



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"DIFUSIÓN DE SUSTANCIAS
EN REDES DE TUBERÍAS FUNCIONANDO A PRESIÓN Y
ALGUNAS APLICACIONES"

TESIS

que para obtener el grado de

MAESTRA EN INGENIERÍA

HIDRÁULICA

presenta

Cecilia Chávez Lavala

Director de tesis

Dr. Óscar Arturo Fuentes Mariles



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ciudad Universitaria, D.F., enero de 1999.

270874

0116215⁴



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A Luis

Por lo que es

con todo el amor que me ha enseñado a dar.

A mi madre y hermanos

Por la nueva etapa de vida

que juntos hemos afrontado.

A mis amigos de siempre.

Mi agradecimiento

A la Universidad Nacional Autónoma de México por el apoyo recibido en mi formación profesional.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme los elementos y recursos necesarios para la elaboración de esta investigación.

Muy especial al Dr. Óscar Fuentes Mariles, por la guía y asesoramiento para la realización de esta tesis, con todo el respeto, cariño y admiración que ha despertado en mi su incansable labor.

Al Ingeniero Fernando Luna por su diálogo permanente y apoyo brindado en una etapa difícil de mi vida.

A Don Víctor Franco por sus sabios consejos, paciencia y su acompañamiento durante mi estancia en el Instituto de Ingeniería.

A los Drs. Carlos Escalante Sandoval, Ramón Domínguez Mora y Jesús Gracia Sánchez por la revisión de este documento, pese a sus múltiples actividades laborales.

Al Dr. Moisés Berexowsky Verduzco por el asesoramiento en mis dudas matemáticas.

A Javier Osaya Romero por su ayuda brindada en la elaboración de este estudio y los que hemos realizado con todos sus inconvenientes.

A todas las personas que intervinieron en las pruebas de laboratorio, muy especialmente a Ismene, Miguelito, Lucy y Marco.

Filantropía, ciencia y educación, conceptos que apuntalan el desarrollo integral de nuestro país, por ello debe existir

Interacción entre las organizaciones de la sociedad civil y las de investigación y desarrollo tecnológico, que ofrezcan al ser humano las posibilidades para pensar con libertad que es la única forma de llegar a la paz y la armonía social, educación y conocimiento para transmitir habilidades que permitan manejar adecuadamente los propios recursos, los recursos naturales y los creados por el hombre.

Crear dependencia al dar o dar para condicionar u ocultar la verdad, no sería un acto filantrópico.

Aunque por otro lado, dar libertad sin ofrecer las habilidades y las virtudes para poderla ejercer con responsabilidad puede ser un acto de destrucción.

Por ello la mayor felicidad en la conciencia, es haber dado libertad y las facilidades para esa preparación y conocimiento que justo capacita para ejercerla.

Muchas gracias.

Índice

<i>Índice</i>	i
<i>Resumen</i>	v
<i>Lista de figuras</i>	viii
<i>Lista de fotografías</i>	x
<i>Lista de tablas</i>	xi
<i>Nomenclatura</i>	xiii
1. <i>Introducción</i>	1
2. <i>Redes de distribución de agua potable</i>	6
2.1 <i>Sistemas de abastecimiento de agua potable</i>	8
2.1.1 <i>Fuentes de abastecimiento</i>	8
2.1.2 <i>Captación</i>	11
2.1.3 <i>Conducción</i>	13
2.1.4 <i>Tratamiento</i>	15
2.1.5 <i>Almacenamiento y Regularización</i>	16
2.1.6 <i>Distribución</i>	17
2.2 <i>Tipos de redes</i>	18
2.2.1 <i>Tipos de redes de distribución de acuerdo con la manera en la que están trazadas en un plano</i>	18
2.2.2 <i>Tipos de redes de distribución de acuerdo con su función</i>	20

2.2.3 Tipos de redes de acuerdo con su distribución	25
2.3 Componentes de una red de distribución	27
2.3.1 Tuberías	27
2.3.2 Piezas especiales	29
2.3.3 Juntas	33
2.3.4 Cruceros	34
2.3.5 Tanques de regularización.....	35
2.3.6 Rebombesos	38
2.3.7 Hidrantes públicos	39
2.3.8 Válvulas	40
3. Demandas de agua potable	43
3.1 Tipos de demandas	44
3.1.1 Uso doméstico	44
3.1.2 Uso no doméstico	45
3.2 Factores que determinan el consumo de agua potable	46
3.3 Determinación de la demanda	48
3.4 Variación de la demanda	53
3.4.1 Coeficientes de variación diaria y horaria, gastos de diseño y otros cálculos	53
3.4.2 Gatos de diseño	54
3.4.3 Consumos	56
3.4.4 Curvas de variación horaria de la demanda	57
3.5 Cálculo de la capacidad de almacenamiento	58
3.6 Consideraciones de diseño	61
3.6.1 Errores de estimación	63
4. Funcionamiento de redes de distribución	64
4.1 Cálculo de redes	66

4.1.1	<i>Antecedentes</i>	67
4.2	<i>Métodos estáticos</i>	75
4.2.1	<i>Método de la teoría lineal</i>	75
4.2.2	<i>Método de Newton-Raphson</i>	77
4.2.3	<i>Método de Hardy Cross</i>	79
4.3	<i>Métodos del Instituto de Ingeniería</i>	84
4.3.1	<i>Método estático (Red de tuberías en régimen permanente)</i>	84
4.3.2	<i>Método matemático dinámico</i>	87
5.	<i>Difusión de sustancias en redes de tuberías</i>	93
5.1	<i>Concentración</i>	94
5.2	<i>Difusión</i>	96
5.3	<i>Proceso de transferencia</i>	97
5.3.1	<i>Trasferencia de masa</i>	97
5.4	<i>Modelo de transferencia de sustancias no conservativas</i>	98
5.4.1	<i>Difusión molecular</i>	98
5.4.2	<i>Difusión convectiva</i>	100
5.4.3	<i>Difusión turbulenta</i>	103
5.4.4	<i>Difusión por reacción</i>	108
5.5	<i>Ecuación diferencial de difusión de una sustancia</i>	110
5.6	<i>Método de solución de la ecuación diferencial de difusión en una tubería</i>	112
5.6.1	<i>Comparación de los esquemas mediante ondas de pruebas</i>	119
5.7	<i>Balance de masa en la confluencia de varias tuberías</i>	121
5.8	<i>Secuencia de cálculo de la concentración de la sustancia</i>	122
6.	<i>Aplicaciones de la difusión de sustancias en redes de tuberías</i>	126
6.1	<i>Estudios previos</i>	128
6.2	<i>Áreas de influencia</i>	129
6.3	<i>Pruebas de laboratorio para validar el modelo matemático</i>	132

6.3.1	<i>Dispositivo físico en el laboratorio</i>	132
6.3.2	<i>Realización de ensayos en el dispositivo físico</i>	136
6.3.3	<i>Análisis de resultados</i>	143
7.	<i>Conclusiones</i>	152
7.1	<i>Métodos propuestos</i>	154
7.2	<i>Dispositivo físico</i>	155
	<i>Referencias</i>	156

Resumen

Resumen

El abastecimiento de agua es uno de los principales problemas de una población, que requiere ser continuamente atendido para no afectar el suministro del agua a los usuarios. Para mejorar la distribución del agua a la población, en la cantidad suficiente, con una presión conveniente en cualquier momento del día y con la calidad adecuada, es necesario implantar distintas clases de acciones debidamente fundamentadas en estudios.

La presente tesis tiene como finalidad contribuir en el mejoramiento de la distribución de agua potable con la calidad adecuada hasta los puntos de consumo. Para mantener esta calidad es necesario garantizar cierta concentración de cloro residual en toda la red de distribución. El conocimiento de la concentración de cloro residual en cualquier punto de la red es un requisito esencial para determinar la dosis óptima de cloro para desinfección, o localizar otros puntos de inyección de cloro dentro de la red. En México, los parámetros de calidad que debe cumplir el agua potable están determinados por la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 (publicada en el Diario Oficial, el jueves 18 de enero de 1996).

El flujo en una red de agua es no permanente, debido a la variación horaria de la demanda, por ello se presenta un modelo numérico de simulación para condiciones no permanentes que predice las concentraciones de cloro en cualquier punto de una red a lo largo de un día. El modelo está conformado por dos partes, un modelo que revisa el funcionamiento hidráulico para flujo a presión a partir de su configuración, elaborado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM que considera la variación de la demanda en el tiempo y el efecto de la variación de niveles en los tanques; y un procedimiento matemático que determina el avance de la concentración de una sustancia a lo largo de la tubería con base en un esquema de flujo corregido.

La solución que se presenta es válida para otras sustancias no conservativas contenidas en el agua potable, diferentes del cloro, al igual que para diferentes parámetros de la calidad del agua, que se expresan por medio de una concentración.

El método que aquí se propone también es útil para determinar la zona cubierta por la red de distribución que se abastece desde cada tanque a la misma; ello toma en cuenta la operación de válvulas que se realiza en sus tuberías de salida.

El método constituye una importante herramienta de trabajo para determinar la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques e imponer las condiciones de operación de válvulas, así como determinar los puntos donde se debe suministrar nuevamente cloro para garantizar su calidad.

Lista de figuras

<i>Figura 2.1</i>	<i>Configuración general de un sistema hidráulico urbano</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.2</i>	<i>Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.3</i>	<i>Tipos de redes de distribución</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.4</i>	<i>Red secundaria convencional</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.5</i>	<i>Red secundaria en dos planos</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.6</i>	<i>Red secundaria convencional en bloques</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.7</i>	<i>Red secundaria en bloques y en dos planos</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2.8</i>	<i>Distribución por gravedad, (recomendable)</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.9</i>	<i>Sistema de abastecimiento directamente por bombeo</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2.10</i>	<i>Ubicación de un tanque con respecto a la red</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.11</i>	<i>Tanque elevado al centro de la localidad, (no recomendable)</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.1</i>	<i>Tipos de consumo de agua</i>	<i>45</i>
<i>Figura 3.2</i>	<i>Variación horaria de la demanda para la Ciudad de México</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.3</i>	<i>Variación horaria para diferentes ciudades del país</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.4</i>	<i>Variación horaria para poblaciones pequeñas</i>	<i>59</i>
<i>Figura 3.5</i>	<i>Solución gráfica del ejemplo</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.1</i>	<i>Sección transversal de una tubería</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.2</i>	<i>Variación de la viscosidad cinemática con la temperatura</i>	<i>73</i>
<i>Figura 4.3</i>	<i>Diagrama Universal de Moody</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.4</i>	<i>Circuito en análisis</i>	<i>80</i>

