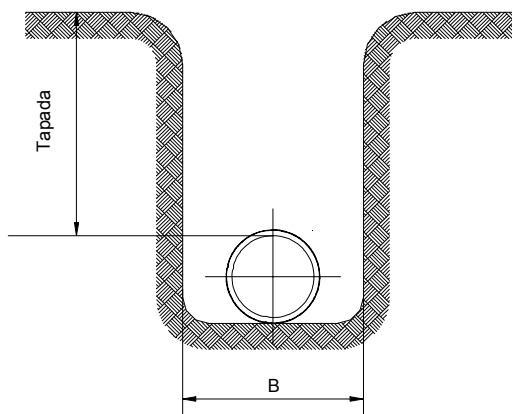
### 5.1. ZANJEO

En todos aquellos casos en que las características de la zona donde se desarrollará el proyecto lo hagan necesario, se deberá estudiar y especificar las instalaciones provisionales a ejecutar de manera que la construcción de las obras no cause inconvenientes innecesarios al público.

En tal sentido convendrá tener presente que se deberá mantener un acceso seguro y adecuado para peatones y vehículos frente a hidrantes, colegios, iglesias, oficinas públicas, puertas cocheras de garajes públicos y privados, fábricas, talleres, depósitos u otros establecimientos similares.

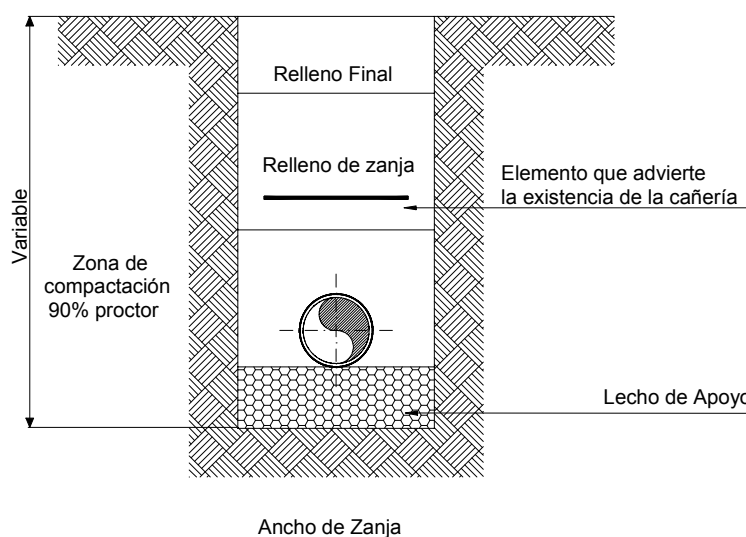
La profundidad de las zanjas no debe pasar, en general de ciertos límites a fin de que las cañerías sean fácilmente accesibles en el futuro en caso de reparaciones y que acusen mejor en la superficie del terreno las fugas de agua. Tampoco deben quedar a poca profundidad pues podrían ser afectadas por las variaciones de temperatura o por las “cargas” especialmente las originadas por el tránsito.

Generalmente esta profundidad oscila entre 0,80m y 1.00m medida desde el intradós de la cañería. A esta altura se llama “tapada”. (**Figura 31**).



**Figura 31.** Tapada en zanjas

El ancho de la zanja debe ser lógicamente el necesario para que los operarios puedan maniobrar en la colocación de los tubos, corrientemente el ancho mínimo es de 0,40m para diámetros pequeños o, para los diámetros más grandes, el diámetro del conducto más 0,50m. (**Figura 32**).



**Figura 32.** Sección típica de zanjas

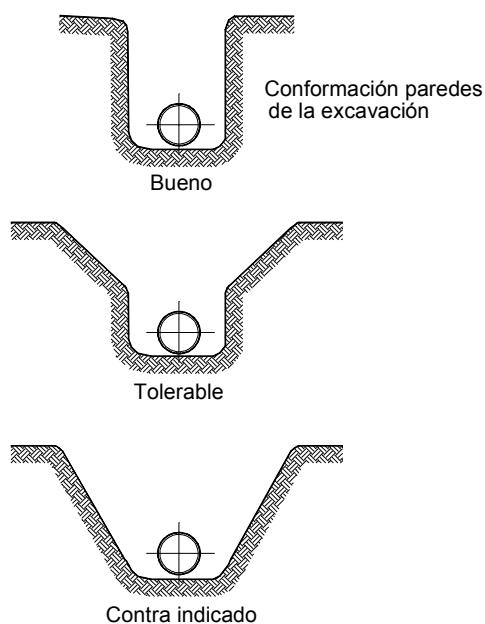
En la **Tabla 9** se indican los valores habituales del ancho de la zanja en función del diámetro nominal de la tubería a instalar; estos valores pueden servir de base para el cálculo del volumen de excavación para la preparación del presupuesto de la obra.

DN mm Diámetro de la tubería	80	100	150	200	250	300	400	500	600	>700
A mm Ancho de zanja	400	400	500	500	600	700	800	900	1000	DN + 500

**Tabla 9.** Ancho de zanja en función del diámetro de la tubería

Otra circunstancia a tener en cuenta es la calidad del terreno: si es de roca se puede, por razones económicas, disminuir la profundidad, por el contrario si se trata de terreno poco consistente puede convenir descender más en busca de apoyo en capas de mayor resistencia.

Para evitar someter a las cañerías a esfuerzos innecesarios producidos por el terreno de relleno el perfil de las zanjas debe ser lo más vertical posible. En caso de que el terreno no posea la cohesión suficiente para mantener la estabilidad de los taludes verticales, debe realizarse la excavación con taludes inclinados a partir de la parte superior del conducto. (ver **Figura 33**).



**Figura 33.** Conformación paredes de la excavación

El fondo de la zanja debe quedar bien nivelado y a tal fin se colocará una capa de 0,10m de arena o tierra tamizada lográndose así que los caños apoyen en toda su longitud.

Repartidos los tubos a lo largo de la zanja se bajan cuidadosamente, no pudiéndose en ningún caso bajar varios de ellos empalmados. Los caños no deben asentarse nunca sobre cuerpos duros ni sobre terreno helado, sino como ya se dijo antes sobre una capa de arena o tierra fina.

Como se indica en la **Figura 32**, se deberá colocar una cinta que indique la presencia de la tubería para evitar daños a la misma en el caso de futuras excavaciones.

Dicha cinta corresponderá a uno de los dos casos indicados a continuación:

- **Advertencia**

Esta cinta se instalará a 30 cm por sobre cañerías metálicas y tendrá las siguientes características: color azul; ancho 200 mm aproximadamente; deberá tener impresa la siguiente leyenda “CUIDADO, CAÑERÍA DE AGUA” a lo largo de toda su longitud con letras de 30 mm de altura como mínimo; material plástico, el que podrá presentar orificios, o también consistir en un enrejado.

- **Detección y advertencia**

Esta cinta se instalará a 30 cm por sobre cañerías no metálicas y tendrá las siguientes características: color azul; ancho 200 mm aproximadamente; deberá tener impresa la siguiente leyenda “CUIDADO, CAÑERÍA DE AGUA” a lo largo de toda su longitud con letras de 30 mm de altura como mínimo; material plástico, el que podrá también presentar orificios, inserto en la cinta deberá tener un alma de aluminio o sistema equivalente a efectos de permitir la detección desde la superficie mediante equipamiento idóneo.

## **5.2. PRUEBAS HIDRÁULICAS**

El tema se ha desarrollado en el Capítulo XI – Conducción de Agua Cruda y Tratada.

## **5.3. DERIVACIONES**

Las derivaciones para las conexiones domiciliarias podrán ejecutarse de alguna de las siguientes maneras:

- Interponiendo durante el montaje de las tuberías un ramal a 90° o a 45° con las correspondientes reducciones en la derivación para alcanzar el diámetro de la conexión domiciliaria.
- Cortando la tubería ya instalada, intercalando un ramal como el anteriormente descrito.
- Mediante una abrazadera metálica o de material plástico con asiento roscado donde se insertará una espiga-roscada.

## 5.4. DESINFECCIÓN

Cuando se colocan cañerías nuevas o se reparan o amplían instalaciones existentes es sumamente difícil evitar la contaminación de las mismas durante su transporte y tendido.

Puede penetrar en las cañerías agua sucia con motivo de alguna lluvia o polvos durante el almacenamiento o colocación.

Este problema puede reducirse manteniendo taponadas las cañerías en el almacenamiento y taponando las extremidades abiertas de las cañerías ya colocadas cada vez que se interrumpe el trabajo.

Pero antes de habilitar cualquier tramo de cañería se deben tomar las siguientes precauciones:

En el extremo de la cañería que se está colocando, más alejado de la ya instalada, antes de colocar la válvula o unión con el tramo siguiente se debe tener abierta la tubería y se debe hacer correr el agua durante un rato, recomendándose que la velocidad no sea inferior a 0,75 m/s a fin de que arrastre todas las suciedades que puedan haberse depositado en las cañerías, agregando un empalme provisorio para alejar el agua e impedir la inundación de la zanja.

Una vez limpiada en esta forma la cañería, por una boca de riego, un hidrante, una válvula de aire o abriendo una junta en el otro extremo se introduce una solución de hipoclorito concentrado y se deja correr el agua hasta que el cloro en solución salga por el otro extremo, lo que puede comprobarse por el olfato o por una prueba con ortotolidina.

Tan pronto aparezca el cloro se cierra la cañería y se la deja llena de la solución por lo menos durante 12 hs., siendo recomendable que el tiempo de contacto sea de 24 hs., transcurrido el cual el cloro residual no debe ser menor de 10 p.p.m.

La dosis aplicada para que al cabo de 24 hs quede un cloro residual de 10 p.p.m. debe ser por lo general de 25 p.p.m. aunque en algunos casos puede necesitar más.

Si por alguna razón hay que reducir el tiempo de desinfección la concentración de cloro debe ser aumentada; por ejemplo para un período de contacto de una hora la dosis de cloro necesaria será de 100 p.p.m. En estas condiciones deben tomarse precauciones especiales para evitar el ataque a cañerías, llaves, hidrantes y otros accesorios metálicos.

Si el tratamiento inicial falla se debe repetir la desinfección, previa investigación para determinar la razón del fracaso.

Después del período de contacto se debe eliminar el agua contenida en la tubería y lavar la misma con agua del sistema que debe contener cloro.

Cada trozo sucesivo de tubería se trata en esa forma hasta que se haya desinfectado todo el sistema y solo entonces puede ponerse en servicio.

Cuando se empalmen tomas de agua verticales o conexiones domiciliarias a la sección de cañería que se está desinfectando se debe expulsar por cada uno de ellos parte del agua clorada y luego se deben cerrar.

La eficiencia de la desinfección se debe constatar por medio de muestras para exámenes bacteriológicos tomados a las 24 hs. y 48 hs., después de la desinfección.

## **5.5. LOCALIZACIÓN DE NUDOS Y SUS PIEZAS ESPECIALES**

Durante la construcción de la red de distribución se debe confeccionar un archivo de los nudos, en el que deben constar:

- número de nudo
- calle o intersección de calles donde se halla ubicado
- balizamiento del mismo
- esquema del nudo con sus válvulas, accesorios y tuberías de interconexión que lo componen
- cuadro descriptivo que debe incluir:
  - número de cada elemento
  - tipo
  - material
  - clase
  - diámetro nominal
  - longitud (para las tuberías)
  - cantidad

El archivo deberá estar integrado a los archivos CAD (o GIS) de la red de distribución y una copia del mismo, deberá estar en poder de Operación y Mantenimiento.

## 6. CONEXIONES DOMICILIARIAS

A las ramificaciones colocadas en derivación sobre las cañerías de distribución se las denomina conexiones domiciliarias.

Pueden estar integradas, (ver **Figura 34**, **Figura 35** y **Figura 36**), por:

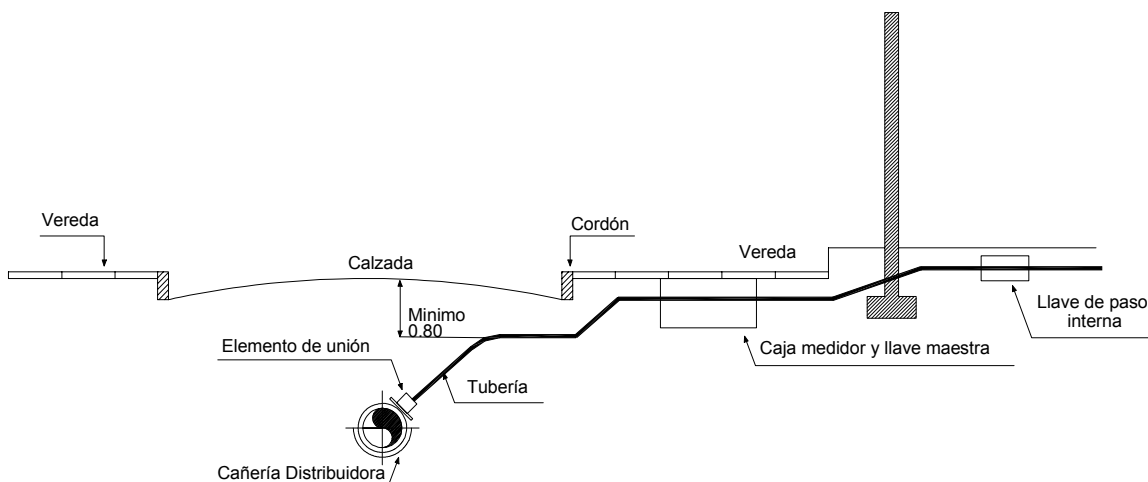
- 1). elemento de unión a la cañería distribuidora
- 2). la cañería externa
- 3). la llave de paso maestra
- 4). la caja para alojar el conjunto llave de paso – medidor
- 5). el medidor
- 6). la cañería interna
- 7). la llave de paso interna
- 8). el tanque domiciliario

Se denomina conexión domiciliaria externa al conjunto de elementos 1), al 5), desde la red de distribución hasta la llave maestra (o en su caso hasta el medidor) y desde ésta hasta el tanque domiciliario se la denomina conexión domiciliaria interna al conjunto de elementos 6), 7), y 8).