<i>Figura 4.5</i>	<i>Diagrama de bloques del modelo Sánchez-Fuentes</i>	<i>88</i>
<i>Figura 4.6</i>	<i>Fuerzas que actúan en el tiempo t</i>	<i>89</i>
<i>Figura 4.7</i>	<i>Consideraciones para las ecuaciones del tanque</i>	<i>91</i>
<i>Figura 4.8</i>	<i>Diagrama de bloques del modelo dinámico</i>	<i>92</i>
<i>Figura 5.1</i>	<i>Tubo de difusión de Graham gases</i>	<i>96</i>
<i>Figura 5.2</i>	<i>Aparato de difusión de Graham para líquidos</i>	<i>97</i>
<i>Figura 5.3</i>	<i>Flujo de masa de la componente A en la dirección x</i>	<i>102</i>
<i>Figura 5.4</i>	<i>Fluctuaciones turbulentas de la velocidad</i>	<i>105</i>
<i>Figura 5.5</i>	<i>Mecanismos de la dispersión longitudinal</i>	<i>109</i>
<i>Figura 5.6</i>	<i>Simulación numérica de una onda cuadrada que se mueve con velocidad constante a</i>	<i>120</i>
<i>Figura 5.7</i>	<i>Propagación de una sustancia en una tubería</i>	<i>121</i>
<i>Figura 5.8</i>	<i>Esquema de tuberías que se juntan en un nudo</i>	<i>122</i>
<i>Figura 5.9</i>	<i>Esquema de un nudo con la nomenclatura elegida</i>	<i>123</i>
<i>Figura 5.10</i>	<i>Método para calcular la concentración de una sustancia.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 6.1</i>	<i>Red analizada</i>	<i>131</i>
<i>Figura 6.2</i>	<i>Zonas de la red con diferente concentración de cloro</i>	<i>131</i>
<i>Figura 6.3</i>	<i>Dispositivo físico</i>	<i>133</i>
<i>Figura 6.4</i>	<i>Relación entre concentración y conductividad del NaCl</i>	<i>138</i>
<i>Figura 6.5</i>	<i>Recipientes previamente etiquetados para realizar el muestreo</i>	<i>143</i>
<i>Figura 6.6</i>	<i>Presión medida y calculada en cada nudo de la red</i>	<i>149</i>
<i>Figura 6.7</i>	<i>Presión medida y calculada en cada nudo de la red</i>	<i>149</i>
<i>Figura 6.8</i>	<i>Concentración medida y calculada en cada llave de la red</i>	<i>151</i>
<i>Figura 6.9</i>	<i>Error entre la concentración media y calculada en cada llave de la red</i>	<i>151</i>
<i>Figura 6.10</i>	<i>Concentración medida y calculada de la sustancia trazadora en cada punto de muestreo</i>	<i>151</i>

Lista de fotografías

<i>Fotografía 6.1</i>	<i>Red de tuberías instalada en el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería</i>	<i>134</i>
<i>Fotografía 6.2</i>	<i>Canaletas que conducen el agua hacia el cárcamo o drenaje según el fin del uso</i>	<i>134</i>
<i>Fotografía 6.3</i>	<i>Tanque No. 1 que alimenta de agua potable a la red de tuberías</i>	<i>137</i>
<i>Fotografía 6.4</i>	<i>Tanque No.2 con la sustancia trazadora que alimenta la red</i>	<i>137</i>
<i>Fotografía 6.5</i>	<i>Transductor de presión conectado al múltiple</i>	<i>139</i>
<i>Fotografía 6.6</i>	<i>Manómetro de carátula</i>	<i>139</i>
<i>Fotografía 6.7</i>	<i>Preparación para la conexión de una celda absoluta o manómetro de carátula</i>	<i>141</i>
<i>Fotografía 6.8</i>	<i>Diferentes nudos de toma de presión conectados a la celda diferencial</i>	<i>141</i>
<i>Fotografía 6.9</i>	<i>Muestreo en el laboratorio de hidráulica</i>	<i>144</i>
<i>Fotografía 6.10</i>	<i>Conductividad de cada muestra.....</i>	<i>144</i>

Lista de tablas

<i>Tabla 2.1</i>	<i>Ventajas y desventajas de tuberías de diferente material</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3.1</i>	<i>Consumos domésticos per-cápita</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 3.2</i>	<i>Clasificación de climas por su temperatura</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 3.3</i>	<i>Dotación de agua potable (l/hab/d)</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 3.4</i>	<i>Porcentaje del consumo de agua en el D.F., en 1997</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 3.5</i>	<i>Fluctuaciones del consumo doméstico de agua</i>	<i>51</i>
<i>Tabla 3.6</i>	<i>Desglose del consumo doméstico de agua</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 3.7</i>	<i>Dotación media en algunas ciudades del mundo</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 3.8</i>	<i>Coefficientes de variación diaria y horaria</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 3.9</i>	<i>Coefficientes de variación diaria y horaria</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 3.10</i>	<i>Otros valores de C_{vb} y C_{vh} de acuerdo al clima</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 3.11</i>	<i>Gastos de diseño de las componentes de un sistema de abastecimiento</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 3.12</i>	<i>Variación horaria de la demanda del D.F.</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 3.13</i>	<i>Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 3.14</i>	<i>Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 3.15</i>	<i>Cálculos para la solución</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 3.16</i>	<i>Escurrimientos medios mensuales</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 3.17</i>	<i>Cálculos necesarios para la solución del ejemplo</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 6.1</i>	<i>Ejemplo de los resultados obtenidos con el modelo, $t = 2$ horas</i>	<i>130</i>
<i>Tabla 6.2</i>	<i>Características del dispositivo físico</i>	<i>135</i>

<i>Tabla 6.3</i>	<i>Relación de conductividad y concentración del NaCl</i>	<i>138</i>
<i>Tabla 6.4</i>	<i>Resultados de volúmenes obtenidos en el muestreo de laboratorio</i>	<i>145</i>
<i>Tabla 6.5</i>	<i>Resultados de gastos obtenidos en el muestreo de laboratorio</i>	<i>146</i>
<i>Tabla 6.6</i>	<i>Resultados de conductividad y concentración obtenidos en el muestreo de laboratorio</i>	<i>147</i>
<i>Tabla 6.7</i>	<i>Resultados obtenidos con el modelo estático modificado</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 6.8</i>	<i>Presión medida y calculada en cada nudo de la red</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 6.9</i>	<i>Concentración medida y calculada en cada nudo de la red</i>	<i>151</i>

Nomenclatura

A	Área
C	Concentración de una sustancia
C_A	Concentración de la sustancia A
C_B	Concentración de la sustancia B
C_E	Concentración de la mezcla
C_j	Parámetro que depende de las características geométricas de la tubería j .
C_P	Concentración de la sustancia contenida en la pared
C_{vd}	Coficiente de variación diaria
C_{vh}	Coficiente de variación horaria
D	Diámetro interno de la tubería
D_d	Demanda diaria
D_m	Coficiente de difusión turbulenta
D_{mh}	Demanda horaria máxima
D_t	Dotación
E_x	Coficiente de difusión turbulenta en x
E_y	Coficiente de difusión turbulenta en y
$F(h)$	Función no lineal de las cargas en los extremos de la tubería
$G(h)$	Función lineal de los niveles piezométricos de los extremos de la tuberías conectados al nudo n
G_i	Gasto de salida por una tubería del segundo grupo que derivan de un nudo n
H	Duración del periodo de máxima demanda

H_1	<i>Pérdida de carga del tubo uno</i>
H_2	<i>Pérdida de carga del tubo dos</i>
J^{-1}	<i>Jacobiano</i>
K_a	<i>Constante cinética de la reacción del cloro con el agua</i>
K_p	<i>Constante cinética de la reacción del cloro con la pared del tubo</i>
K_{tr}	<i>Coefficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared.</i>
L	<i>Longitud de la tubería</i>
M_A	<i>Flujo de masa de la sustancia A</i>
M_B	<i>Flujo de masa de la sustancia B</i>
N_A	<i>Flujo de la sustancia A en el flujo</i>
$NaCl$	<i>Cloruro de Sodio</i>
N_{hab}	<i>Número de habitantes</i>
P	<i>Flujo de masa</i>
PHR	<i>Plano horizontal de referencia</i>
Q	<i>Gasto</i>
Q_D	<i>Gasto de demanda</i>
Q_E	<i>Gasto específico</i>
Q_e	<i>Gasto de escurrimiento medio mensual</i>
Q_{ent}	<i>Gasto de entrada</i>
Q_{int}	<i>Gasto instantáneo</i>
Q_j	<i>Gasto que fluye por la tubería j</i>
$Q_{máx}$	<i>Gasto máximo instantáneo</i>
Q_{md}	<i>Gasto máximo diario</i>
Q_{med}	<i>Gasto medio diario</i>
Q_{mh}	<i>Gasto máximo horario</i>
Q_1	<i>Gasto que fluye por el tubo uno</i>
Q_2	<i>Gasto que fluye por el tubo dos</i>
R	<i>Número de Reynolds (adimensional)</i>
S	<i>Signo</i>
U_A	<i>Velocidad de la sustancia A</i>

U_B	<i>Velocidad de la sustancia B</i>
V	<i>Velocidad media del flujo</i>
V_{ma}	<i>Consumo medio anual</i>
V_{md}	<i>Consumo medio diario anual</i>
a	<i>Velocidad para un flujo permanente</i>
cm	<i>Centímetros</i>
f	<i>Factor de pérdida de la fórmula de Darcy-Weisbach</i>
$f(x)$	<i>Función de x</i>
$\bar{f}(x)$	<i>Vector de la función x</i>
g	<i>Aceleración de la gravedad</i>
h	<i>Hora</i>
h	<i>Corrección de carga</i>
h_f	<i>Pérdida de energía por fricción</i>
h_m	<i>Pérdidas menores (locales)</i>
h_r	<i>Pérdida de carga</i>
h_s	<i>Pérdida de carga en el nudo s</i>
h_i	<i>Pérdida de carga en el nudo i</i>
k	<i>Coefficiente sin que dependa del tipo de pérdida de que se trate, el número de Reynolds y de la rugosidad del tubo</i>
k	<i>Superíndice que representa al número de iteración</i>
kg_f	<i>Kilogramo fuerza</i>
$l/hab/día$	<i>Litros por habitante por día</i>
l/s	<i>Litros por segundo</i>
m	<i>Constante común en todas las tuberías, con valor de 2 ó 1,852 según el uso de las fórmulas de fricción</i>
m	<i>Metro</i>
m_A	<i>Masa de la sustancia A</i>
m_I	<i>Masa que entra</i>
m_S	<i>Masa que sale</i>
m^3	<i>Metros cúbicos</i>

$m.c.a.$	<i>Metros de columna de agua</i>
m/s	<i>Metros sobre segundo</i>
m/s^2	<i>Metros sobre segundo cuadrado</i>
q	<i>Gasto demandado en el nudo n</i>
s	<i>Segundos</i>
t	<i>Tiempo</i>
u	<i>Componente de la velocidad turbulenta en la dirección longitudinal</i>
u_t	<i>Variación de la concentración en el tiempo</i>
u_x	<i>Variación de la concentración con respecto al espacio</i>
v	<i>Componente de la velocidad turbulenta en la dirección radial</i>
x	<i>Variable independiente</i>
\bar{x}	<i>Vector x</i>
z	<i>Carga de posición</i>
$^{\circ}C$	<i>Grados centígrados</i>
α	<i>Coeficiente de Coriolis</i>
Δt	<i>Incremento de tiempo</i>
δ_f	<i>Coeficiente que corrige el flujo, corrige el efecto de la viscosidad numérica</i>
ε	<i>Rugosidad</i>
γ	<i>Número de Courant</i>
ρ	<i>Densidad o masa específica</i>
μ	<i>Viscosidad dinámica del agua</i>
ν	<i>Viscosidad cinemática del agua</i>

Capítulo 1

Introducción

Introducción

En las últimas décadas se ha observado un crecimiento acelerado de la población urbana del país. Este fenómeno ha provocado una demanda importante de agua potable en las grandes urbes. El abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México, representa un gran reto ingenieril debido a su extensión territorial y al número de personas que la habitan; además es uno de los principales problemas de la metrópoli que requiere ser continuamente atendido para no afectar el suministro del agua a los usuarios.

Cuando se cuenta con la cantidad de agua requerida por una población y se desea mejorar su distribución del agua, en la cantidad suficiente, con una presión conveniente en cualquier momento del día y con la calidad adecuada, es necesario implantar distintas clases de acciones debidamente fundamentadas en estudios.

La modelación de la calidad del agua constituye uno de los temas de mayor auge en el campo de la hidráulica urbana durante los últimos años. La preocupación por la calidad del agua potable mientras permanece en la red de distribución, una vez que ha abandonado la planta de tratamiento o los tanques de almacenamiento, surgió en E.E.U.U. en la década de los ochenta por las normas que estableció la EPA (Environmental Protection Agency) sobre los requisitos de calidad que debía tener el agua al llegar a los puntos de consumo.

El control de la calidad del agua y el análisis del comportamiento hidráulico de las redes han constituido durante mucho tiempo dos campos de estudio independientes en relación con el suministro de agua potable a las poblaciones. Por otra parte, en las plantas de tratamiento de agua potable se pretende asegurar que el agua cumpla con los requisitos de calidad

establecidos, tomando como referencia usualmente el punto de salida de la planta o el de entrada a la red.

Los modelos hidráulicos se han utilizado, tanto en la fase de proyección como en la de operación de la red, para garantizar fundamentalmente que el agua llegue a los puntos de consumo en las condiciones de presión y caudal requeridas, sin preocuparse por la calidad del agua en el momento de ser consumida. Sin embargo, a lo largo de la historia se han registrado diversos incidentes que evidencian que la calidad del agua potable puede verse muy afectada durante su recorrido desde las fuentes de suministro (plantas de tratamiento o los tanques de almacenamiento) hasta el punto de consumo. Durante el tiempo que el agua permanece en la red, las sustancias más reactivas contenidas en la misma, como por ejemplo el cloro utilizado como desinfectante, reaccionan o se combinan con otras sustancias presentes en el agua o adheridas a las paredes de las tuberías. En el caso de los desinfectantes, su concentración disminuye a través de la red favoreciendo el crecimiento bacteriológico, con el consiguiente riesgo sanitario si no se garantiza una concentración mínima.

En México, los parámetros de calidad que debe cumplir el agua potable están determinados por la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 (publicada en el Diario Oficial, el jueves 18 de enero de 1996), acorde con las directrices comunitarias. A nivel internacional, la EPA determina las pautas a seguir en el control de la calidad del agua potable a través de la Safe Drinking Water Act.

Los modelos de calidad de agua permiten determinar, en todos los puntos de la red y en cualquier instante del período de simulación, la concentración o el valor de un determinado parámetro de calidad, el porcentaje de procedencia del agua desde cada una de las fuentes de suministro, el tiempo de retención del agua en la red antes de ser consumida, y el trayecto seguido en la red desde su inyección. El cálculo puede referirse tanto a parámetros o sustancias conservativas, es decir, aquellas que no cambian o no reaccionan mientras permanecen en la red, como a sustancias no conservativas cuando sí reaccionan.

Los modelos de calidad que se han aplicado en el análisis de las redes de distribución de agua, pueden clasificarse, en función de la variable de tiempo, en modelos estáticos y modelos dinámicos. En los modelos estáticos se supone que los gastos demandados y suministrados a la red permanecen constantes, y se admite que no varían las condiciones de operación de la red, definidas por el estado de las válvulas y el equipos de bombeo, y por los niveles en los depósitos. En los modelos dinámicos, en cambio, se permite la variación temporal de los caudales demandados e inyectados, y también de las condiciones de operación de la red.

Los modelos de calidad se componen básicamente de dos partes: la modelación hidráulica y modelación de la calidad del agua propiamente dicha. Los modelos hidráulicos determinan los gastos y las presiones en la red bajo determinadas condiciones iniciales y de contorno y los modelos de calidad determinan la variación temporal y espacial de un determinado parámetro de calidad del agua. Estas dos modelaciones pueden realizarse conjuntamente, o bien, se puede desarrollar primero la modelación hidráulica y utilizar posteriormente los resultados hidráulicos para llevar a cabo la modelación de la calidad de agua.

El presente estudio tiene como objetivo principal proponer un modelo matemático que simule la propagación de una sustancia en el agua que fluye en una red de tuberías durante un día. Su aplicación principal se refiere a la determinación de la concentración de cloro residual en distintos puntos de dicha red, en cualquier momento del día tomando en cuenta el cambio temporal de los gastos que circulan en sus tuberías.

Con base en este modelo se estima la concentración de cloro en distintas zonas para revisar si el cloro residual es mayor al requerido; con lo cual se encuentran las zonas de la red donde se alcanza a difundir adecuadamente y se ubican los puntos de la red donde existe déficit de cloro.

En la Ciudad de México el agua ingresa a la red es por medio de tanques de regulación. Los gastos de salida de los tanques de regulación quedan definidos por la elevación del agua que almacenan, las características de sus tuberías (diámetros, longitud, material, etc.) y los gastos que demandan los usuarios.

Cuando una red de distribución tiene más de un tanque de regulación, el gasto promedio que en un día sale de un tanque en particular, rara vez coincide con el gasto medio que entra a él (proveniente de alguna de la fuente de abastecimiento), lo que desajusta el funcionamiento de la red. Otras veces sucede que, durante cierto tiempo algunos tanques reciben agua de la red en vez de proporcionarla a ella.

Para evitar las condiciones anteriores se deben operar válvulas instaladas en las tuberías conectadas a los tanques, con la intención de que el gasto promedio de salida del tanque hacia la red sea igual al gasto promedio que recibe. De esta manera, los tanques recuperan sus niveles de agua después de un día de servicio y quedan preparados para operar al día siguiente.

El método que aquí se propone también permite determinar la zona cubierta por la red de distribución que se abastece desde cada tanque a la misma; ello toma en cuenta la operación de válvulas que se realiza en sus tuberías de salida.

Para simular el funcionamiento hidráulico de una red de tubos, existen diversos métodos de cálculo, algunos de los cuales se aplican a través de programas de cómputo comerciales con presentaciones muy atractivas. Los modelos utilizados en este estudio fueron elaborados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y consideran la variación de la demanda en el tiempo y el efecto de la variación de niveles en los tanques. La simulación del flujo en la red permite conocer sus presiones, los gastos que circulan en ella y las cargas sobre terreno en cada nudo.

Con la información anterior se procede a calcular la concentración en cada nudo de la red, para lo cual primero se determina la variación de la concentración a lo largo de cada una de las tuberías que conforman la red.

Para conocer la concentración a lo largo de una tubería se utiliza el esquema numérico de flujo corregido, que resuelve la ecuación de la variación de la concentración a través del tiempo, en la cual sólo se consideró al transporte por convección y su reacción del agua con la sustancia, la solución analítica de esta ecuación es complicada y en ocasiones las condiciones de frontera la hacen imposible de valuar, por ello se ha recurrido a este método numérico para resolverla. El principio fundamental del esquema de flujo corregido es la combinación de un esquema de orden alto con un uno de orden bajo, donde los errores que se presenta uno, son suprimidos por el otro y viceversa, así se obtiene finalmente la solución para ese intervalo de tiempo mezclando los resultados de ambos cálculos.

Una vez conocido el avance de la concentración a través de cada tubería de la red y con la concentración en los extremos, se realizó el balance de concentraciones en cada nudo, considerando si el gasto en un tubo sale o llega al nudo.

De esta manera se infiere la calidad de agua presentada en cada nudo de la red.

El método constituye una importante herramienta de trabajo para determinar la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques e imponer las condiciones de operación de válvulas, así como determinar los puntos donde se debe suministrar nuevamente cloro para garantizar su calidad.

El presente trabajo esta conformado por 6 capítulos más.

El capítulo 2, incluye la información de los diferentes elementos que conforman una red de distribución de agua potable, los sistemas de abastecimiento de agua potable, los tipos de redes y las redes de tanques. Esta información es necesaria para conocer como opera una red y aplicar el método en estudio.

El capítulo 3, comprende los tipos de demanda que se originan de acuerdo con el tipo de usuario, la cual se divide en doméstico y no doméstico. Además se describe como se determina esta demanda y, se establece la variación horaria a lo largo de un día en el D.F.

El capítulo 4 describe la metodología para conocer el funcionamiento hidráulico de la red y determinar los gastos que fluyen por cada una de las tuberías y las cargas piezométricas en los extremos de los conductos que conforman la red. Se resalta la importancia del uso de los métodos estático y dinámico desarrollados en el Instituto de Ingeniería.

En el capítulo 5, se analiza la ecuación de la variación de la concentración a través del tiempo y su solución numérica con ayuda del esquema de flujo corregido, así como el balance de masa en la confluencia de varias tuberías, concluyendo con la secuencia de cálculo de la concentración de la sustancia.

En el capítulo 6 se dan algunos ejemplos de aplicación del método, y la descripción de las pruebas de laboratorio realizadas en un dispositivo físico construido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el fin de validar la bondad de este método.

En capítulo 7 se menciona las conclusiones a las que se llegó en este estudio.

Finalmente se incluye las referencias consultadas para la comprensión y realización del trabajo desarrollado, así como los anexos necesarios que complementan el estudio.

Capítulo 2

Redes de distribución de agua potable

Redes de distribución de agua potable

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para su establecimiento los lugares que le ofrecen mayores comodidades y facilidades para el desarrollo de sus múltiples actividades, procurando tener cerca una fuente de abastecimiento de agua , pero no siempre ha podido conseguirlo por razones diversas teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento. Así surgió la necesidad de conducir el agua a lugares apartados, pero las grandes ventajas de tener agua donde se necesita justifican los trabajos para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un sistema de abastecimiento de agua potable.

Entendiéndose por red de distribución al conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua potable desde los tanques de regularización hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es conducir agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como incendios u otros.

Se considera agua potable, toda aquella agua apta para consumo humano cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud, se encuentre libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla además con los requisitos que se señalan en el Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios y en la Norma Oficial Mexicana correspondiente. Por estas razones es muy importante tomar precauciones con el agua desde que se extrae del medio natural, hasta que se le descarga de nueva cuenta ya usada en el ambiente. La figura 2.1 muestra la configuración de un sistema hidráulico urbano.

2.1 Sistemas de abastecimiento de agua potable

Las partes de que consta un sistema hidráulico urbano son las siguientes: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción, tratamiento del agua residual y disposición. El sistema de abastecimiento de agua potable es un subsistema del sistema hidráulico urbano y está integrado por los siguientes elementos: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución, ver figura 2.2. A continuación se describe la función de cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.1.1 Fuentes de abastecimiento

El agua disponible en las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano forma parte del Ciclo Hidrológico. Tomando como punto de partida la evaporación del agua en la superficie del océano, el agua en estado gaseoso circula con la atmósfera presentando desplazamiento vertical y horizontal. En la atmósfera se condensa y se precipita nuevamente a la superficie: tres cuartas partes al mismo océano y un poco menos de la cuarta parte a la superficie continental. En el océano y en el continente inicia nuevamente el paso de evaporación y en la superficie continental llena lagos, se infiltra en el terreno y circula dentro de él para aflorar en áreas de menor elevación o hasta volver subterráneamente al mar, se retiene en la vegetación y finalmente escurre superficialmente y forma cauces desembocando en lagos o vasos de almacenamiento artificiales para su regularización a fin de usarla, o controlar los caudales de escurrimiento para su uso; de la superficie del terreno se produce la evaporación de agua que se transporta a la atmósfera junto con la que transpiran los organismos animales y vegetales, el resto vuelve al mar.