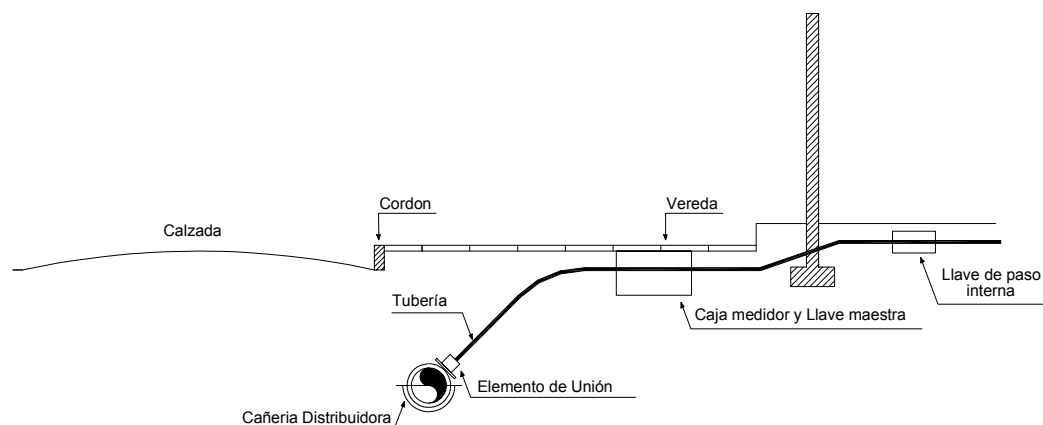
Los elementos 3) al 5) pueden estar ubicados en la vereda o sobre la pared de la propiedad.

El elemento 4) que comprende el medidor puede o no existir de acuerdo al régimen tarifario.

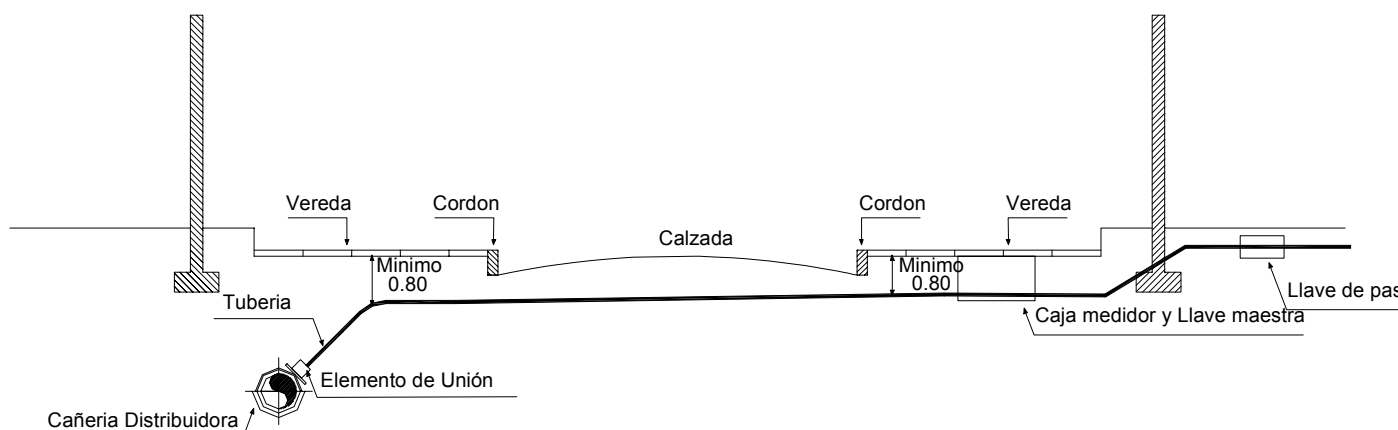
Las conexiones domiciliarias actúan como válvulas de aire en la red, por ello el orificio del elemento de unión a la cañería distribuidora se debe colocar en correspondencia con la parte superior de las cañerías de la red.



**Figura 34.** Conexión domiciliarias para una cañería de agua distribuidora en calzada (con medidor y llave maestra en vereda)



**Figura 35.** Conexión domiciliar para una cañería de agua distribuidora en la misma vereda (conexión corta) y medidor y llave maestra en vereda



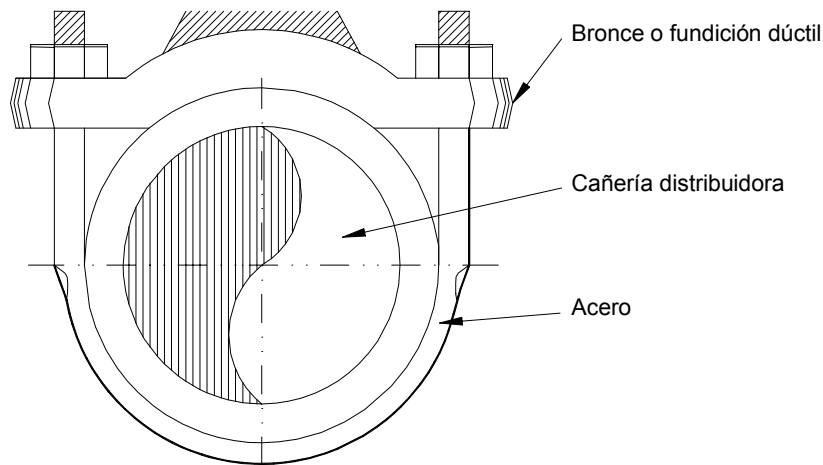
**Figura 36.** Conexión domiciliar para una cañería de agua distribuidora en la vereda opuesta (conexión larga) y medidor y llave maestra en vereda

## 6.1. ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN

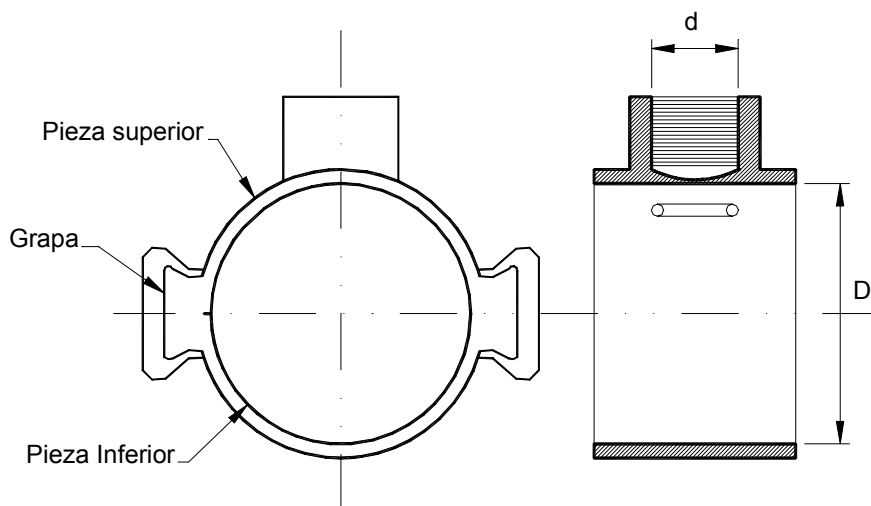
### 6.1.1. Elementos de Unión a la Cañería Distribuidora

Materializan la conexión entre la cañería distribuidora y la cañería externa.

Según los casos pueden ser del tipo silla y estribo (**Figura 37**), abrazaderas especialmente diseñadas para tal fin en PVC, (**Figura 38**), unión mediante soldadura térmica o ramales del diámetro adecuado a la tubería distribuidora y la conexión externa.



**Figura 37.** Abrazadera tipo silla y estribo



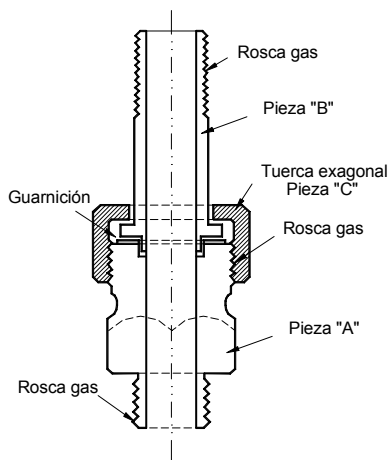
**Figura 38.** Abrazadera en PVC

### 6.1.2. Cañería de Nexo Externa y Férula

Su finalidad es actuar de nexo entre el elemento de unión y la llave maestra. Se conecta al elemento de unión mediante una férula. (**Figura 39**). En el mercado existen distintos tipos según el material en que está ejecutada la red de distribución y el utilizado para la conexión domiciliaria.

La férula es una pieza de montaje e intervención. Permite completar la conexión domiciliaria una vez concluida la instalación de las cañerías de derivación, posibilitar su reparación o el cambio de diámetro de la misma para su adecuación a las necesidades de consumos futuros. Posibilita roscar la parte "A" al elemento de unión a la cañería de

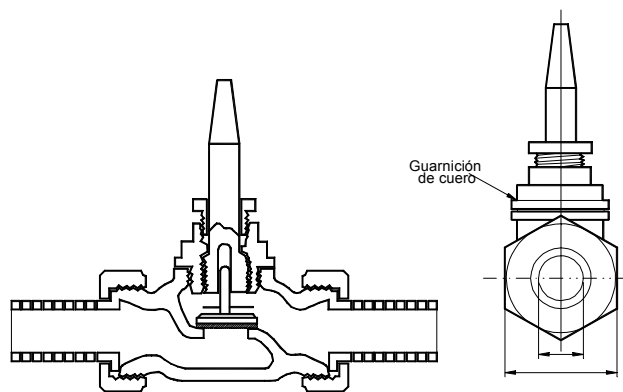
nexo externa y mediante la tuerca "C" poder cerrar el circuito compuesto por 1) elemento de unión a la cañería distribuidora, 2) cañería de nexo externa y 3) llave de paso maestra.



**Figura 39. Férula**

### 6.1.3. Llave Maestra

Permite aislar la instalación del usuario en caso de necesidad de corte del suministro por reparación de la instalación (conexión domiciliaria interna y/o eventualmente del medidor), mora del pago de las obligaciones del usuario, etc. (**Figura 40**).



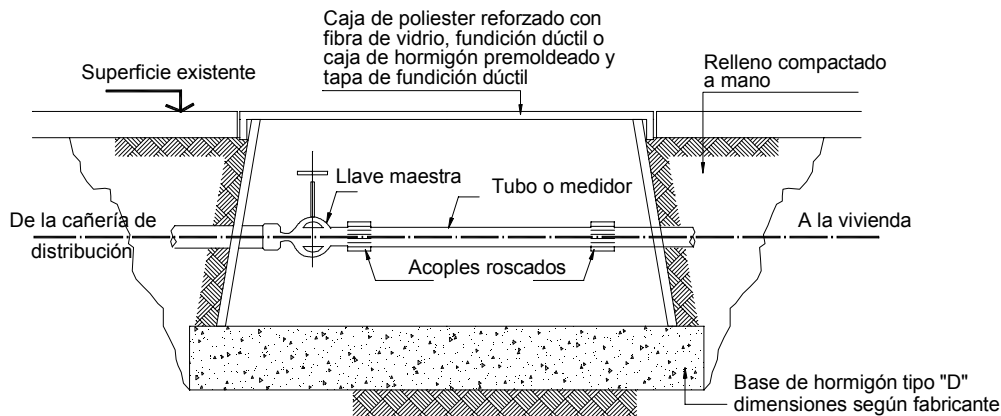
**Figura 40. Llave maestra**

Cumple asimismo, la función de impedir el retroceso del líquido desde la instalación del usuario hacia la red de distribución evitando posibles contaminaciones.

#### 6.1.4. Caja Para Alojarse el Conjunto Llave Maestra – Medidor

Se coloca en la vereda, en la pared de la propiedad o en un caballete, y aloja la llave maestra y el medidor. De no instalarse el medidor puede reducirse el tamaño de la caja o colocarse un tramo de tubería que reserva el espacio para su colocación futura. (Figura 41).

Se debe colocar siempre con las cañerías y el medidor horizontal.



**Figura 41.** Caja para llave maestra y medidor en vereda

#### 6.1.5. Medidor

Su objeto es contabilizar los gastos correspondientes al usuario. Los distintos tipos de medidores y sus características se describen en el Capítulo XIII.

#### 6.1.6. Cañería de Nexo Interna

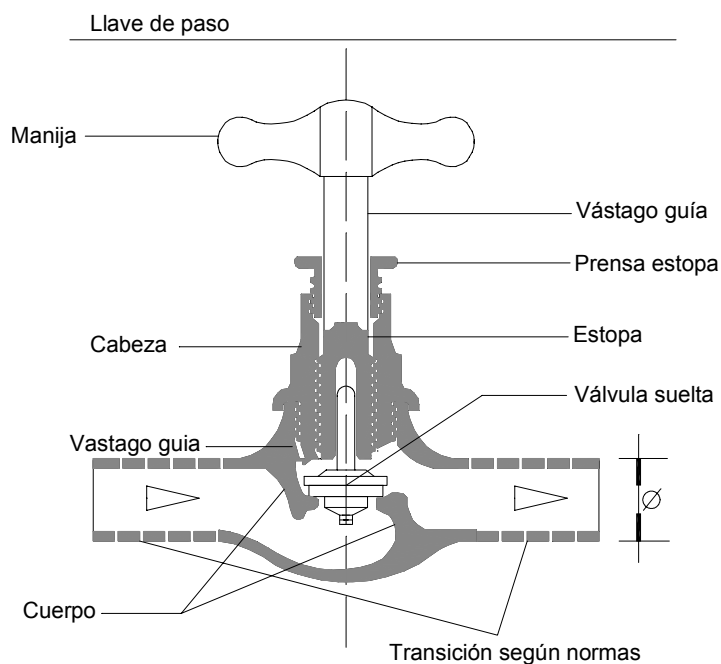
Vincula la llave maestra, y/o el medidor con la llave de paso interna.