Así, con el ciclo hidrológico, el agua se encuentra disponible en las siguientes fuentes de abastecimiento: superficial, subterránea, atmosférica y salada.

Las aguas superficiales incluyen ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados. Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y visibilidad; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y cuando tienen una calidad casi potable puede ser transportada con relativa facilidad. Generalmente tienen aguas blandas y un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas, normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor.

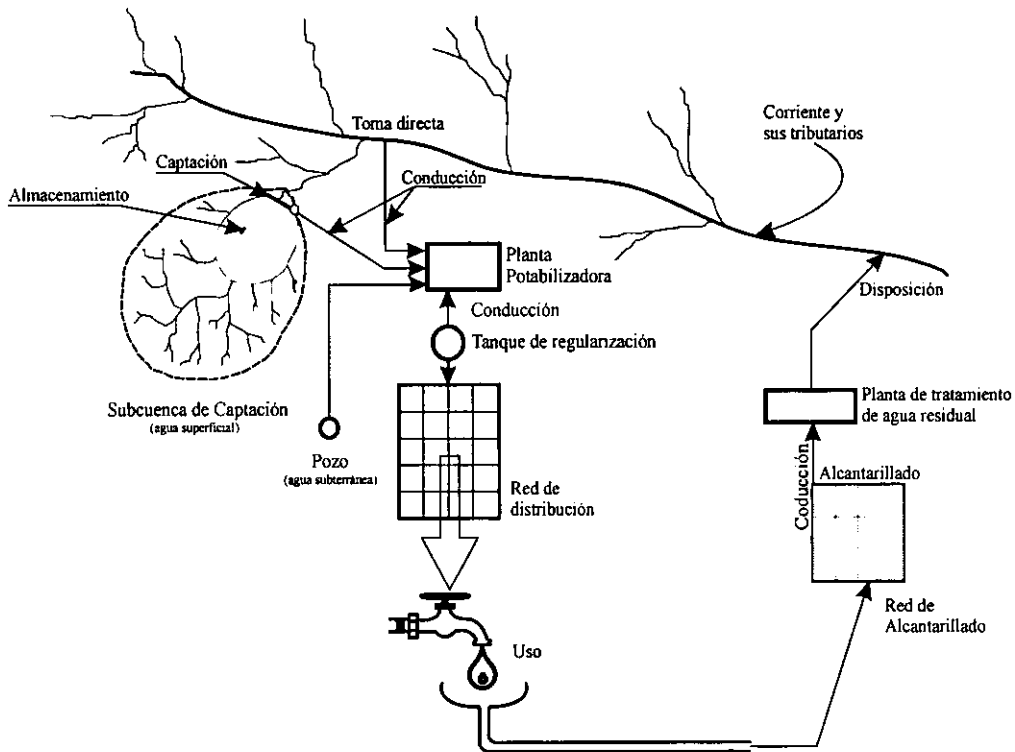


Figura 2.1 Configuración general de un sistema hidráulico urbano.

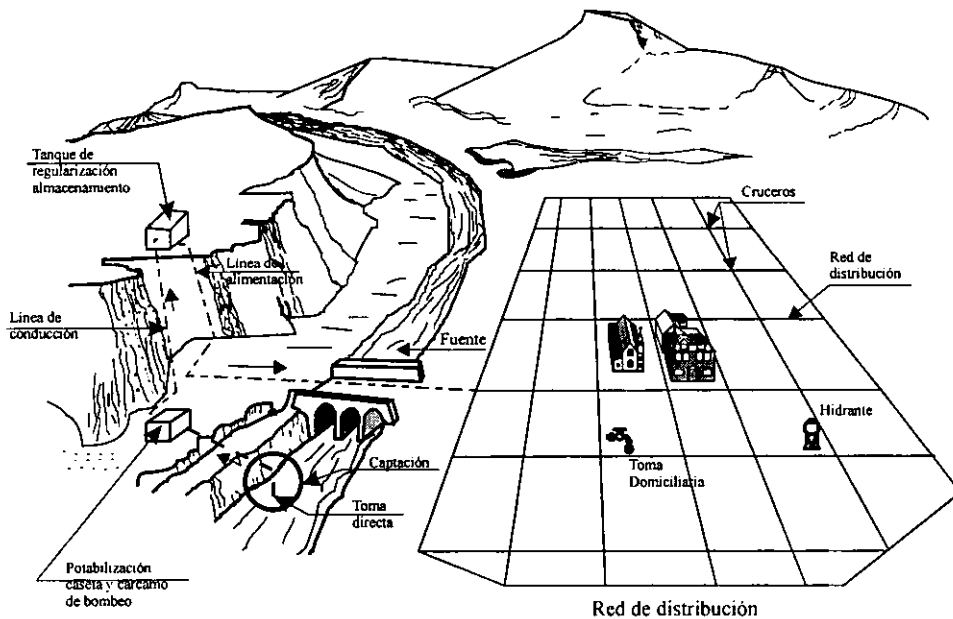


Figura 2.2 Esquema general de un sistema de abastecimiento de agua potable.

Las aguas superficiales pueden sanearse cuando están ligeramente contaminadas. Por otra parte, las aguas superficiales tienen las desventajas de ser variables en cantidad y se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; su alta actividad biológica puede producir mal sabor y olor aún cuando el agua haya sido tratada. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica que conforma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se usa cloro para la desinfección.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es más uniforme. El color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que no se requiere el tratamiento para remoción de color; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la inaccesibilidad de estas fuentes, que implica su dificultad en la cuantificación, explotación racional y manejo además de aumentar las concentraciones de sulfuro de hidrógeno producidas por el bajo oxígeno. Las características reductoras de estas aguas, solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua forman precipitados que tienden a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Al estrato o formación portadora del agua subterránea se le conoce como acuífero, una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar la formación de incrustaciones en las tuberías.

Se recurre a las aguas atmosféricas y a las saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o la mala calidad de las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, como el agua de lluvia tienen el inconveniente de que se requieren de obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que solo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas en regiones semiáridas.

Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y solo se aplican en casos excepcionales.

Por lo tanto, hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable, las aguas superficiales y las aguas subterráneas. Es importante destacar que el abastecimiento de agua potable no depende solamente de qué fuente esté disponible, sino también de la cantidad y calidad del agua.

2.1.2 Captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud. El diseño de la obra de captación debe evitar las posibilidades de contaminación del agua.

Por lo que se refiere al agua subterránea, las posibles obras de captación son cajas de manantial, pozos o galerías filtrantes. Las cajas de manantial se pueden hacer cerradas de concreto reforzado o de mampostería de piedra o tabique, el agua se debe extraer solamente con una tubería que atraviese la caja y ésta lleva una tapa movable o registro; no se requiere ventilación, se debe procurar que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible. Se le debe dotar a la caja de un vertedor de demasías.

Dependiendo de si el manantial es de ladera (filtración tubular) o de piso (fisura), se le tiene que proteger por medio de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales.

Los pozos son perforaciones verticales en general de forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Los pozos hasta 30 m de profundidad se clasifican como poco profundos y son aquellos que permiten la explotación del agua freática. Los pozos someros excavados son los practicados con picos y palas con diámetros mínimos de 1.5 m y no más de 15 m de profundidad; pueden también construirse por perforación o entubado, teniendo éstos últimos un diámetro de 25 a 75 mm y pueden emplearse sólo en terrenos que no estén muy consolidados. En general, son más convenientes los pozos profundos por su rendimiento

uniforme y considerable, a pesar de su gran costo y la posible contaminación del agua con los manantiales minerales; a lo largo de su recorrido que pueden ocasionar que se torne dura, corrosiva o inadecuada.

En el caso de las aguas superficiales, dependiendo de las características hidrológicas de las corrientes, las obras de captación pueden clasificarse en los siguientes tipos generales:

a) Para grandes variaciones en los niveles de la superficie libre.

- Torres para captar el agua a diferentes niveles en las márgenes o en el punto más elevado de un río.
- Estaciones de bombeo flotantes. Pueden usarse en lagos o embalses.

b) Para pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre.

- Estaciones de bombeo fijas, con toma directa en un río o en un cárcamo.
- Canales de derivación con, o sin desarenadores.

c) Para escurrimientos con pequeños tirantes

- Presas derivadoras o diques con toma directa.
- Diques con caja y vertedor lateral.
- Dique con vertedor y caja central.

Dentro de las “obras de captación” existe un mecanismo llamado “dispositivo de captación” propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento. Dicho dispositivo consiste en un simple tubo, la pichancha de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y calidad previstas.

Para proyectar y ubicar las captaciones se consideran básicamente los siguientes aspectos (Steel y McGhee, 1981):

- a) El origen de suministro, ya sea embalse, lago o río, porque afecta la posibilidad de amplias fluctuaciones del nivel del agua, de modo que será un factor determinante.
- b) El carácter de los alrededores de la captación, nivel del agua, topografía, efectos de las corrientes sobre la estructura, socavación del terreno, etc.

- c) La ubicación con respecto a los focos de contaminación.
- d) Presencia de materiales flotantes tales como hielo, troncos y vegetación.

2.1.3 Conducción

La necesidad de conducir el agua a lugares apartados, lo que dio lugar a los acueductos de tipo romano. La imposibilidad, en aquellos tiempos lejanos, de conducir el agua a presión, obligó a realizar obras de ingeniería, verdaderas obras de arte, para conducir el agua por gravedad con pendientes hidráulicas muy pequeñas, en forma de canal cerrado o abierto. El suministro de agua para la antigua Roma llegaba a la ciudad por diferentes acueductos, ya en el año 100 de nuestra era. Hace más de 1800 años, los romanos tenían más de 430 kilómetros de sistemas de conducción de agua que abastecía a toda la ciudad.

Estos acueductos conducían el agua a través de túneles en las montañas y estaban soportados por enormes arcos de piedra en los valles. Uno de los últimos acueductos romanos, construidos alrededor del año 700 tiene cerca de 100 metros de altura. Los romanos también construían acueductos en los países que conquistaban. Uno de ellos, construido en Segovia, España, el año 109 de nuestra era, todavía suministra agua a buena parte de la ciudad.

En México son clásicos tres ejemplos de obras de conducción de gran magnitudes recientes: el acueducto para conducción de las aguas del Sistema Lerma (60.117 km); el acueducto "Linares-Monterrey" (135 km de longitud), y las obras del Sistema Cutzamala.

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción, o a una planta potabilizadora.

Cuando son utilizados canales abiertos, existe la posibilidad de utilizar materiales baratos y ahorrar con ello el costo de la cubierta; sin embargo se presentan varias desventajas tales como el peligro de contaminación del agua, pérdidas por infiltración y evaporación, el ajuste al gradiente hidráulico, etc.