#### 6.1.7. Llave de Paso Interna

Permite al usuario aislar su instalación toda vez que lo considere necesario sin tocar la llave maestra externa.

Actúa también como válvula de retención evitando el retroceso del agua de las instalaciones internas a la red por razones de seguridad sanitaria, dado que son del tipo a válvula suelta independiente del vástago.

Se colocan dentro del predio, preferentemente en la pared y deben indefectiblemente ser instaladas con el vástago en posición vertical. (Figura 42).



**Figura 42.** Llave de paso

#### 6.1.8. *Tanque Domiciliario*

Las conexiones domiciliarias pueden ser mediante alimentación directa en construcciones bajas (de hasta 5 metros de altura).

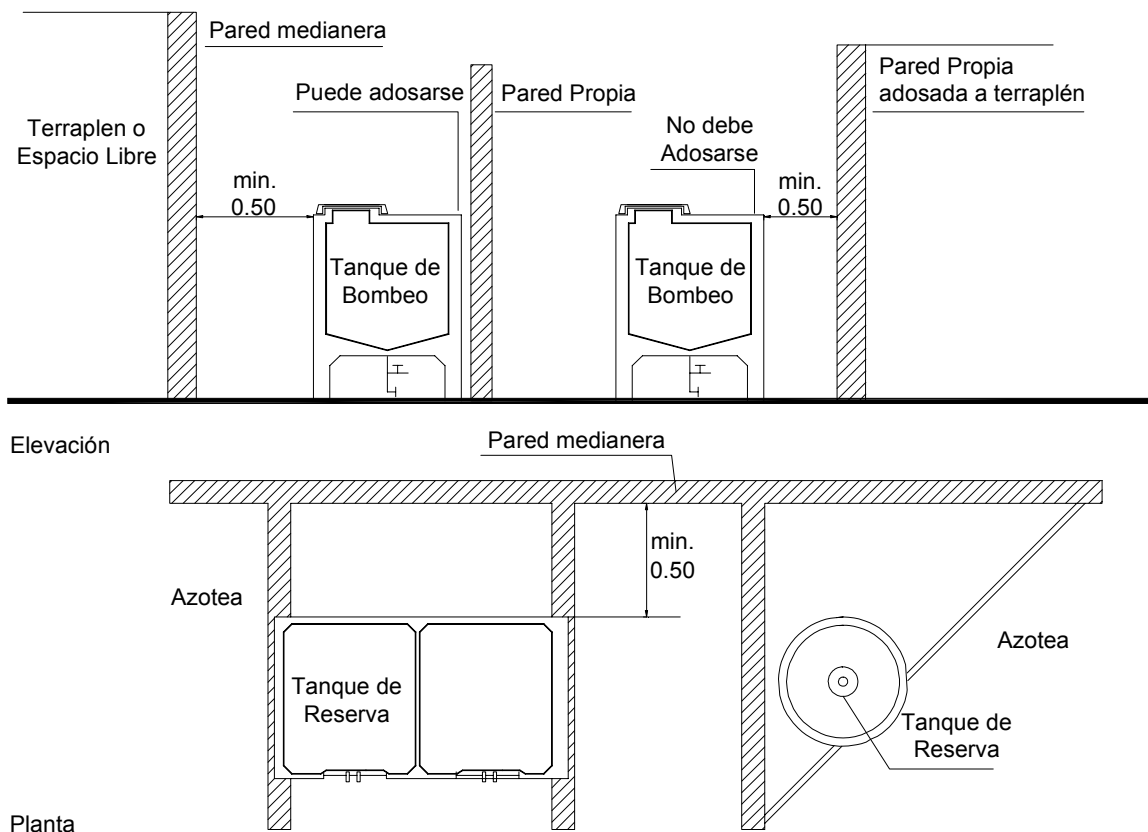
En el resto de los casos, en especial para edificios de mayor altura, se deberá obligatoriamente elevar el agua por bombeo ya sea directamente y con ruptor de vacío o elemento de corte automático para presiones en vereda menores de 3 m.c.a. para evitar la succión indebida de la cañería distribuidora o con instalación de un tanque intermediario.

Estimando el consumo de una familia tipo compuesta por cuatro personas en 1000 litros por día se sugiere adoptar para viviendas unifamiliares un volumen de reserva de 1.000 litros.

Para edificios de viviendas colectivas y en razón de la compensación de unas con otras se recomienda adoptar 850 litros por unidad funcional en caso de alimentación directa y 600 litros por unidad cuando exista bombeo.

Los tanques de bombeo, (ver **Figura 43**), deberán estar separados como mínimo 0,50 metros del filo interior de las medianeras o paredes propias del sótano que den a terraplén; se podrán adosar a las paredes propias del sótano que no den a terraplén.

En cuanto a los tanques de reserva deberán estar separados 0,50 metros como mínimo del filo de las medianeras.

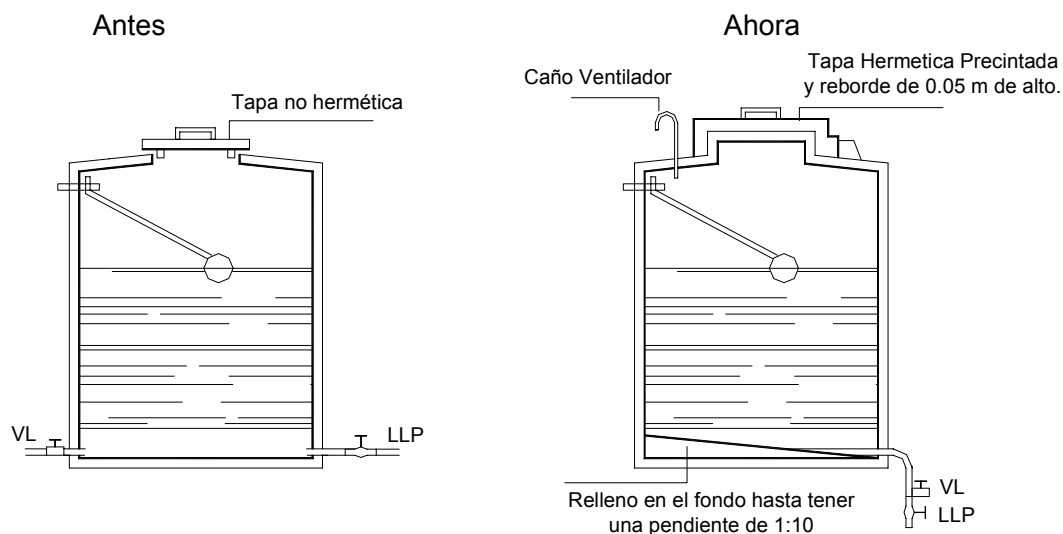


**Figura 43.** Ubicación de tanques respecto a los muros

En relación a las mejoras de los tanque no herméticos, (ver **Figura 44**), para cumplimentar con las condiciones sanitarias se los deberá proveer de:

- Colocación de caño de ventilación de diámetro mínimo de 0,025 metros, curvado y con abertura hacia abajo protegida por malla.
- Tapa hermética precintada y con reborde de 0,05 m de alto.
- Relleno de fondo con pendiente 1:10 hacia la bajada.
- Válvula de limpieza y llave de paso en la bajada.

Los tanques de bombeo y/o reserva podrán ser construidos en hormigón armado, asbesto cemento, PRFV (plástico reforzado con fibra de vidrio), acero inoxidable u otro material apto para estar en contacto con agua potable y que garantice una suficiente hermeticidad a las pérdidas.



**Figura 44.** Mejoras en los tanques no herméticos

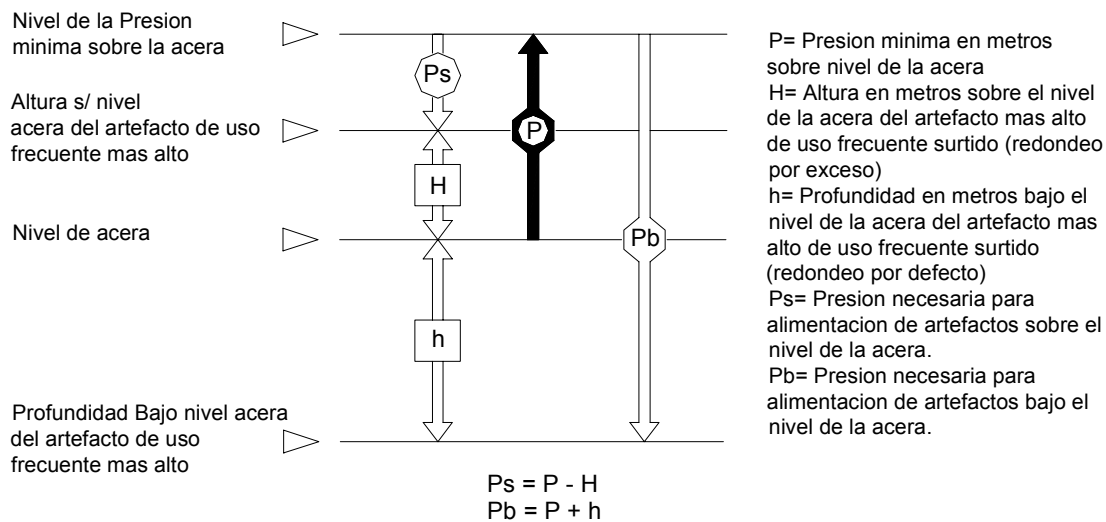
## 6.2. CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA CONEXIÓN DOMICILIARIA

### 6.2.1. Determinación de la Presión Disponible

En la **Figura 45** se observa el procedimiento para la determinación de la presión disponible tanto en el caso de alimentación sobre como bajo el nivel de acera.

A la presión sobre el nivel de acera se le debe restar el desnivel existente entre la acera y el artefacto, de uso frecuente, más alto y alejado y se debe redondear el resultado por defecto a unidades enteras.

En cambio, en caso de haber descensos (caso de alimentación a tanque de bombeo en el sótano) se debe sumar a la presión sobre el nivel de acera el desnivel existente entre la acera y el orificio de alimentación al tanque, redondeando el resultado por defecto a unidades enteras.



Fuente: Normas y Gráficos de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales. OSN, Bs. As., 1958

**Figura 45.** Determinación de la presión disponible

## 6.2.2. Determinación del Gasto de la Conexión

### a) Conexión directa a artefactos en viviendas unifamiliares

Se supone el gasto de una canilla surtidora en 0,13 l/s y un coeficiente de simultaneidad de 1,5 con lo que adopta un gasto de 0,20 l/s.

### b) Viviendas multifamiliares con conexión directa

Adoptado un gasto individual de 0,20 l/s el total se obtiene multiplicando por el número de unidades de vivienda.

### c) Conexión directa en edificios de oficinas, negocios, fabricas, etc.

Se calcula en base al funcionamiento simultáneo de la mitad de los artefactos existentes, con un gasto individual de 0,13 l/s y considerando cada baño o toilet como un solo artefacto.

### d) Alimentación directa a tanque en viviendas unifamiliares o multifamiliares

Se ha adoptado, ver numeral 6.1.8, 1.000 l para las viviendas unifamiliares y 850 l/vivienda los que multiplicados por las unidades funcionales determinan el volumen total.

Este volumen debe ser suministrado por la conexión domiciliaria entre un mínimo de una hora y un máximo de cuatro horas con lo que así se determinan el gasto.

e) *Alimentación mediante bombeo a tanques en viviendas unifilares o multifamiliares*

Se ha adoptado como se expresa en el numeral 6.1.8. 600 l/vivienda los que multiplicados por el número de unidades funcionales determinan el volumen total.

De este volumen total se debe asignar a la reserva de succión de los equipos de bombeo 1/5 a 1/3, el cual debe ser suministrado entre un mínimo de una hora y un máximo de 4 horas determinando así el gasto.

### 6.2.3. *Diámetro de la Conexión Domiciliaria*

En la **Tabla 10** se observan los gastos que suministran las conexiones en función de su diámetro y la presión disponible para el cálculo.

Mediante el empleo de la misma se puede determinar el diámetro necesario de la conexión domiciliaria.

Los valores de la **Tabla 10** surgen del siguiente razonamiento:

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la sección 1 (tubería distribuidora) y la sección 2 (salida del elemento de unión):

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + J_{1-2}$$

si:  $z_1 = z_2$   $p_1 =$  presión en la tubería distribuidora  $= h$

$p_2 = p$  atmosférica relativa  $= 0$

$$U_1 \sim 0$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 \sim 1,00$$

$$U = U_2$$

$$J = K \frac{U^2}{2g}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$U = \sqrt{\frac{2gh}{1+K}}$$

$$Q = A U$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\sqrt{2g}}{\sqrt{1+K}} \sqrt{h}$$

$$CTE = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2g}{1+K}}$$

$$Q = CTE \ D^2 \ \sqrt{h}$$

Asumiendo para el coeficiente de pérdidas total

K = 15

$$Q [l/s] = 869,57 \ D^2 [m] \ \sqrt{h [m]}$$

Se obtienen valores del gasto similares a los indicados en “Normas y Gráficos de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales”, 1974, de la ex Obras Sanitarias de la Nación, referencia N° 13, página 20.