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, como la arcilla vitrificada, madera, plomo, hierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de

estos materiales han sido relegados y en la actualidad los tubos más utilizados son fabricados a partir de asbesto, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC). Durante la elección del tipo de tubería a emplear en una obra se analiza la resistencia mecánica, la resistencia a la corrosión, durabilidad, rugosidad, flexibilidad, ligereza, costo de instalación, condiciones de operación, espesores y diámetros comerciales, etc.

En la actualidad, de acuerdo con la experiencia adquirida, existen recomendaciones para la selección adecuada de una tubería. No obstante, para cualquier proyecto los principales factores a considerar son la calidad y cantidad de agua por conducir, características topográficas de la conducción, así como calidad del terreno por excavar y costos de suministro e instalación.

La elaboración de una tubería hecha con cualquiera de los materiales antes mencionados tendrá que cumplir con una serie de normas de calidad, con las que se tiene un particular cuidado en la presión interna de trabajo. Dichas normas, son establecidas por las autoridades gubernamentales y están en función del material de que se trate.

Las líneas de conducción son constituidas por tramos rectos y curvos para ajustarse a la topografía del sitio de proyecto, por cambios que se presentan en la geometría de la sección y por diversos elementos que ayudan por un lado a controlar el flujo en la tubería y por otro a proteger el funcionamiento de la línea de conducción para que sea eficiente. Entre los dispositivos de control y protección se encuentran juntas flexibles, válvulas eliminadoras de aire, válvulas de retención, válvulas de compuerta, válvulas de mariposa, válvulas de globo, válvulas de alivio contra golpe de ariete, desagües, etc. , son necesarios si existe un equipo de bombeo.

Los acueductos son conducciones cerradas construidas en sitio, en donde se puede emplear materiales locales, y que a pesar de representar una menor inversión inicial y de mantenimiento, ya no se construyen salvo en casos especiales, debido a que proporcionan un ineficiente funcionamiento hidráulico y a la desventaja de que deben construirse a su tamaño y capacidad definitiva, impidiendo a largo plazo, adicionar adaptaciones a la obra de acuerdo a las necesidades.

2.1.4 Tratamiento

El término “tratamiento”, se refiere a todos aquellos procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones de un agua. El tratamiento no está, en general, constituido por un sólo proceso, sino que será necesario, de acuerdo con las características propias del agua cruda, integrar un “tren de procesos” esto es, una serie de procesos capaces de proporcionar al agua las distintas características de calidad que sean necesarias para hacerla apta para su utilización, dependiendo de su origen. Si el agua procede de fuentes superficiales, normalmente requerirá de procesos de tratamiento. En algunos casos, el agua subterránea también es tratada; mientras más protegida se encuentre la fuente de abastecimiento, estará menos expuesta a una contaminación y, por consiguiente, será menor el tratamiento requerido.

Cuando el tratamiento que se le da al agua es con el fin de hacerla apta para beber, se le llama “potabilizadora” a la obra de ingeniería civil en la que se construyen las unidades necesarias para producir el agua potable de tal forma que el agua sea segura para consumo humano, estéticamente aceptable y económica.

La planta potabilizadora puede ser diseñada para tratar agua cruda de cualquier tipo de fuente de suministro. Dependiendo de la calidad del agua cruda y de la calidad final deseada para el agua tratada, serán necesarios uno o más procesos. Un diagrama de flujo de planta de tratamiento convencional para agua potable incluye la siguiente secuencia de pasos: *mezclado, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.*

Básicamente, la idea del tratamiento es *coagular* las partículas suspendidas que causan turbiedad, sabor, olor, color para que puedan ser removidas por sedimentación y filtración. Aproximadamente 98 % de las bacterias son removidas.

Por seguridad, el efluente debe ser desinfectado, usualmente por cloración. La desinfección es el paso final en el tratamiento del agua antes de ser almacenada y distribuida. La cloración es particularmente efectiva contra las bacterias patógenas pero su capacidad para destruir amibas y virus es cuestionable.

El *almacenamiento y la sedimentación* simple son todavía utilizados, a pesar de que estos sistemas no forman ya parte de las instalaciones de tratamiento modernas en las que se consigue una sedimentación más rápida, así como la eliminación de partículas coloidales, por

medio de la coagulación química seguida de filtración. Así para el agua de río se requiere eliminar sólidos arrastrados por la corriente mediante sedimentación; para el agua de lagos es necesario remover sólidos arrastrados del fondo del lago por medio de cribado.

Por último, la aireación elimina gases disueltos, como el bióxido de carbono, y reduce o elimina los sabores y olores del agua.

El diseño de una planta potabilizadora requiere de un análisis minucioso de la calidad de las aguas y de los procesos, lo cual constituye tema de otro estudio.

2.1.5 Almacenamiento y Regularización

Probablemente, la génesis de los sistemas primitivos de abastecimiento de agua fue la necesidad de almacenarla para contar con un abastecimiento disponible cuando fuera necesario. El almacenamiento es un elemento esencial de cualquier sistema de agua y está adquiriendo mayor importancia al continuar el desarrollo, la ampliación de las zonas de servicio y otros usos que aumentan la demanda de agua.

La función principal del almacenamiento para distribución es de hacer posible que la planta de tratamiento de agua siga trabajando durante el tiempo en el que no se tiene una demanda alta, es decir, equilibra el suministro de agua con la demanda, en otra forma, los elementos se encontrarían ociosos, en el caso de que hubiese equipo de bombeo, ayuda a igualar el rendimiento de las bombas durante su lapso de trabajo.

Las principales ventajas del almacenamiento para distribución son:

1. Se logra casi igualar las demandas sobre la fuente de abastecimiento, los medios de producción y la línea de conducción y distribución, no necesitando ser tan grandes los tamaños o capacidades de estos elementos de la planta.
2. Se mejoran los gastos y presiones del sistema y se estabilizan mejor para servir a los consumidores en toda la zona de servicios.
3. Se dispone de abastecimiento de reserva en el sistema de distribución para el caso de contingencias tales como la lucha contra incendios y las fallas de la corriente eléctrica.

Por otra parte, la regularización tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada, incrementándose su consumo por la mañana y por la noche, descendiendo al mediodía y en la madrugada.

En la mayoría de los casos es necesaria una estación elevadora para obtener la presión suficiente y lograr que el agua fluya a través de la red de distribución. Son utilizadas bombas para elevar el agua después de ser tratada. Las bombas pueden descargar toda o parte del agua en depósitos elevados o no, que suministran el agua necesaria en emergencias.

Los depósitos elevados generalmente son de acero y su capacidad dependerá de las características de la carga requerida en el sistema. Cuando el depósito no se encuentre elevado, el sistema de bombas se encontrará directamente acoplado a la salida del mismo para la distribución del agua.

2.1.6 Distribución

Después de la regularización, el sistema de distribución debe entregar el agua a los consumidores. Es obvia la importancia de este sistema, si se toma en cuenta que más de la mitad de la inversión total del abastecimiento de agua corresponde a él.

Para ser adecuado, un sistema de distribución debe proporcionar un amplio suministro de agua potable, cuándo y dónde se requiera dentro de la zona de servicio. El sistema debe mantener presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que ha de proporcionar el abastecimiento necesario para la protección contra incendio.

A veces se requiere bombeos auxiliares para servir a las zonas más elevadas o a los consumidores más remotos. El sistema de distribución incluye bombas, tuberías, válvulas de regulación, tomas domiciliarias, líneas principales y medidores.

Si se trata de proporcionar un buen servicio, cualquier sistema público de agua debe contar con medios adecuados de distribución. Sin embargo, no son suficientes tales medios en forma aislada; la persona o personas responsables de la distribución deben estar familiarizados con los medios y métodos para su diseño, construcción y mantenimiento.

2.2 Tipos de redes

Una vez que se dispone de agua potable en el tanque de regularización, debe ponerse a disposición de los habitantes, distribuyéndola por toda la población, por medio de la red de tuberías. Un adecuado sistema de distribución debe ser capaz de proporcionar agua potable en cantidad y presión adecuada, en el momento que se requiera dentro de la zona de servicio.

Las redes de agua potable se clasifican de acuerdo con su trazo en el plano, su función, su distribución y su zonificación.

2.2.1 Tipos de redes de distribución de acuerdo con la manera en la que están trazadas en un plano

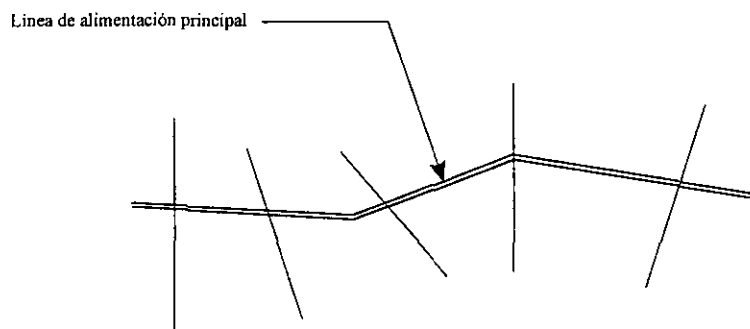
Las líneas de distribución de acuerdo con la manera en la que están trazadas en un plano se clasifican en red abierta o ramificada, red en forma de malla o cerrada y red combinada (ambas), figura, 2.3.

A. Red abierta o ramificada

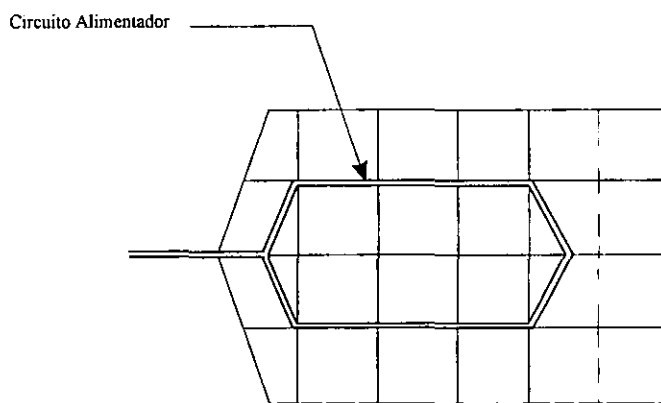
Se forma con líneas que se ramifican de acuerdo con las necesidades de la distribución del agua en los asentamientos. Este tipo de red se utiliza cuando la planimetría y la topografía es tan irregular que dificulta la formación de circuitos o cuando la población es pequeña. La línea de alimentación o troncal es la principal fuente de suministro de agua, y de ésta se derivan todas las ramas.