Presión Disponibles Para Cálculo [m.c.a]	D N [ mm ]									
	16	20	25	32	40	50	60	80	100	150
	D I [mm]									
	11.40	15.40	20.40	26.20	32.60	40.80	60.00	80.00	100.00	150.00
3	0.20	0.36	0.63	1.03	1.60	2.51	5.42	9.64	15.06	33.89
4	0.23	0.41	0.72	1.19	1.85	2.90	6.26	11.13	17.39	39.13
5	0.25	0.46	0.81	1.33	2.07	3.24	7.00	12.44	19.44	43.75
6	0.28	0.51	0.89	1.46	2.26	3.55	7.67	13.63	21.30	47.93
7	0.30	0.55	0.96	1.58	2.45	3.83	8.28	14.72	23.01	51.76
8	0.32	0.58	1.02	1.69	2.61	4.09	8.85	15.74	24.60	55.34
9	0.34	0.62	1.09	1.79	2.77	4.34	9.39	16.70	26.09	58.70
10	0.36	0.65	1.14	1.89	2.92	4.58	9.90	17.60	27.50	61.87
11	0.37	0.68	1.20	1.98	3.07	4.80	10.38	18.46	28.84	64.89
12	0.39	0.71	1.25	2.07	3.20	5.01	10.84	19.28	30.12	67.78
13	0.41	0.74	1.30	2.15	3.33	5.22	11.29	20.07	31.35	70.54
14	0.42	0.77	1.35	2.23	3.46	5.42	11.71	20.82	32.54	73.21
15	0.44	0.80	1.40	2.31	3.58	5.61	12.12	21.55	33.68	75.78
16	0.45	0.82	1.45	2.39	3.70	5.79	12.52	22.26	34.78	78.26
17	0.47	0.85	1.49	2.46	3.81	5.97	12.91	22.95	35.85	80.67
18	0.48	0.87	1.54	2.53	3.92	6.14	13.28	23.61	36.89	83.01
19	0.49	0.90	1.58	2.60	4.03	6.31	13.65	24.26	37.90	85.28
20	0.51	0.92	1.62	2.67	4.13	6.47	14.00	24.89	38.89	87.50
21	0.52	0.95	1.66	2.74	4.23	6.63	14.35	25.50	39.85	89.66
22	0.53	0.97	1.70	2.80	4.33	6.79	14.68	26.10	40.79	91.77
23	0.54	0.99	1.74	2.86	4.43	6.94	15.01	26.69	41.70	93.83
24	0.55	1.01	1.77	2.92	4.53	7.09	15.34	27.26	42.60	95.85
25	0.57	1.03	1.81	2.98	4.62	7.24	15.65	27.83	43.48	97.83
26	0.58	1.05	1.85	3.04	4.71	7.38	15.96	28.38	44.34	99.76
27	0.59	1.07	1.88	3.10	4.80	7.52	16.27	28.92	45.18	101.66
28	0.60	1.09	1.91	3.16	4.89	7.66	16.56	29.45	46.01	103.53
29	0.61	1.11	1.95	3.21	4.98	7.80	16.86	29.97	46.83	105.36
30	0.62	1.13	1.98	3.27	5.06	7.93	17.15	30.48	47.63	107.16
31	0.63	1.15	2.01	3.32	5.15	8.06	17.43	30.99	48.42	108.94
32	0.64	1.17	2.05	3.38	5.23	8.19	17.71	31.48	49.19	110.68
33	0.65	1.18	2.08	3.43	5.31	8.32	17.98	31.97	49.95	112.39
34	0.66	1.20	2.11	3.48	5.39	8.44	18.25	32.45	50.70	114.08
35	0.67	1.22	2.14	3.53	5.47	8.56	18.52	32.92	51.44	115.75
36	0.68	1.24	2.17	3.58	5.54	8.69	18.78	33.39	52.17	117.39
37	0.69	1.25	2.20	3.63	5.62	8.80	19.04	33.85	52.89	119.01
38	0.70	1.27	2.23	3.68	5.70	8.92	19.30	34.31	53.60	120.61
39	0.71	1.29	2.26	3.73	5.77	9.04	19.55	34.75	54.30	122.19
40	0.71	1.30	2.29	3.78	5.84	9.15	19.80	35.20	55.00	123.74
41	0.72	1.32	2.32	3.82	5.92	9.27	20.04	35.63	55.68	125.28
42	0.73	1.34	2.35	3.87	5.99	9.38	20.29	36.07	56.35	126.80
43	0.74	1.35	2.37	3.91	6.06	9.49	20.53	36.49	57.02	128.30
44	0.75	1.37	2.40	3.96	6.13	9.60	20.77	36.92	57.68	129.78
45	0.76	1.38	2.43	4.00	6.20	9.71	21.00	37.33	58.33	131.25
46	0.77	1.40	2.45	4.05	6.27	9.82	21.23	37.75	58.98	132.70
47	0.77	1.41	2.48	4.09	6.34	9.92	21.46	38.15	59.61	134.13
48	0.78	1.43	2.51	4.14	6.40	10.03	21.69	38.56	60.25	135.55
49	0.79	1.44	2.53	4.18	6.47	10.13	21.91	38.96	60.87	136.96
50	0.80	1.46	2.56	4.22	6.53	10.24	22.14	39.35	61.49	138.35

**Tabla 10.** Gasto l/seg. correspondiente a las distintas conexiones y cañerías

### **Ejemplo**

#### **Determinación del diámetro de la conexión**

Conocidos el gasto y la presión en vereda el diámetro de la conexión se determina (por exceso) mediante la **Tabla 10**

#### **Alimentación directa a artefactos en vivienda unifamiliar**

$Q = 0,20 \text{ l/s}$

1) Presión en vereda	14 m.c.a.
Artefacto más alto	5 m.c.a.
Presión disponible sobre el artefacto (de cálculo)	$14 - 5 = 9 \text{ m}$
Conexión	DN 16 mm
2) Presión en vereda mínima	8 m (con aprobación del ENOHSA)
Presión disponible sobre el artefacto (de cálculo)	$8 - 5 = 3 \text{ m.c.a.}$
Conexión	DN 16 mm

#### **Alimentación directa a artefactos en vivienda multifamiliar**

Cantidad de unidades 6

$$Q = 6 \cdot 0,20 \text{ l/s} = 1,20 \text{ l/s}$$

Presión en vereda (adoptada)	19,45 m.c.a.
Artefacto más alto	5 m
Presión disponible sobre el artefacto = = $19,45 - 5,00 =$	14,45 m
Redondeo (presión de cálculo)	14,00 m.c.a.
Conexión	DN25 mm

#### **Conexión directa a artefactos en oficinas, comercios, fábricas, etc.**

Cantidad de artefactos	15
Baños, toilets	5
Total	20

Consumo = $20 \cdot 0,13 \text{ l/s} = 2,60 \text{ l/s}$	
Coeficiente de simultaneidad	0,5
$Q = 0,5 \cdot 2,60 \text{ l/s} = 1,30 \text{ l/s}$	
Presión en vereda (adoptada)	20,90 m
Artefacto más alto	3,20 m
Presión disponible sobre el artefacto = = $20,90 - 3,20 =$	17,70 m
Redondeo (presión de cálculo)	17,00 m.c.a.
Conexión	DN 25 mm
<b>Conexión por bombeo a tanque en vivienda unifamiliar</b>	
Volumen total de tanque	1000 l
Volumen tanque intermedio 1/3 (adoptado)	333 l
Tiempo de llenado	1 h (mínimo)
$Q = 333 \text{ l} / 3600 \text{ s} = 0,09 \text{ l/s}$	
Presión en vereda	
1) Presión en vereda	14 m
Artefacto más alto	5 m
Presión disponible sobre el artefacto (de cálculo)	$14 - 5 = 9 \text{ m.c.a.}$
Conexión	DN 16 mm
2) Presión en vereda mínima	8 m (con aprobación del ENOHSA)
Presión disponible sobre el artefacto (de cálculo)	$8 - 5 = 3 \text{ m.c.a.}$
Conexión	DN 16 mm
<b>Conexión por bombeo a tanque en viviendas multifamiliares</b>	
Volumen de tanque por unidad funcional	600 l
Cantidad de unidades	120

Volumen total de tanque = $120 \cdot 600 \text{ l} =$	72.000 l
Volumen de tanque intermediario (adoptado )1/4	18.000 l
Tiempo de llenado (adoptado)	2 h
$Q = 18000 \text{ l} / 7200 \text{ s} = 2,50 \text{ l/s}$	
Presión en vereda	15,35 m
Cota orificio de entrada al tanque de intermediario	-1,10 m
Presión disponible sobre el tanque = = $15,35 + 1,10 =$	16,45 m
Redondeo (presión de cálculo)	16,00 m.c.a.
Conexión	DN 40 mm
<b>Consideración sobre la conexión a vivienda unifamiliar</b>	
De acuerdo a lo expresado anteriormente y dentro de las presiones mínimas establecidas, la conexión DN 16 mm cubre los requerimientos en todos los casos.	

### 6.3. MATERIALES

De los materiales ofrecidos actualmente en el mercado, los diámetros y clase necesarios, su vida útil, facilidad de instalación rugosidad interior y costo, se adopta generalmente para la conexión domiciliaria, cañería polietileno de (PEAD) hasta el diámetro nominal de 50 mm equivalente al anterior de 2 pulgadas y hierro dúctil para las conexiones de diámetro igual o superior a 60 mm.

Para las llaves de paso y accesorios se utiliza el bronce, fundición dúctil o metales inoxidables.

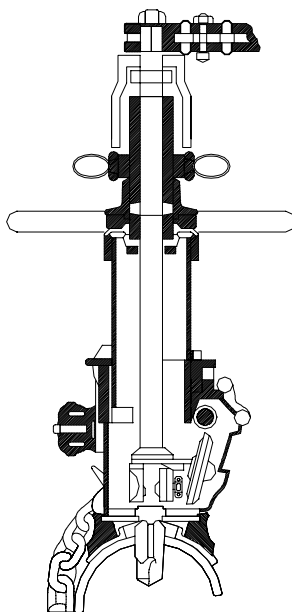
En cuanto a las cajas para alojar el conjunto llave de paso medidor las mismas se fabrican en fundición dúctil, poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) u hormigón premoldeado con marco y tapa de fundición.

### 6.4. INSTALACIÓN DE LA CONEXIÓN SIN INTERRUMPIR EL SERVICIO

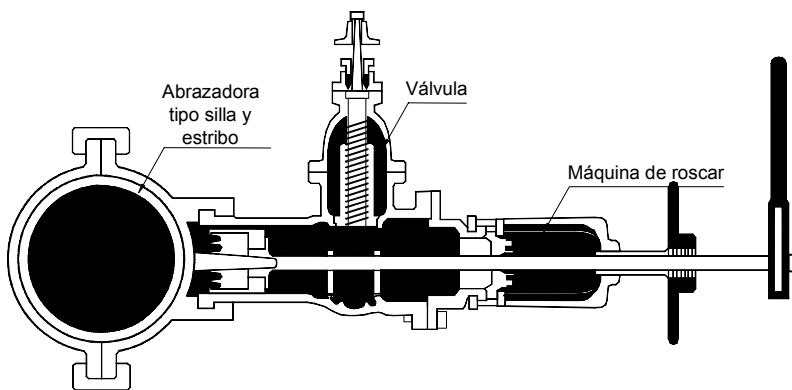
Es posible la realización de la conexión sin interrumpir el servicio estando la tubería de derivación en presión.

En la **Figura 46** se observa un mecanismo al efecto. Con esta máquina, fijada sólidamente a la tubería, el tubo se perfora y se rosca con una herramienta especial.

Luego, la herramienta se retira por encima de la válvula articulada, la cual se cierra para evitar el escape del agua, y después se saca la herramienta del cilindro destornillando el casquete. Luego se sustituye la herramienta del vástago-taladro por un grifo de cierre, el cual se introduce en el cilindro y se atornilla otra vez el casquete. Se abre la válvula articulada y se atornilla en la tubería el grifo de cierre, después de lo cual se retira la máquina.



**Figura 46.** Máquinas de roscar con cierre



**Figura 47.** Máquina de roscar para grandes conexiones

En las tuberías generales a presión pueden hacerse, con la máquina de roscar indicada en la **Figura 47**, agujeros roscados de 50 a 200 mm de diámetro. Esta máquina opera a través de una válvula la cual se fija a la tubería permanentemente por medio de un manguito con rosca; el ramal de servicio se conecta a la brida del extremo de la válvula.

## 7. SISTEMAS DUALES Y USO DE AGUA RECUPERADA

El empleo de sistemas duales de distribución, uno para agua potable y otro para el uso de agua no potable y/o agua recuperada es una solución técnicamente posible pero económicamente cara.

Sin embargo estos sistemas están siendo cada vez mas utilizados en todos los casos en que no se dispone de fuentes de buena calidad y son altos los costos de tratamiento para las fuentes disponibles.

La construcción de un sistema dual puede ser menos costoso que la práctica habitual del empleo de agua potable en usos para los que no es imprescindible agua que cumpla con las normas aplicables al agua de bebida.

El agua no potable puede ser utilizada en rubros tan variados como riego, uso industrial, descarga de inodoros, etc., reservando el agua potable para bebida, cocina y otros usos que así lo requieran.

Con el desarrollo urbano actual y el explosivo crecimiento industrial se hace mucho más difícil la disponibilidad de fuentes de buena calidad y en algunas áreas no se cuenta ya con alternativas de provisión.

El uso de sistemas duales tiene riesgos sanitarios y es necesario asegurar la desinfección y realizar una campaña de educación sanitaria permanente.

Según la fuente de agua utilizada los sistemas duales pueden clasificarse en:

- Sistemas duales con uso de fuentes externas con agua no potable.
- Sistemas duales con uso de la denominada “agua recuperada” (“reclaimed water”) que se obtiene como resultado de un adecuado tratamiento de efluentes cloacales.

El primer caso se puede aplicar en particular cuando la fuente de agua externa está constituida por agua salobre o con alto contenido de contaminantes químicos (flúor, arsénico, etc.) o agua con elevada turbiedad y/o olor.

Un sistema de este tipo puede estar constituido también por el abastecimiento de agua potable por red y el abastecimiento de agua no potable mediante pozos individuales en las viviendas.

Los sistemas duales con uso de agua cloacal recuperada son una alternativa viable en todos los casos en que exista una demanda para usos que no impliquen un peligro desde el punto de vista sanitario.

Estos sistemas son cada vez más utilizados al aumentar las exigencias para la disposición final de los efluentes cloacales las que aumentan los costos de tratamiento de estos efluentes.

Como ejemplo del sistema dual se puede citar el que tiene lugar en la localidad de Jovita en la Pcia. de Córdoba.

Se trata de una localidad de aproximadamente 5.000 habitantes que en el año 1996 contaba con 1.100 conexiones y 1.200 habitantes servidos.

La fuente de provisión en la napa freática, los pozos, están ubicados a una distancia de 6 Km. de la planta urbana. El agua captada presenta elevados tenor de flúor (3,2 mg/l), de arsénico (3,8 mg/l) y dureza (400 mg/l), que la hacen impropia para el consumo.

El problema se solucionó mediante la utilización de un equipo de ósmosis inversa que trata el líquido destinado a bebida y preparación de alimentos, que se distribuye mediante una red de PVC de 19 mm hasta tanques de polietileno de 45 litros de capacidad ubicados en cada vivienda. Se estima en 10 l/hab . día la dotación con este destino.

Una segunda red también de PVC y de diámetros variables determinados mediante un cálculo convencional distribuye agua sólo clorada para uso general en las viviendas, salvo para descarga de inodoros que se efectúa mediante agua captada en pozos ejecutadas en cada predio.

De esta manera cada domicilio cuenta con tres tanques de agua:

- Tanque de uso general.
- Tanque de agua para – uso exclusivo de inodoros.
- Tanque de agua tratada.

Solo se ha colocado medidor en las conexiones donde se prevé elevados consumos; para el resto se controla el consumo mediante restricciones constituidas por una placa de bronce con orificio calibrado.

## **7.1. PANORAMA ACTUAL. USO DE AGUA RECUPERADA**

Actualmente dos factores han acelerado el desarrollo de los sistemas duales en particular para el caso de agua cloacal recuperada. El primero, que no se requiere agua potable para diversos usos industriales, urbanos y de irrigación y el segundo que, la remoción del material orgánico y nutrientes mediante tratamiento terciario para protección del medio ambiente, ha llevado a un constante aumento de los costos de tratamiento de los efluentes.

Según el empleo del agua recuperada se puede inclusive reducir los costos del tratamiento. Tal es el caso de su uso en riego dado que no existe la necesidad de eliminar el material orgánico y los nutrientes sino que hasta existe la conveniencia de incorporarlos como fertilizantes.

Al presente existen sistemas duales en operación, tanto para un solo cliente como los que sirven a casi la mayoría de las propiedades de una comunidad.

Los casos de posible utilización se indican en el numeral 7.4.

## **7.2. FACTORES QUE CONDICIONAN EL USO DE SISTEMAS DUALES**

### **7.2.1. Recursos Limitados de Agua**

Es común que para obtener recursos adicionales sea necesario el transvase de cuencas, con los posibles cuestionamientos políticos, administrativos y sociales. Asimismo la hidrogeología ha alertado en relación a la sobreexplotación de pozos y el deterioro que a la larga se producirá en las fuentes subterráneas.

Recursos hídricos limitados plantean en muchas regiones ámbitos donde el uso de agua de características no potable y de agua recuperada y los sistemas duales son de consideración prioritaria.

### **7.2.2. Capacidad de la Fuente Limitada**

Cuando se da el caso que la demanda supera a la capacidad de las fuentes se debe ampliar la captación. La introducción gradual de un sistema dual puede ser la solución apropiada.

Algunos usuarios industriales, comerciales y municipales pueden ser abastecidos con agua externa no potable y/o agua recuperada en lugar de agua potable, con un costo sustancialmente más bajo que el que implica el diseño, construcción y operación de un sistema de provisión de agua potable con una fuente alejada o de regular calidad.

### **7.2.3. Fuentes Contaminadas**

Se ha tratado y así lo han establecido organismos tales como el “US Public Health Service (Drinking Water Standard) o USEPA Environmental Protection Agency (USPHS National Primary Drinking Water Regulations) que se debe dar primera prioridad en la selección de fuentes a las más puras o más deseables que sean factibles.

Muchas comunidades han seleccionado las fuentes de mayor calidad disponible y ampliaciones adicionales pueden requerir el uso de otras de calidad inferior. Los proyectistas suponían que se podía atender cualquier clase de contaminación y cumplir los requerimientos de potabilidad mediante un tratamiento de coagulación, filtración y desinfección. Sin embargo la revolución química que siguió a la Segunda Guerra Mundial trajo como consecuencia la aparición de cientos de compuestos orgánicos sintéticos que no se degradan en el medio ambiente o lo hacen en siglos. Se ha pasado de 4 compuestos en el año 1925 a 150 o más hacia fines del presente siglo.

En el futuro es lógico predecir un aumento del costo del tratamiento para cumplir con los estándares de potabilidad y en consecuencia los sistemas duales serán relativamente más económicos.

### **7.2.4. Tratamiento Terciario de los Desagües**

Para restablecer y preservar la calidad de las aguas los requerimientos de tratamiento han aumentado en muchas localidades, tal el caso de la remoción de nutrientes de los

desagües cloacales que implica el empleo de un tratamiento terciario de dichos desagües.

Pero si su reuso fuera la irrigación, puede ser innecesario y aun no deseable disponer de un tratamiento terciario, planteando así una clara disminución de costos el empleo de los sistemas duales.

### **7.3. FUENTES DE AGUA NO POTABLE**

Como ya se ha indicado las fuentes normalmente empleadas de agua no potable comprenden:

- 1). La utilización de agua cloacal recuperada, la que habitualmente se halla cerca de los posibles usuarios. La tecnología necesaria para asegurar su calidad no implica mayores problemas en la actualidad.
- 2). La utilización de fuentes cuyas aguas no cumplan las condiciones requeridas para su potabilización o los tratamientos resulten demasiado costosos.
- 3). Otras fuentes como el empleo de los efluentes de la desmineralización, ciertos procesos industriales, las aguas de lluvia, etc.

### **7.4. CLASIFICACIÓN DE LOS USOS PARA EL AGUA NO POTABLE**

En todos los casos se deben respetar estrictamente las normas que protegen la salud pública y controlan los riesgos epidemiológicos del personal que opera y mantiene los sistemas según se indica en el Capítulo III Criterios de Calidad de Agua, de las presentes Fundamentaciones.

La República Argentina en el “Código Alimentario” ha fijado valores de cumplimiento obligatorio.

Los usos para el agua no potable y/o agua recuperada de acuerdo a la A.W.W.A., (ver Bibliografía), se clasifican en:

#### **7.4.1. Uso Público**

El uso público abarca fundamentalmente:

- Riego de parques
- Fuentes ornamentales
- Zona verde de autopistas
- Campos de deportes tales como canchas de golf, tenis, etc.
- Cementerios

- Combate de incendio
- Descarga de inodoros o mingitorios

#### **7.4.2. Usos Industriales o Comerciales**

Entre ellos se mencionan:

- Agua para torres intercambiadoras de calor
- Agua para calderas
- Lavadoras de gases
- Agua para ciertos procesos
- Construcción (fabricación de hormigón, compactación de suelos, control de polvo por riego, etc.)
- Descarga de inodoros y mingitorios
- Lavaderos de autos

#### **7.4.3. Usos Residenciales**

- Riego de césped
- Descarga de inodoros

### **7.5. CATEGORÍAS DE REUSO**

Las categorías de reuso se clasifican en:

#### **7.5.1. Reuso Urbano Irrestricto**

Comprende las áreas en que el acceso público no está limitado, tales como:

- Parques
- Campos de juegos
- Patios de colegios
- Residencias

Para los siguientes usos se deben adoptar adecuadas medidas de control, en especial en los aspectos microbiológicos:

- descarga de inodoros

- aire acondicionado
- combate de incendios
- construcción
- fuentes ornamentales

### 7.5.2. Reuso Urbano Restringido

- Áreas de riego de acceso controlado
- Banquinas de autopistas

### 7.5.3. Riego Para Cultivos de Alimentos de Uso Humano

- Quintas
- Huertas

En estos casos el agua recuperada debe ser sometida a muy estrictos y permanentes controles sanitarios y cumplir con las directrices de la Organización Mundial de la Salud (OMS) que se indican a continuación en **Tabla 11**.

Clase de patógeno	Nematodos intestinales (2) (Número geométrico medio de huevos viables por litro)	Coliformes fecales (Números geométrico medio por 100 ml)
Riego restringido (3)  Riego de arboles, cultivos industriales, cultivos de forrajes, árboles frutales y pastizales	$\leq 1$	No aplicable (3)
Riego no restringido  Riego de cultivos comestibles, campos deportivos, y parques públicos (4)	$\leq 1$	$\leq 1000$ (5)

- (1) En casos específicos, deben tenerse en cuenta los factores epidemiológicos locales, socioculturales e hidrológicos para modificar las directrices de acuerdo a ellos.
- (2) Ascaris, Trichuris y uncinaria.
- (3) En todos los casos, se requiere de un grado mínimo de tratamiento equivalente a por lo menos una laguna anaeróbica de un día, seguida de una laguna facultativa de 5 días o su equivalente.
- (4) Los factores epidemiológicos locales tal vez requieran de una norma más rigurosa cuando se trata de jardines públicos, especialmente los jardines de hoteles que están ubicados en áreas turísticas.
- (5) En el caso que los cultivos comestibles siempre sean consumidos después de una cocción debida, esta recomendación puede ser menos estricta.

**Tabla 11.** Directrices tentativas de calidad microbiológica para el reuso de aguas residuales en la agricultura

#### **7.5.4. Riego Para Cultivos Generales**

- Pasturas
- Forrajes
- Almacigos
- Césped
- Viveros

#### **7.5.5. Reuso Recreacional Irrestricto**

Comprende aquellos usos en que no hay limitación en cuanto al contacto agua – cuerpo humano, tales como piletas de natación, etc.

En estos casos también debe haber un control sanitario estricto y permanente.

#### **7.5.6. Reuso Recreacional Restringido**

En aquellas actividades donde la actividad humana está muy limitada:

- Pesca
- Navegación
- Otras actividades sin contacto entre el agua y el cuerpo humano

#### **7.5.7. Reuso en el Medio Ambiente**

- Lagos artificiales
- Mejoras de lagunas
- Aportes a cursos de agua

#### **7.5.8. Reuso Industrial**

- Sistemas de enfriamiento
- Agua para calderas
- Agua de proceso
- Lavado general de establecimientos

### **7.6. REQUERIMIENTOS DE ALMACENAMIENTO**

Las necesidades de almacenamiento no están relacionadas con una compensación diaria o semanal sino con prevenir o limitar los caudales de descarga evacuando los excesos, variando según la geografía y clima entre un mínimo de 5 días a un máximo de 210 días en relación al caudal medio, como se ha establecido en algunos Estados de Norteamérica.

## 7.7. ZONAS DE RESGUARDO

Cuando se utiliza agua recuperada es estrictamente necesario establecer una zona de seguridad entre los riegos y el público, pozos de agua, límites de las propiedades, áreas residenciales, caminos, etc. Debe ser función de la calidad del agua recuperada y del método de aplicación. Ver Capítulo V – Hidrogeología y Captaciones Superficiales - Protección de Fuentes.

## 7.8. DISEÑO

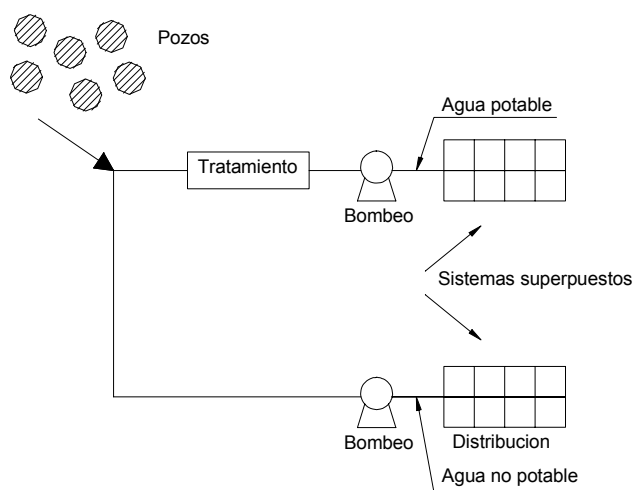
El diseño de un sistema de distribución dual implica determinar la demanda de agua no potable y su calidad en relación uso propuesto.

### 7.8.1. Diagramas de Flujo

En la etapa inicial del diseño se hace necesario plantear los tipos y conceptos a considerar.

#### 1). Sistemas superpuestos

En la **Figura 48** se observan los conceptos de los sistemas superpuestos. Se indica en la misma que un sistema proporciona agua potable para uso fundamental como ser agua de bebida y preparación de alimentos y otro sistema proporciona agua para satisfacer las otras necesidades restantes.