Aunque estos sistemas son simples de diseñar y construir, no son favorecidos en la actualidad por las siguientes razones:

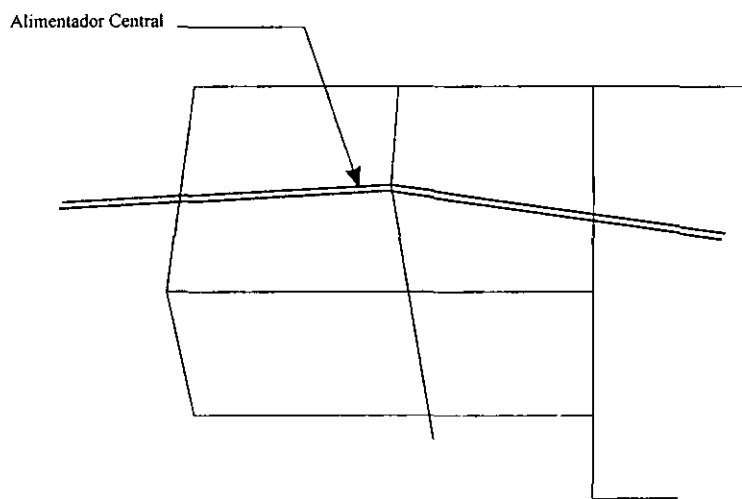
1. En los extremos finales de las ramas se pueden presentar crecimientos bacterianos y sedimentación debido a estancamientos.
2. Es difícil que se mantenga una dosis de cloro residual en los extremos muertos de la tubería



a) Red abierta



b) Red cerrada



c) Red combinada

Figura 2.3 Tipos de redes de distribución.

3. Cuando tienen que hacerse reparaciones a una línea individual en algún punto, deben quedar sin servicio las conexiones que se encuentran más allá del punto de reparación hasta que ésta sea efectuada; y
4. La presión en los puntos terminales de las ramas puede llegar a ser indeseablemente baja conforme se hacen ampliaciones a la red.

El sistema ramificado se tiene generalmente cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permitan tener circuitos, o bien, en comunidades con predios muy dispersos.

B. Red cerrada o en malla

Se diseña formando circuitos con tuberías principales, y se completa con tubos de relleno para abastecer cada una de las calles de la localidad. Es decir, todas las tuberías están interconectadas y no hay terminales o extremos muertos. En estos sistemas, el agua puede alcanzar un punto dado desde varias direcciones, superando todas las dificultades del sistema ramificado, discutido previamente. La desventaja es que el diseño de estos sistemas es más complicado.

C. Red combinada

De acuerdo con las características de la zona, en algunos casos se hacen ampliaciones a la red de distribución en malla o con ramas abiertas, resultando un sistema combinado.

Este tipo de sistema, tiene la ventaja de permitir el uso de alimentadores en circuito que suministran agua a un área desde más de una dirección.

2.2.2 Tipos de redes de distribución de acuerdo con su función

Las redes de distribución de agua de acuerdo con la función que realizan se clasifican en, primarias y secundarias.

A. Red primaria.

Se usan para conducir el agua por medio de líneas troncales o de mayor diámetro y alimentan a la red secundaria.

B. Red secundaria.

Es la parte de la red de distribución que forma la estructura básica del sistema y distribuye el agua propiamente hacia las tomas domiciliarias.

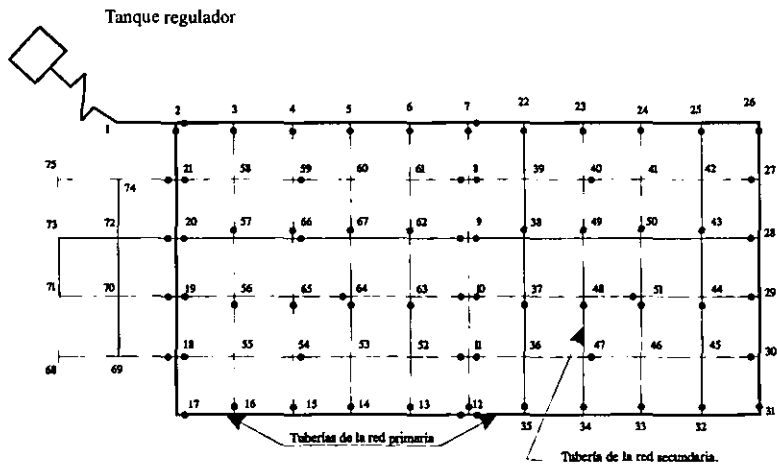
Existen tres tipos de red secundaria:

- a) *Red secundaria convencional.* En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria, y entre sí en cada cruce de calle; es decir, funciona como una red en forma de malla, (ver figura 2.4). Se instalan válvulas de seccionamiento tanto en las conexiones con la red primaria como en los cruceros de la secundaria.
- b) *Red secundaria en dos planos.* En una red de este tipo, las tuberías se conectan a las tuberías de la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien en un solo cruce de las tuberías maestras en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud puede variar entre 400 y 600 m, en función con la densidad de población a la que debe servir. En la figura 2.5 se muestra el esquema de una red de distribución con tuberías secundarias situadas a desnivel o en dos planos.
- c) *Red secundaria en bloques.* Las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria en dos puntos. La red principal no recibe conexiones domiciliarias. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional, ver figura 2.6, o en dos planos, ver figura 2.7.

El tipo de red secundaria que se recomienda es el de bloques y en dos planos dentro del bloque. Este tipo de red tiene las siguientes ventajas:

A. De proyecto.

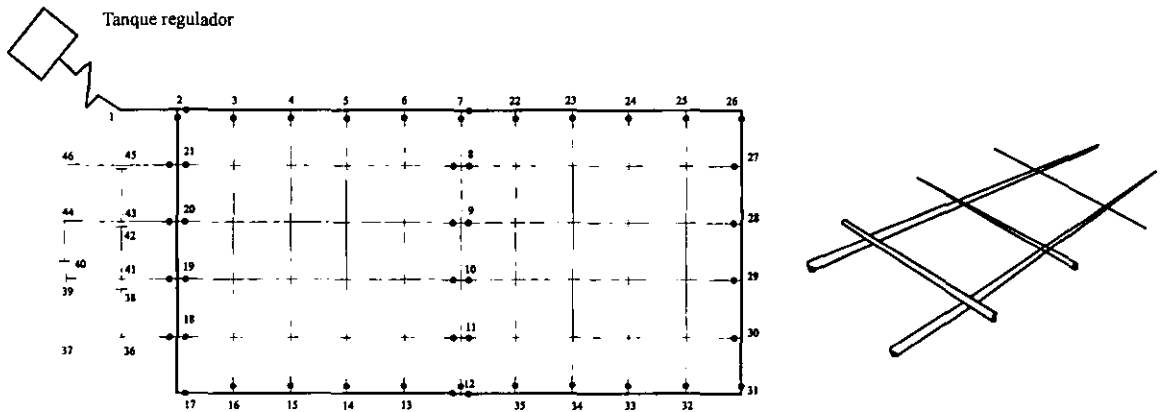
- La distribución de las demandas para el cálculo hidráulico de la red primaria se simplifica notablemente debido a que la alimentación de los bloques se realiza de manera concentrada en dos puntos de cada uno de los bloques.
- El modelo del cálculo hidráulico es más preciso debido a que no hay consumos en ruta en las tuberías principales.



Notas:

- 1.- El número total de cruces es de 75.
- 2.- El número total de válvulas de seccionamiento de la red secundaria es de 60. En el interior de los dos circuitos se tienen 20 cajas de operación.
- 3.- Para aislar sectores de operación en el interior de los circuitos, formados por 6 ó 7 tramos de calles, se deben cerrar 6 ú 8 válvulas. Los tramos aislados corresponden a 2 ó 3 calles diferentes.

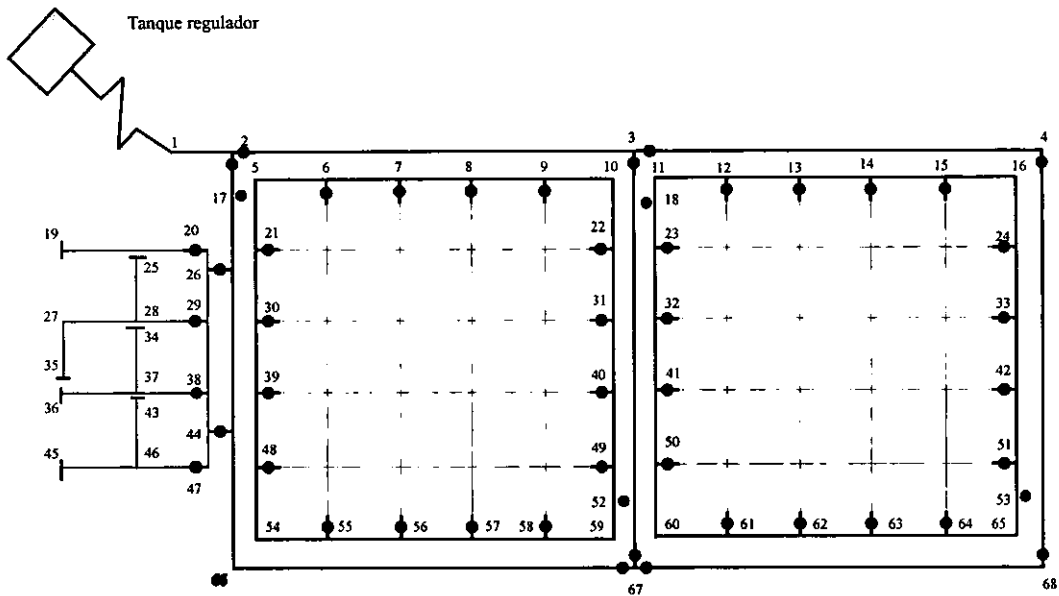
Figura 2.4 Red secundaria convencional.



Notas:

- 1.- En el interior de los circuitos las tuberías se cruzan a desnivel. No se tienen cajas de operación de válvulas.
- 2.- El número total de cruces es de 46.
- 3.- El número total de válvulas de seccionamiento de la red secundaria es de 36.
- 4.- Con el cierre de dos válvulas de seccionamiento en el interior de los circuitos se aíslan 5 tramos de una sola calle y con el cierre de una válvula en el exterior, se aíslan 2 ó más tramos de calle.

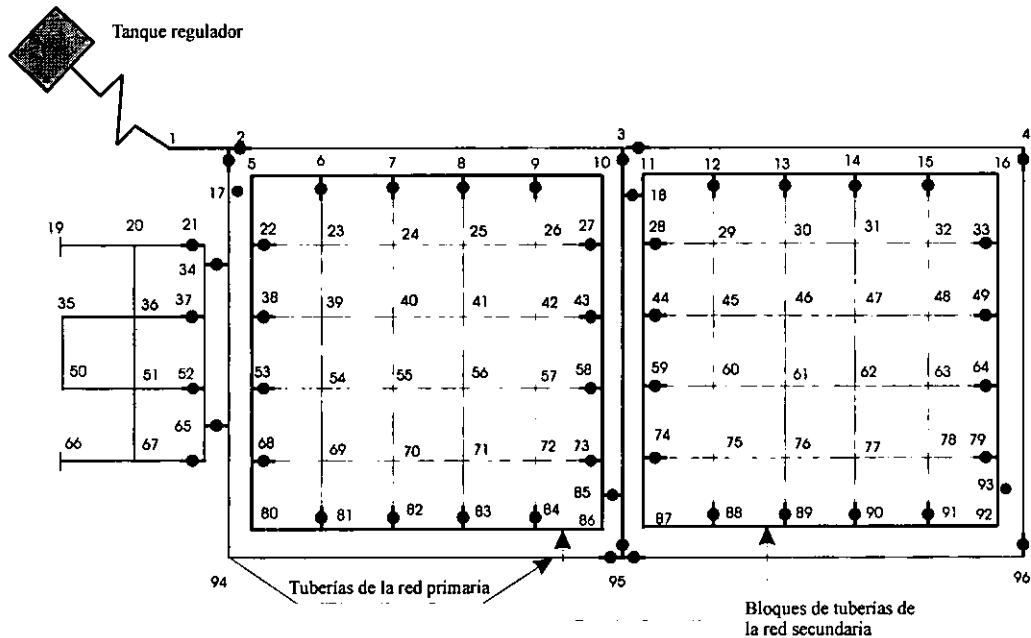
Figura 2.5 Red secundaria en dos planos.