**Figura 48.** Sistemas superpuestos

## 2). Industrias

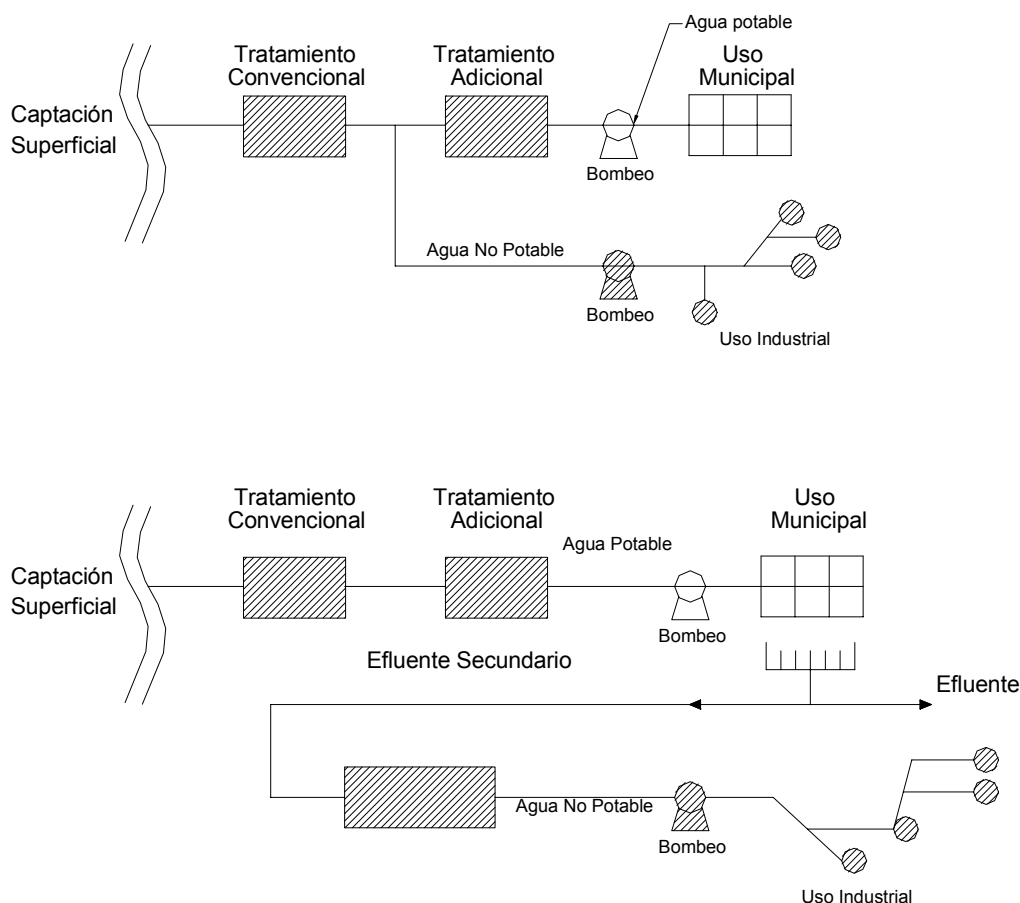
En determinadas ciudades un importante porcentaje de la demanda de agua no potable puede deberse a requerimientos industriales.

Como se ha indicado el agua para enfriamiento, calderas y proceso pueden ser abastecidos por agua recuperada.

El agua no potable puede ser derivada de la misma fuente (sin tratamiento o solo con algún proceso limitado) o de otra fuente como agua recuperada.

Si las industrias requieren otros tipos de correcciones como ser el agua de reposición (“make up”) para calderas cae bajo su responsabilidad cumplimentar sus necesidades mediante tratamiento localizado en las mismas industrias.

La cantidad, calidad y presión determinan la configuración del sistema. En la **Figura 49** se observa como estos conceptos reducen la necesidad adicional de agua potable.



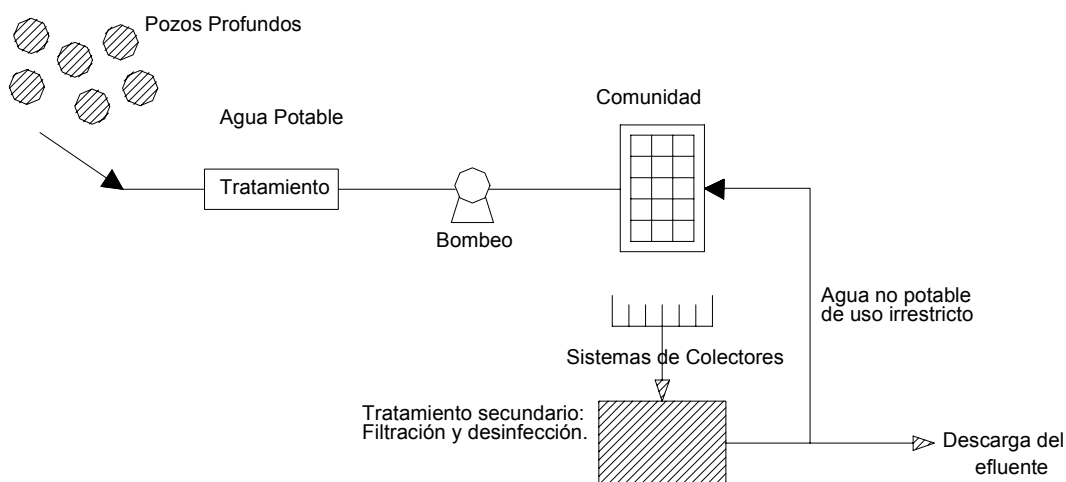
**Figura 49.** Planta de tratamiento de agua recuperada

### 3) Municipios y zonas residenciales

La salud pública limita más en este caso el uso de agua recuperada que en los casos de irrigación o industrias.

En la **Figura 50** se observa un sistema de distribución y recolección de efluentes cloacales, el que luego de un tratamiento secundario provee de agua no potable de uso no restringido a la localidad.

Este concepto, a causa de una mayor exposición pública, requiere la mejor calidad de agua no potable en razón de la preservación de la salud pública.



**Figura 50.** Agua recuperada de calidad extrema

### 4) Tratamientos localizados adicionales

En numerosos casos los sistemas de provisión requieren de tratamientos adicionales para cumplimentar los nuevos y más exigentes estándares de calidad que se están implementando, tal el caso de la "Safe Drinking Water Act" (Acta de Seguridad para Agua de Bebida) en U.S.A.

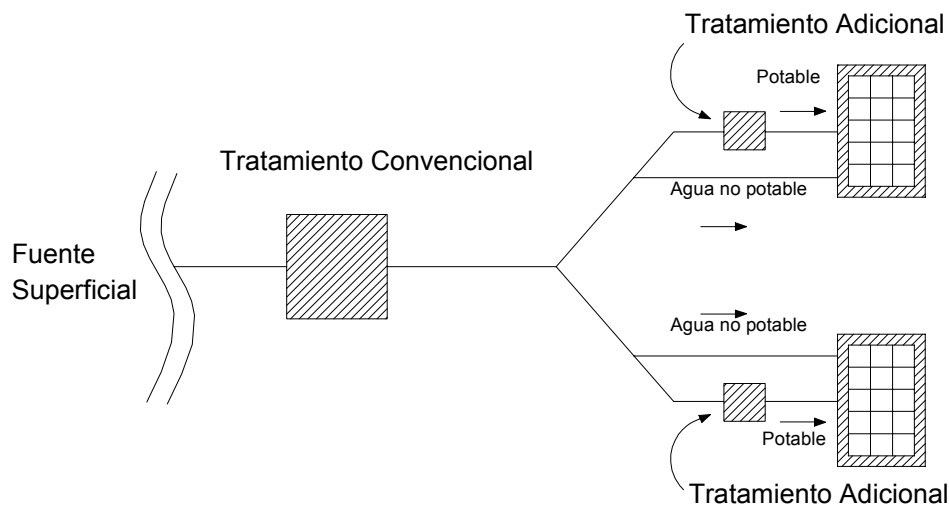
En lugar de proveer un tratamiento centralizado se ha dado lugar a la preferencia por el uso de unidades adicionales locales o satélites que suministran la calidad necesaria para bebida y preparación de alimentos como se observa en la **Figura 51**, de acuerdo a dichos nuevos requerimientos de calidad del agua para bebida, cubriendo una fracción de la demanda total.

En dichos casos de agua potable debe ser suministrada mediante un sistema separado (dual) a toda el área. El sistema existente será empleado para el suministro de agua no potable requerida para los otros propósitos.

Los tratamientos en las unidades satélite pueden incluir procesos tales como ósmosis inversa, electrodiálisis, adsorción mediante carbón activado, intercambio iónico y variados métodos de desinfección.

Si dichos procesos suelen no ser económicos aplicados al suministro total de los requerimientos, pueden serlos considerando las reducidas capacidades planteadas.

Se adaptan muy bien a la provisión en áreas pequeñas pero con usos puntuales elevados como edificios en torre, centros comerciales, zonas residenciales de muy rápido crecimiento, etc.



**Figura 51.** Tratamientos adicionales localizados

## 7.9. DEMANDA DE AGUA NO POTABLE

La demanda de agua no potable puede ser evaluada considerando sistemas similares.

Es específica en relación a la ubicación geográfica y tipo de uso entre muchos otros factores.

### 7.9.1. Demanda Urbana

Si bien el tema ha sido expuesto en el Capítulo II – Estudios Previos de las presente Fundamentaciones, en la

**Tabla 12** se puede observar una clasificación de la demanda urbana por categoría.

Residencial interna	Residencial externa	Industrial	Pública	Comercial	No contabilizada
Descarga de inodoros	Riego	Manufactura	Escuelas	Oficinas	Pérdidas
Ducha	Lavado de autos	Proceso	Prisiones	Hoteles	Incendio
Lavado de ropa	Piletas de natación	Enfriamiento	Hospitales	Restaurantes	Tests
Lavado de vajilla	Limpieza		Parques	Bares	No registrada por medidores
Bebida			Fuentes	Lavaderos de autos	Limpieza de calles
Preparación de alimentos			Edificios públicos	Lavaderos de ropa	Limpieza de redes
Misceláneos			Riego de banquetas	Campos de golf	
				Cementerios	
				Shoppings	
				Construcción	

**Tabla 12.** Clasificación de la demanda urbana

La composición porcentual de los distintos usos para una localidad con moderado desarrollo industrial en relación al día medio se detalla en la **Tabla 13**.

	Residencial %	Comercial %	Industrial %	Público %	No contabilizado %
Promedio	40	15	25	5	15
Máximo	68	32	33	30	17
Mínimo	33	10	15	4	9

Fuente: Mc Pherson 1976, California DWR 1976, Linaweaver – Geyer y Wolff 1966, Haney – Hamann 1965, USPHS 1967, Fair – Geyer y Okum 1968, Bostian 1974, Hirshleifer – De Haven y Milliman 1960, Murray y Reeves 1972, US Water Resources Caoncil 1976, Frey – Gamble y Saverlender 1975, Awwa 1970 – 1965, Westom National Water Utility Survey 1978, Pemmsylvania Water Utility Survey 1978.

**Tabla 13.** Usos promedio, máximo y mínimo

En relación a los valores medios respecto al día medio anual para el uso residencial interno en la **Tabla 14** se observan sus valores promedios.

Descarga de inodoros %	Aseo Personal %	Lavado de ropa %	Lavado de vajilla %	Bebida y cocina %	Misceláneos %
40	30	15	6	5	4

**Tabla 14.** Composición del uso interno residencial

### **1) Uso residual interno**

Si bien el 40% del consumo interno se destina a la descarga de inodoros, no se recomienda un sistema dual de distribución interna para viviendas unifamiliares debido al peligro de conexiones cruzadas que puedan originarse por reparaciones realizadas por los moradores.

Se debería emplear en edificios de departamentos y con acceso solo de plomeros matriculados a las reparaciones del sistema interno.

### **2) Uso residual externo**

A pesar que existen notables diferencias en la demanda entre invierno y verano, el riego de jardines y césped puede ser satisfecho con agua no potable.

La determinación de las necesidades de riego mensuales deberán ser evaluadas por personal idóneo, tomando como parámetros la humedad relativa mínima, heliofanía, velocidad del viento, eficiencia del riego y los valores mensuales de temperatura máxima y mínima, horas de luz y precipitación, la que deberá ser corregida por la evapotranspiración del cultivo de referencia.

### **3) Uso comercial y uso público**

Los edificios tanto comerciales como públicos ofrecen la oportunidad del empleo de redes duales que suministran la descarga de inodoros, mingitorios y la reposición para sistemas de refrigeración. Estos usos pueden requerir hasta el 90% de la demanda en grandes centros comerciales.

El destino sin dudas más importante es el riego de parques en lo que se incluyen cementerios, campos de juegos, patios de escuelas, calles, banquetas de rutas, juegos ornamentales de agua, etc., los que deberán ser evaluados como se ha indicado.

También la reposición de la evaporación en lagos ornamentales es un posible uso. La misma deberá ser evaluada en base a los datos de evaporación suministrados por el servicio meteorológico local o medida al efecto (mediante bandeja para evapotranspiración). Existe en este caso el peligro del crecimiento de algas por los nutrientes no removidos, lo que puede compensarse por una periódica renovación del agua estimándose como período 7 a 10 días.

La utilización de agua recuperada para la construcción es otro de los usos importantes con tan solo un requerimiento de seguridad bacteriológica si el destino es lavado de gravas y arenas, control de polvo, curado de hormigón y compactación de suelos.

En cuanto a la preparación de concreto u hormigón solo es apta si no excede los límites permitidos de cloruros y sulfatos.

#### **4) Uso industrial**

La demanda con destino a refrigeración, alimentación de calderas, proceso, lavado, etc. deberá ser específicamente evaluada y requerida por las industrias, dado la particular necesidad de cada una de ellas, entendiéndose que de requerir límites físico – químicos más estrictos el tratamiento de pulimento final será realizado por las mismas.