Notas:

- 1.- En el interior de los bloques las tuberías se cruzan a desnivel.
- 2.- El número total de cruces es de 68.
- 3.- El número total de válvulas de seccionamiento de la red secundaria es de 36.

Figura 2.6 Red secundaria convencional en bloques.



Notas:

- 1.- El número total de cruces es de 96.
- 2.- El número total de válvulas de seccionamiento de la red secundaria es de 96.
En el interior de los dos circuitos se tienen 20 cajas de operación.

Figura 2.7 Red secundaria en bloque y en dos planos.

- Economía de tiempo horas-hombre al disminuir el número de cruceros por diseñar, en comparación con una red convencional.
- Se facilitan las labores de revisión del proyecto

B. De construcción

- La instalación de las tuberías secundarias se realizan en forma más rápida, puesto que no se tienen cruceros ni cajas de operación de válvulas dentro de la red secundaria.
- Las pruebas de presión hidrostática se facilitan.

C. De operación, mantenimiento y control de fugas

- Menor número de válvulas a operar y mantener.
- Como cada tubería secundaria se alimenta mediante uno o dos puntos, se facilita notablemente la operación de la red en las labores de corrección de fugas y en la conexión de tomas nuevas.
- Un natural establecimiento de distritos hidrométricos.
- Facilidades para hacer mediciones del consumo en la red. Dichas facilidades son utilizadas para la ejecución de estudio de fugas no visibles.
- Posibilidad de sustituir, reforzar o reparar redes primarias afectando a un menor número de usuarios.

D. Costo de inversión

- Economía en el suministro e instalación de piezas especiales debido al menor número de válvulas de seccionamiento.
- El número de cajas de operación disminuye y se logra mayor economía por este concepto

2.2.3 Tipos de redes de acuerdo con su distribución

El agua se distribuye a los usuarios en varias formas, en función de las condiciones locales. Estas formas son las siguientes:

A. Por gravedad

El agua de la fuente se conduce o bombea hasta un tanque desde el cual fluye por gravedad hacia la ciudad. De esta forma se mantiene una presión suficiente y prácticamente constante en la red para el servicio de los usuarios y contra incendio. Este es el método más confiable y se debe utilizar siempre que se dispone de cotas de terreno, para la ubicación del tanque, suficientemente altas para asegurar las presiones requeridas en la red, ver figura 2.8.

La línea que alimenta el tanque se diseña para el gasto máximo diario Q_{md} y la línea de alimentación que sale del tanque para la ciudad para el gasto máximo horario Q_{mh} .

B. Por bombeo.

Son posibles dos formas:

- Bombeo directo a la red sin almacenamiento. En esta forma, las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario Q_{mh} . Este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua. Al variar el consumo en la red, la presión en la misma variará también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario, ver figura 2.9. Las variaciones de la presión en las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el nivel de fugas.
- Distribución por bombeo a la red con excedencias a tanques de regularización. En esta forma de distribución el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo, (ver figura 2.10a), y las tuberías principales se conectan directamente con la tubería que une las bombas con el tanque. El exceso de agua bombeada a la red durante periodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y durante periodos de consumo alto la misma agua se envía hacia la red.

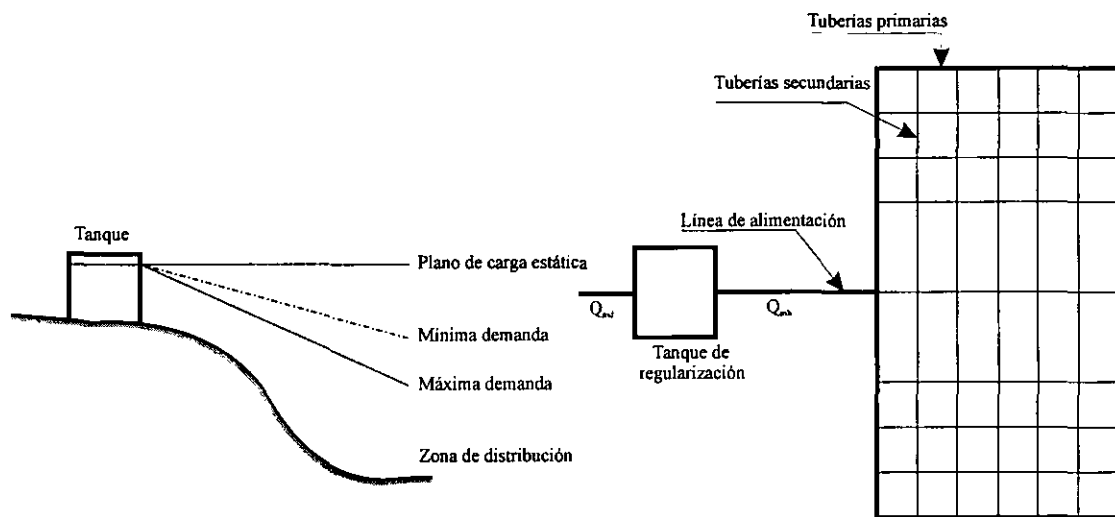


Figura 2.8 Distribución por gravedad, (recomendable).

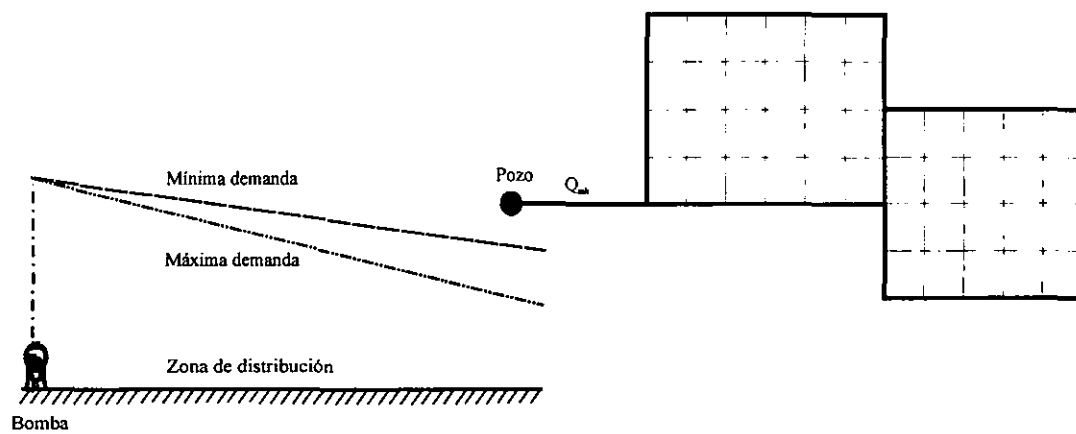


Figura 2.9 Sistema de abastecimiento directamente por bombeo.

La experiencia de operación en México ha mostrado esta forma de distribución como no adecuada para las condiciones del país; y la opción para utilizarla sólo se justifica en casos excepcionales.

La distribución por bombeo se debe evitar en los proyectos y podrá utilizarse sólo en casos excepcionales bien justificados.

C. Distribución mixta.

Parte de la red se suministra por bombeo con excedencia a un tanque del cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad, (ver figura 2.11). El tanque se ubica en el centro de gravedad del consumo de agua.

Debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo, esta forma tampoco se recomienda.

El esquema de la figura 2.11 puede resultar apropiado en poblaciones en terrenos planos. La regularización se asegura por un tanque superficial de capacidad suficiente, del cual se bombea al tanque elevado que puede ser de volumen chico. Para evitar el bombeo directo a la red no se permitirán conexiones o bifurcaciones de la tubería de alimentación que une el bombeo con el tanque elevado.

2.3 Componentes de una red de distribución

Una red de distribución de agua potable incluye los siguientes componentes:

2.3.1 Tuberías

Se denomina tubería a la unión de dos o más tubos; es decir, comprende la unidad que es el tubo y un sistema de unión o acoplamiento.

La red de distribución está formada por un conjunto de tuberías de diferentes longitudes y diámetros que se unen en puntos denominados cruceros. Se pueden identificar dos clases de redes, dependiendo de su función: redes primarias y redes secundarias.

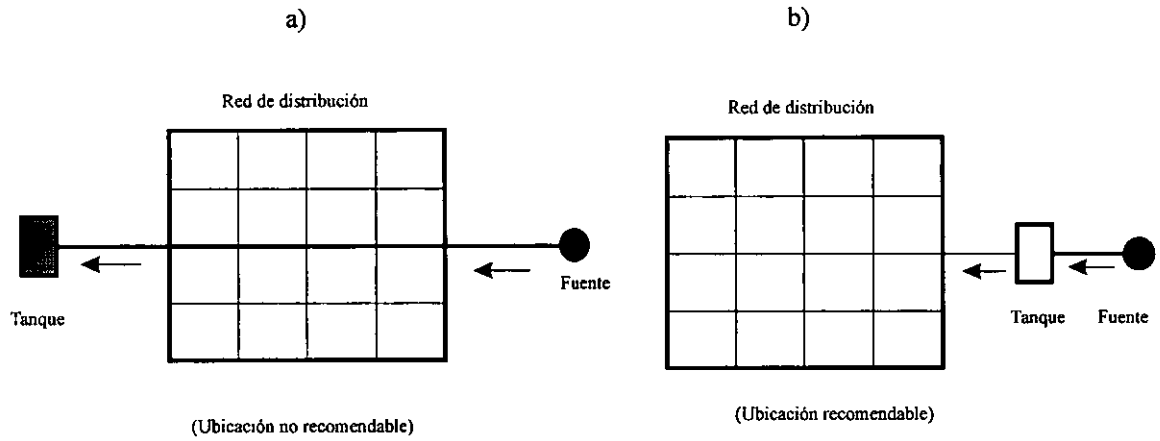


Figura 2.10 Ubicación de un tanque con respecto a la red.

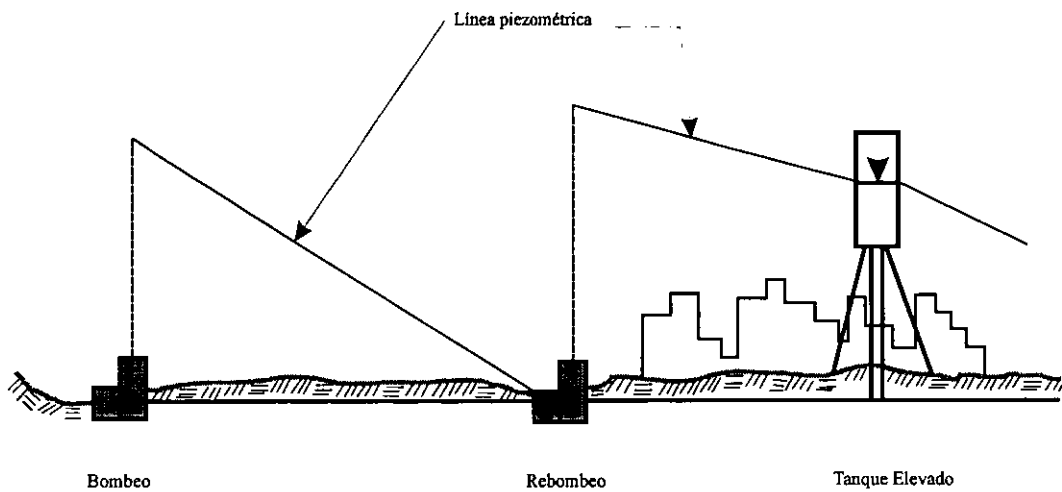


Figura 2.11 Tanque elevado al centro de la localidad, (no recomendable).