### **7.10. REQUISITOS DE CALIDAD**

El uso de agua no potable de fuentes externas exige requisitos de control de presencia de gérmenes patógenos.

En relación a considerar agua cloacal recuperada los parámetros fundamentales a considerar son los compuestos orgánicos biodegradables, los sólidos suspendidos, nutrientes, sólidos disueltos y los gérmenes patógenos.

Los compuestos orgánicos biodegradables son a menudo medidos por la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (COT). Una remoción del 40% de la DBO produce agua en condiciones para riego por inundación y la remoción del 85 – 95% la hace apta para riego de parques. Tratamientos que remuevan el 99% de la DBO la categoriza como apta para uso urbano irrestricto.

Los sólidos suspendidos son habitualmente medidos por la turbiedad. Las reducciones logradas son semejantes a las obtenidas en los procesos aplicados al tratamiento de la DBO.

Los nutrientes incluyen nitrógeno, fósforo y a veces potasio. La remoción no es beneficiosa para riego dado que reemplazan a los fertilizantes comerciales. Sólo se justifica para ciertos usos industriales donde la inhibición de crecimientos biológicos (bacterias) es importante para el control de la corrosión.

En relación a los sólidos disueltos estos son medidos normalmente de forma indirecta por la conductividad, la que debe ser controlada cuando el destino del agua recuperada es el riego especialmente debido al peligro de salinización de los suelos.

Finalmente los gérmenes patógenos, generalmente evaluados de manera indirecta por los coliformes, deben ser removidos en todos los reusos posibles, en especial por aquellos que implican un contacto directo o indirecto del público en general.

## 8. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

### 8.1. REGLAS A APLICAR

La operación y mantenimiento de un sistema no es sino la suma de las diversas tareas que deben cumplirse rutinariamente para asegurar la eficiencia del servicio prestado al usuario. Si estas tareas no son efectuadas o lo son de un modo negligente indudablemente los resultados que se obtendrán serán poco satisfactorios.

La correcta realización de estas tareas es de primordial importancia por dos razones fundamentales:

- Son importantes en sí mismas ya que sin operación y mantenimiento adecuados no hay servicio eficiente.
- Porque lo cuantioso de la inversión en instalaciones y equipos hace que ésta no pueda repetirse antes del tiempo prefijado para su amortización sin causar grave perjuicio económico a la comunidad.

De todo esto se concluye que es tan importante un buen proyecto y una buena construcción o instalación, como una correcta operación y un adecuado mantenimiento.

Cada sistema debe tener su programa propio de operación y mantenimiento de acuerdo a sus necesidades, determinando qué tipo de personal técnico y equipos se necesitan para realizar esta labor.

Este programa es necesario para:

- Conservar la eficiencia del sistema.
- Evitar fallas en las instalaciones.
- Descubrir y eliminar los puntos débiles del sistema o condiciones que puedan entrañar peligro.
- Determinar los tipos, cantidad de materiales y piezas de repuesto que se debe almacenar para hacer las reparaciones.
- Analizar el funcionamiento de las diferentes partes del sistema de distribución para que sirva de guía a futuras instalaciones.
- Distribuir el trabajo ventajosamente.
- Reducir los costos de mantenimiento.
- Mantener buenas relaciones públicas haciendo las reparaciones necesarias antes de que ocurran daños e interrupciones graves en el sistema.

En el caso especial de la red para poder llevar a cabo esta tarea se necesita primordialmente contar con un archivo actualizado de las instalaciones existentes.

Donde este archivo no exista o no esté al día con todas la ampliaciones efectuadas, se deberá proceder a solucionar este problema como primer paso.

Se recomienda como muy conveniente contar con un archivo, preferentemente en CAD o en GIS, que comprenda un plano general de la localidad, con la indicación de las obras de tratamiento, tanques de distribución, estaciones de bombeo, cámaras reguladoras de presión, etc. En la red de distribución se debe señalar la ubicación y diámetros de las tuberías, conexiones en los cruces, posición de las válvulas, hidrantes, etc. El plano debe indicar los límites de la zona de servicio (radio servido) y de distintas presiones.

A su vez el plano general de la red se debe poder dividir en cuadrículas siguiendo el orden de las coordenadas, de modo que cada cuadrícula ocupe el espacio de un plano a escala mucho mayor. Cada cuadrícula estará numerada y se identificará con una línea gruesa en un esquema de todas las cuadrículas del plano en un costado del mismo. Llevarán en las esquinas los números de las cuadrículas adyacentes.

En cada plano de cuadrícula, que se tratará que tenga una vez impreso un tamaño adecuado para que sea fácil su manipuleo en terreno y al mismo tiempo escala suficientemente grande para permitir individualizar y acotar todos los elementos de la red, se dibujarán, las piezas especiales, ramales, reducciones, válvulas, cámaras, conexiones, etc.

En caso de que existan tuberías con distintas fuentes de alimentación junto al diámetro se especificará por medio de iniciales la fuentes o tanque de alimentación; las zonas de servicio se indicarán con líneas de señalamiento, se estudiará una nomenclatura para individualizar las intersecciones y en cada esquina se acotará el nivel del cruce de calles y la tapada de las cañerías.

Estos planos de detalle, se indicarán las estructuras especiales para cruces de accidentes geográficos, vías férreas y otras en general, anclajes, distancias de las cañerías colocadas a las líneas municipales y la posición de las válvulas acotadas con respecto a puntos fijos.

También se volcará en los planos la posición de las conexiones domiciliarias, a medida que se vayan construyendo, con la distancia a las esquinas y los datos que surjan de las solicitudes de conexión que presenten los usuarios (tipo de conexión, caudal, etc.).

Como complemento del archivo, el personal encargado de la prestación del servicio deberá disponer de los catálogos, manuales de operación, planos y memorias descriptivas de todas las instalaciones para poder mantener y reparar los equipos y obras ejecutadas de acuerdo a las previsiones del proyecto y a las instrucciones de los fabricantes.

En el caso especial de la red se debe recopilar una serie de datos estadísticos, que comprendan:

- Análisis físicos, químicos y bacteriológicos de muestras obtenidas en diferentes puntos de la localidad.
- Estudios de consumos y variaciones estacionales.
- Control periódico del estado de cañerías, válvulas, hidrantes y determinación de fugas, etc.

## **8.2. FRECUENCIA DE LOS MONITOREOS Y CONTROLES A REALIZAR**

### **8.2.1. *Análisis Físico-Químicos y Bacteriológicos***

La frecuencia de los análisis para la verificación de las condiciones sanitarias del agua del abastecimiento, así como la elección de los puntos de muestreo deben ser tales que la calidad bacteriológica del agua distribuida quede adecuadamente vigilada. Estos análisis se espaciarán en el tiempo en función de la población abastecida, de los riesgos de contaminación, de la situación de la fuente de captación y de su protección.

El intervalo máximo entre dos análisis bacteriológicos sucesivos no deberá superar los sesenta días para el caso de aguas provenientes de pozos excavados o fuentes superficiales y de noventa días para el caso de utilizarse para el abastecimiento agua subterránea proveniente de pozos profundos.

Estos plazos pueden considerarse demasiado dilatados, pero sin perjuicio que puedan realizarse análisis mucho más frecuentes si las circunstancias lo permiten, es ineludible controlar por lo menos diariamente el cloro residual en varios puntos de la red, con lo que se tendrá la certeza del adecuado tratamiento de desinfección. Cualquier disminución brusca del tenor de cloro residual deberá ser investigado por la posibilidad de contaminación que puede significar.

Los análisis de control de las características físico-químicas deben realizarse por lo menos dos veces por año.

Un complemento directo de la protección de la red de distribución es el mantenimiento permanente de presiones positivas en la misma, y por parte de los consumidores un sistema de instalaciones internas, que impidan la salida de agua contaminada, en el caso fortuito de que falle la presión en la red. Esta protección está complementariamente asegurada por la obligación de colocar una llave de paso interna en cada conexión domiciliaria, la que obra como válvula de retención. (Ver numeral 6.1.7).

### **8.2.2. *Localización de Pérdidas y Fugas***

Debido a que las tuberías están enterradas, un programa comprensivo y sistemático de verificación es difícil de ejecutar.

Sin embargo manteniendo un registro de roturas y fugas, y haciendo investigaciones regulares de presiones y gastos, es posible que puedan reconocerse y corregirse fallas incipientes antes que afecten el funcionamiento del sistema.

Cuando se instalen llaves en cañerías existentes o se levanten tramos de tuberías por roturas o reemplazos deberán examinarse las superficies de los caños a fin de investigar posibles irregularidades, incrustaciones, etc. y en el caso de materiales plásticos remitir muestras al laboratorio para determinar el envejecimiento de los mismos.

Las fugas en las tuberías se deben a tres causas principales:

- 1). Rotura de tubos.
- 2). Corrosión.

### 3). Juntas defectuosas.

Las roturas de los tubos son el resultado de asentamientos desiguales del terreno debido al efecto de grandes cargas concentradas en su superficie o variaciones en las características del terreno. Las roturas por presión interior son el resultado de posibles “golpes de ariete” y la corrosión puede ser debida a corrientes vagabundas o a la acción galvánica del terreno que actúan sobre los metales.

Las juntas flojas son debido por lo general al bombeo y a la vibración en calles con intenso tránsito.

Si el terreno es de grano fino y bien compacto, el agua sube a la superficie y se puede descubrir la fuga o se producirán hundimientos que la pondrán de manifiesto. En cambio si el terreno es muy poroso, roca partida, etc. el agua puede recorrer una gran distancia antes de aparecer en la superficie, o insumirse totalmente sin acusarse la falla.

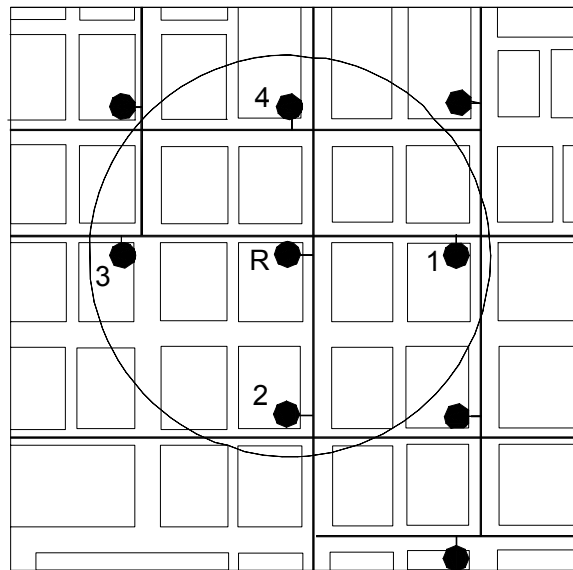
#### 8.2.2.1. Pruebas de la Presión en la Red

En un sistema de distribución, las pruebas de la presión se realizan utilizando tomas especialmente previstas para tal fin en diferentes lugares de la red, o fijando un indicador de presión a un hidrante, abriendo el hidrante y leyendo la presión. Se puede obtener un registro de presión, de mayor duración, instalando un registrador de presión. Es ventajoso, algunas veces, tener continuamente vigilados varios puntos en el sistema, en lo que atañe a la presión, para que se pueda valorar la operación del sistema, en especial durante los días de gastos máximos.

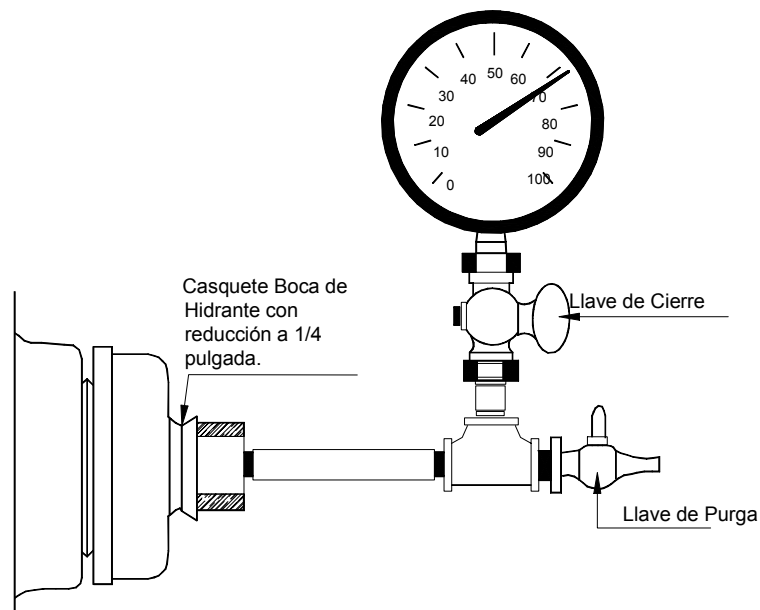
#### 8.2.2.2. Pruebas de Caudal

Las pruebas de caudal (o pruebas de gasto) son importantes para determinar la eficiencia y la suficiencia del sistema de distribución en la conducción del agua, particularmente, durante los días de máxima demanda, y para determinar la cantidad de agua disponible en los hidrantes para combatir el fuego. Para verificar estas pruebas es necesario inducir un gasto de uno o más hidrantes, medir el gasto de los hidrantes y observar las alteraciones de la presión, desde una condición sin gasto, a una de gasto máximo en un hidrante vecino. La **Figura 52** muestra la ubicación de un grupo de hidrantes para una prueba, en la cual los hidrantes 1, 2, 3 y 4 descargan simultáneamente, observándose la caída en presión, bajo tales condiciones de gasto, en el hidrante R.

Para determinar los gastos del hidrante, se puede usar un caudalímetro para hidrante o un indicador de presión, que se fija a la boca de manguera de un hidrante, con un gasto inducido por otra boca del mismo hidrante, que es una prueba bastante fácil de realizar como se muestra en la **Figura 53**.



**Figura 52.** Prueba típica de gasto de un grupo de hidrantes



**Figura 53.** Montaje del manómetro para medir la presión en la red

Con la lectura del manómetro se obtiene la presión  $h$  en m.c.a. que relacionada con el diámetro de la descarga  $D$  en mm proporciona el gasto en litros por segundo usando la expresión:

$$Q = 0,000869 D^2 \sqrt{h} \quad (39)$$

Generalmente se especifica que debe haber un cierto gasto, en un lugar de prueba, con una presión de 14 m.c.a. Es necesario por lo tanto ajustar las lecturas para determinar el caudal que se dispondría con dicha presión, mediante la siguiente expresión:

$$Q_A = Q_T \sqrt{\frac{h_A}{h_T}} \quad (40)$$

donde  $Q_A$  es el caudal disponible a una presión de 14 m.c.a.,  $Q_T$  es el caudal total determinado en la prueba,  $h_A$  es la presión disponible antes de la prueba y  $h_T$  es la presión durante la prueba.

Si por ejemplo con la disposición de la **Figura 53** la salida del hidrante 1 tiene un diámetro de 64 mm (interior) y el manómetro indica 30 m.c.a., de acuerdo a la expresión (39):

$$Q = 0,000869 \cdot 64^2 \cdot \sqrt{30} = 19,50 \text{ l/s}$$

La suma de las lecturas simultáneas del caudal en los cuatro hidrantes dan  $Q_T = 60 \text{ l/s}$ . A este gasto la presión residual en el hidrante R desciende de 27 a 21 m. El gasto ajustado con una presión residual de 14 m.c.a. es de acuerdo a la expresión (40):

$$Q_A = 60 \cdot \sqrt{\frac{27-14}{27-21}} = 88,32 \text{ l/s}$$

### 8.2.2.3. Reconocimientos de Fugas

Son ventajosos los reconocimientos de fugas en el sistema de distribución, si el agua no contabilizada es alta o aumenta sin razón aparente. La cantidad de agua no contabilizada que pudiera ser aceptable depende, en gran parte, de las condiciones existentes en cada sistema. Puede ser hasta aceptable de un 25 por ciento en un sistema, mientras que una cantidad en exceso del 10 por ciento en otro sistema puede indicar fugas excesivas o un gran defecto en los registros de los medidores.

Las condiciones que afectan la cantidad de agua no registrada son: las presiones y las variaciones de presiones a través del sistema; la longitud, condición y edad del sistema de tuberías y de las líneas de servicio; la eficiencia en el mantenimiento de los medidores; la relación del consumo de los grandes usuarios con el servicio total; las condiciones del suelo; y la atención que se preste a la reducción de fugas y a los usos subrepticios del agua.

Una presión de 70 m de carga hidrostática produce más fugas (aunque no en forma proporcional directa) que una presión de 35 m de carga hidrostática. Las presiones elevadas tienden también a incrementar el registro deficiente de los medidores. La longitud, condición y edad del sistema de tuberías de las líneas de servicio influyen en las pérdidas que tienen lugar a través de tuberías rotas o corroídas, o fugas en las juntas.

Las condiciones del subsuelo pueden facilitar o dificultar la localización de las fugas. En algunos subsuelos, los escapes de las fugas desaparecen sin llegar a la superficie, haciendo extremadamente difícil el descubrimiento de las pérdidas.

El registro en defecto de los medidores se aumenta por un mantenimiento impropio y por largos períodos entre su verificación. Si un sistema tiene una alta proporción de usos industriales o comerciales, la proporción de agua no registrada tiende a reducirse, porque el agua total vendida se cuantifica en grandes unidades.

Los reconocimientos de fugas se llevan a cabo en varias formas. Las cuadrillas o grupos de fugas pueden inspeccionar el sistema con geófonos o con equipo eléctrico de búsqueda, percibiendo así las fugas en los servicios o en el sistema de distribución. Son comunes las fugas en los hidrantes, al través de sus válvulas de drenaje defectuosas y, por lo general, se pueden descubrir en esta forma.

Hablando en términos generales, cuando se usa el término “reconocimiento de fugas”, se refiere a un reconocimiento amplio, que se efectúa subdividiendo el sistema en distritos y regulando y midiendo el gasto en tales distritos, cuando menos por 24 horas, y comparando la tasa nocturna con el gasto total en las 24 horas. Si la tasa nocturna indica un consumo elevado que no se pueda explicar satisfactoriamente, es probable que existan fugas. Por un proceso continuado de subdivisiones, se puede descubrir el origen del elevado gasto nocturno.

Los aforos del gasto se realizan por lecturas de caudalímetros durante un período de 24 horas. Se deben verificar reconocimientos de fugas en los sistemas cuando la proporción de agua no registrada excede del 20 al 25 por ciento.

Este tema se desarrolla con mayor amplitud en el Capítulo XIV Criterios para la Evaluación, Optimización y Rehabilitación de Instalaciones Existentes de las presentes Fundamentaciones.

### **8.2.3. Registros de Mantenimiento**

Los registros mínimos a llevar son:

- Mantenimiento, inspección y operación de válvulas, hidrantes, cámaras de limpieza, etc.
- Mantenimiento de conexiones domiciliarias y surtidores públicos.
- Limpieza de cañerías.
- Fugas y deterioros comprobados en la red.

Las válvulas esclusas en un sistema de distribución, como ya hemos visto, tienen por objeto aislar una zona de la misma para efectuar trabajos de emergencia, ampliaciones o conexiones domiciliarias.

No pueden fijarse reglas fijas en cuanto a la periodicidad de inspección de las válvulas a fin de comprobar su estado. La corrosividad del agua, la acumulación de arena, el tamaño de las válvulas, fijan la frecuencia de la inspección deseable. En general se

puede establecer que las válvulas se descomponen más por falta de operación que por desgaste.

En el registro de operación debe anotarse para cada válvula el tipo, tamaño, marca y fecha de instalación, el número de vueltas para un cierre completo y la dirección de rotación, teniendo especial cuidado en identificar las llaves que operan en dirección contraria a la más usada en el sistema.

Las válvulas deben quedar normalmente en posición abierta o cerrada. Si alguna debe mantenerse eventualmente por una situación de emergencia parcialmente cerrada se debe mencionar esta circunstancia y dar de ser posible las razones.

Debe asentarse el estado de la empaquetadura del prensa-estopa, del eje, el dado de operación, el mantenimiento de la cámara, etc.

En cuanto a las conexiones domiciliarias se debe realizar una sistemática labor de vigilancia, a fin de verificar que no existan conexiones clandestinas, que los tanques reúnan los requisitos sanitarios exigidos por las disposiciones vigentes en cada localidad anotando todas las novedades al respecto a fin de que el organismo que tenga a su cargo la explotación del sistema de abastecimiento tome las medidas necesarias a fin de salvar irregularidades.

Muy importante es vigilar en forma permanente el uso y funcionamiento de los surtidores públicos, frecuentemente dañados por los usuarios, a fin de evitar pérdidas innecesarias de agua y eliminar rápidamente los charcos que puedan formarse por los inconvenientes de orden sanitario y estético que esto trae aparejado.

#### **8.2.4. Limpieza de Cañerías**

Los crecimientos bacterianos en la red o el desarrollo de algas pueden producir problemas de sabores, olores, corrosión y aún incrementos de pérdida de carga.

En el caso de tratamiento mediante coagulación el paso de flóculos hidratados de aluminio o precipitaciones de carbonato de calcio, o productos provenientes de la corrosión de metales, pueden causar alteraciones en la turbiedad y el color, que deterioran el agua originalmente entregada a la red.

Estos problemas son más agudos en los ramales exteriores de redes abiertas, pero en comunidades medianas o pequeñas aún eliminando la mayoría de estos terminales por medio de cierres de mallas el problema puede persistir en algunas tuberías por el reducido movimiento y la baja velocidad del agua en las mismas.

Los inconvenientes deben reducirse en lo posible, mediante periódicas limpiezas de las cañerías, utilizando para tal fin los hidrantes o válvulas de desagüe, cuya abertura produce un aumento considerable de la velocidad de circulación del agua con el consiguiente arrastre del material depositado.

A fin de que estas limpiezas cubran la totalidad de la red y se efectúen en forma que no ocasionen inconvenientes en el abastecimiento, se deben programar previamente y efectuar en horas de mínimo consumo.

En el registro de cada válvula o cámara de desagüe se debe anotar para cada lavado, fecha, hora, tiempo de duración de la operación, características del agua y estado de conservación de los dispositivos.

Al mismo tiempo convendrá determinar si con las válvulas con que se cuenta se cubren adecuadamente las necesidades de limpieza de toda la red con un consumo razonable de agua y estudiar la posibilidad de instalar válvulas adicionales con tal objeto.

### **8.2.5. Equipos y Repuestos**

Debe prestarse especial atención a la elección de las herramientas apropiadas y al equipo para el mantenimiento del sistema, que dependerá de:

- 1). Valor del equipo, en cuanto a economía y eficiencia, incluso reducción en mano de obra.
- 2). Valor del equipo en cuanto a relaciones públicas al reducir el tiempo de interrupciones del servicio.
- 3). Tamaño de las instalaciones.
- 4). Materiales de las instalaciones (será distinto el equipo a prever en caso de redes de asbesto-cemento o de plástico).
- 5). Elevación de la capacidad técnica del personal.
- 6). Utilización de las herramientas y equipos para ampliación de las instalaciones además del mantenimiento.

Para una operación y mantenimiento eficiente debe tenerse una cantidad adecuada de material en depósito para hacer reparaciones y nuevas instalaciones.

No es fácil especificar que repuesto se necesita para el sistema de distribución, pero por regla general convendrá tener en reserva varios caños de cada uno de los diámetros colocados en la localidad, así como válvulas, piezas especiales, juntas, etc.

Normalmente la base para la constitución de este depósito está constituida por las piezas sobrantes de la construcción, cuando se han encargado más materiales que los estrictamente necesarios en previsión de posibles roturas.

La experiencia indica que al contrario de lo que sucede con otras partes integrantes del sistema, como motores, bombas y equipos en general, la conservación de las cañerías suele ser más gravosa durante los primeros años de funcionamiento del servicio por los problemas originados por juntas defectuosas, zanjas mal apisonadas, etc. Por consiguiente inmediatamente desde la entrada en servicio del sistema conviene fijar una reserva mínima de repuestos para cada pieza y no dejar que disminuya por debajo de la cifra mínima establecida sin ocuparse inmediatamente de su reposición.

El material en depósito debe estar clasificado, descripto e identificado de manera que pueda ser fácilmente ubicado.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- AWWA. A training Course in Water Distribution, 1962, U.S.A.
- AWWA. Dual Water Systems. Manual M24, Second Edition. 1994. USA.
- Benedict, R. P. (1980), Fundamentals of Pipe Flow, John Wiley and Sons, Inc., New York, U.S.A.
- Boulos, P.F. and D. J. Wood (1990), "Explicit Calculation of Pipe –Network Parameters," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 116 (11), 1629-1344, U.S.A.
- Cesario Lee. Modeling, Analysis and Design of Water Distribution Systems. American Water Works Association, 1995, U.S.A.
- Clark, R. M. and R. M. Males, "Developing and Applying the Water Supply Simulation Model", Journal of American Water Works Associations, ASCE, 114 (4), 929-943, U.S.A.
- Freemantle, A. W. (1976), "A Faster Algorithm for pipe networks", The Civil Engineer in South Africa, April 1976, South Africa.
- Hwang, H. C. (1981), Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems, Prentice-Hall, Inc., New Jeersy, U.S.A.
- Jeppsom Roland W. Analysis of Flow in Pipe Networks. Ann Arbor Science, Second Printing, 1977, U.S.A.
- Linsley, R. K. And J. B. Franzini (1979), Water Resources and Environmental Engineering, Mc Graw – Hill Book Company, New York, U.S.A.
- Male, J. W. And T.E. Walski (1990), Water Distribution Systems, Lewis Publishers, Inc., Michigan, U.S.A.
- Ormsbee, L.E. and D.J. Wood (1986b), "Hydraulic Design Algorithms for Pipe Networks," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 112 (12), 1195-1207, U.S.A.
- O.M.S. Normas Internacionales para el Agua Potable, 1964. Ginebra. Suiza.
- O.S.N, Boletín de la Empresa. Recomendaciones para el Diseño de Redes de Distribución de Agua. N° 5122 del 29 de abril de 1988, Buenos Aires, Argentina.
- O.S.N. Normas y Gráficos de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales, 1974. Buenos Aires, Argentina.
- Papoulis, A. (1980), Circuits and Systems, Holt, Rinechart and Winston, Inc., New York, U.S.A.
- Roberts, A. W. (1982), Elementary Linear Algebra, The Benjamin / Cummings Publishing Company, Inc., California, U.S.A.
- Spiegel, M. R. (1981), Applied Differential Equations, Prentice - Hall, Inc., New Jersey, U.S.A.

- Walski, T. M., J. Gessler and J. W. Sjostrom (1990), Water Distributions Systems; Simulation and Sizing, Lewis Publishers, Inc., Michigan, U.S.A.
- Wood, D. J. and A. G. Rayes (1981), "Reliability of Algorithms for Pipe Network Analysis, "Journal of Hydraulics Division, ASCE, 107 (10), 1145-1161,U.S.A.
- Wood, D. J. and C.O.A. Charles (1972), "Hydraulic Network Analysis Using Linear Theory, "Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 98, No. HY7, Proc. Paper 9031, 1157-1170, U.S.A.