A continuación se indican los tubos de diferentes materiales que se emplean en redes de agua potable en México.

- A. Tubos de plástico (Tubos de cloruro de polivinilo (PVC) y tubos de polietileno).
- B. Tubos de asbesto-cemento
- C. Tubos de hierro dúctil con bridas
- D. Tubos de concreto presforzado

En la tabla 2.1 se muestran en forma resumida las ventajas y desventajas de las tuberías de diferentes materiales y recomendaciones de uso. Al seleccionar el material que se usará en el proyecto de una red, se toma en cuenta el diámetro requerido y la rugosidad del material, las presiones de operación, la agresividad del agua, así como el costo del suministro e instalación de la tubería y de las piezas especiales.

Se observa que las tuberías de cada material se fabrican con distintas resistencias para que soporten diferentes presiones de trabajo. La resistencia de la tubería seleccionada debe ser mayor que la máxima carga estática que se puede presentar. La carga estática máxima en un punto de la red se calcula restando la cota de la tubería a la cota de la carga estática en este punto. En los tramos que se encuentran sobre terrenos con desniveles suaves, la carga estática máxima es el mayor valor calculado para sus dos extremos.

2.3.2 Piezas especiales

Las intersecciones de los tramos de las tuberías, las uniones de las tuberías de la red primaria con las de la secundaria, los cambios de dirección y de diámetro, las uniones de tuberías de diferente material y diámetro externos, así como las terminales de los conductos, se diseñan por medio de piezas denominadas especiales.

Se utilizan piezas especiales para hacer conexiones en los cruceros, en los cambios de dirección y en las válvulas de seccionamiento, que pueden ser de los materiales que a continuación se indican:

A. Piezas de hierro fundido con bridas

Cruces, tees, codos (de 11.25, 22.50, 45 y 90 grados), reducciones, extremidades, carretes (largo y corto) y tapas ciegas, han sido las que se han usado con más frecuencia. En el

mercado se encuentran disponibles en diámetros que varían comúnmente de 50 a 900 mm, y combinaciones de ellos para tees, cruces y reducciones.

La fundición de piezas especiales con brida debe corresponder a hierro fundido gris de grano fino y uniforme. Las que se utilizan en las redes de distribución se fabrican para resistir una presión de trabajo de 10.5 kg/cm^2 . Deben estar revestidas interior y exteriormente con una capa de alquitrán de huella para protegerlas contra la corrosión.

En piezas especiales de este tipo se pide a los fabricantes especificar marca y clase. Las dimensiones y pesos de estas piezas se consignan en las especificaciones de la extinta SAHOP, así como en los catálogos de los fabricantes.

B. Piezas de hierro fundido con extremos lisos para tubos de asbesto-cemento

Existe un tipo de piezas especiales de hierro fundido diseñadas para ser usadas exclusivamente con tuberías de asbesto-cemento. Los extremos de estas piezas están diseñados de manera que pueden unirse fácilmente a los extremos maquinados de los tubos empleando coles y empaques normales de las tuberías de asbesto-cemento, con lo que en comparación con el tipo usual de piezas de brida se requieren menos piezas por crucero, y sus uniones son más flexibles.

Las piezas especiales de este tipo se piden a los fabricantes especificando marca y clase. Con su uso se logra un ahorro considerable ya que se evita el uso de extremidades y juntas Gibault.

Se cuenta con las siguientes piezas de este tipo:

- Codos (22.50, 45 y 90 grados).
- Cruces con bocas iguales o de reducción
- Reducciones
- Tapas ciegas o tapones, tipo macho para conectarse directamente a un cople; tipo hembra para acoplarse directamente a otra pieza o al extremo maquinado de un tubo.
- Tees con bocas iguales o de reducción.
- Transiciones, especie de extremos diseñados para usar este nuevo tipo de piezas en conexión con las de brida; viene en dos tipos, el primero de los cuales puede conectarse directamente a un cople normal de tuberías, y el segundo, terminado en forma de campana, puede acoplarse directamente a otra pieza al extremo maquinado de un tubo.

Tabla 2.1 Ventajas y desventajas de tuberías de diferente material.

Material	Formas de unión	Tipos de piezas	Ventajas	Desventajas
Asbesto cemento	<ul style="list-style-type: none"> Unión de cople de asbesto cemento con anillos de hule. Junta Gibault 	<ul style="list-style-type: none"> Piezas de hierro fundido que se une con extremidades y juntas Gibault. Piezas de hierro fundido con extremos lisos. Piezas de asbesto cemento 	<ul style="list-style-type: none"> No favorece la formación de incrustaciones en las paredes Generalmente no se corroe. Hasta cierto grado es resistente al ataque de ácidos, álcalis, sales y otras sustancia químicas. 	<ul style="list-style-type: none"> Muy frágil; puede agrietarse o romperse durante las maniobras de transporte, manejo, almacenaje e instalación.
Concreto presforzado	<ul style="list-style-type: none"> Uniones espiga campana. Uniones bridadas o soldadas. 	<ul style="list-style-type: none"> Piezas de alma de acero recubierta de concreto, con extremos espiga, campana, extremo liso o bridadas 	<ul style="list-style-type: none"> Alta resistencia mecánica a presiones internas y esfuerzos externos. 	<ul style="list-style-type: none"> Puede atacarse por sulfatos si no se usa cemento resistente.
Acero	<ul style="list-style-type: none"> Soldadura. Junta mecánica. 	<ul style="list-style-type: none"> En general se fabrican de pedazos de tubería unidos con soldadura. 	<ul style="list-style-type: none"> Resiste cargas elevadas. Pesa menos que el concreto. Se adapta fácilmente a cualquier tipo de montaje. 	<ul style="list-style-type: none"> Es susceptible a corrosión. Puede evitarse protegiendo el interior y exterior, con el consiguiente incremento del costo.
Hierro dúctil	<ul style="list-style-type: none"> Espiga-campana Extremos bridados. Junta mecánica. Junta Gibault. 	<ul style="list-style-type: none"> Se fabrican de hierro dúctil con extremos lisos, campana, campana para junta mecánica, y bridas. 	<ul style="list-style-type: none"> Es resistente a choques en el transporte, manejo e instalación. Más resistente a la corrosión que el acero. Resistente a aplastamiento o quiebra por cargas extremas. Puede ser cortado o perforado en la obra. 	<ul style="list-style-type: none"> Es importado, por lo que puede resultar más caro.
Poliétileno	<ul style="list-style-type: none"> Termofusión, es decir, se calientan ambos extremos y posteriormente se unen ejerciendo presión. 	<ul style="list-style-type: none"> Se fabrica de polietileno. Pueden acoplarse a piezas especiales de hierro fundido. 	<ul style="list-style-type: none"> Por su flexibilidad, se adapta a trazos irregulares eliminándose la mayoría de los codos. Más ligero que el asbesto cemento. Se puede instalar en zanjas poco profundas sin plantilla. Bajo coeficiente de rugosidad. Menor incidencia de fugas. No presenta corrosión. 	<ul style="list-style-type: none"> La presión de trabajo especificada puede alterarse al aumentar la temperatura exterior o interior. Se deteriora si se expone a la intemperie por periodos prolongados.
Policloruro de vinilo (PVC)	<ul style="list-style-type: none"> Acoplamiento espiga-campana con anillo de hule. Acoplamiento con cemento. 	<ul style="list-style-type: none"> Se fabrican piezas de PVC. Pueden usarse piezas de hierro fundido en los cruceros. 	<ul style="list-style-type: none"> Bajo coeficiente de rugosidad. Ligero. Instalación rápida, fácil y económica. Alta resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Debido a su grado de absorción, puede realizarse la prueba hidrostática inmediatamente después de su instalación. 	<ul style="list-style-type: none"> Cuando conduce agua a presión con temperatura superior a 25°C, disminuye la presión máxima de trabajo que puede soportar. La exposición prolongada a los rayos solares afecta sus propiedades. Los tubos de extremos lisos requieren de mano de obra altamente especializada para su unión por el proceso de cementado.

C. Piezas de hierro fundido con campana y espiga para tubos de PVC

Cruces, tees, reducción espiga-campana y campana-espiga, codos (22.50, 45 y 90 grados), adaptador campana, extremidad campana, extremidad espiga, cople de reparación, tapón

campana, tapón espiga y anillos de hule. Se fabrican para diámetros de 50, 63, 75, 100 y 150 mm, y combinaciones de ellos en tes, cruces y reducciones. Su presión de trabajo es de 10.5 kg/cm².

D. Piezas especiales de asbesto cemento

Se fabrican con segmentos de tuberías de clases A-5 y A-7 pegados con epoxy, una resina de gran adherencia, pero cuya resistencia a los golpes es reducida. Por esta razón la producción en fábrica se limita a conexiones hasta de 150 mm; el manejo de piezas mayores es muy riesgoso, pues durante el transporte se exponen a golpes que pueden ocasionarles serios daños.

- Adaptador, para unir una tubería de asbesto cemento con tuberías de otra clase de material.
- Codos (22.50, 45 y 90 grados).
- Cruces, con bocas iguales y de reducción.
- Ramales a 45 grados, sencillos y dobles.
- Reducciones, de un diámetro al inmediato menor.
- Tapas ciegas o taponos.
- Tes, con bocas iguales y de reducción.
- Transiciones, para el mismo diámetro, pasar de una clase a otra.

E. Piezas de hierro dúctil

Las piezas de hierro dúctil son importadas. Se fabrican para diámetros de 3 a 48 pulgadas (76 a 1,219 mm).

F. Piezas de PVC

Tees, cruces, codos (90, 45 y 22.50 grados), reducciones (campana y espiga), coples de reparación, taponos (campana y espiga), extremidades (campana y espiga), adaptadores (campana y espiga), adaptador para asbesto-cemento, adaptador PVC inglés a PVC métrico, extensiones.

Las conexiones de PVC se fabrican en un solo tipo de unión (espiga-campana) y para dos clases de presión máxima de trabajo: 10 y 20 kg/cm².

Se tienen 3 tipos según la forma de fabricación:

Conexiones compuestas cimentadas. Son aquellas fabricadas con una conexión inyectada y una proveniente de un tubo.

Conexiones provenientes de un tubo. Son aquellas fabricadas a partir de un tubo extraído.

Es posible utilizar la conexión de los tubos de PVC e entre sí y con tubos de otros materiales mediante una unión roscada. El roscado en tubos de PVC, como en cualquier otro tipo de tubo, implica una disminución de espesor de pared. Por esta razón la presión máxima de trabajo para tubos roscados es la mitad de la presión de trabajo de los tubos sin roscar.

G. Piezas de polietileno

Conexiones de inserción

Conexiones para termofusión: cople, codo (90 y 45 grados), silleta, tapón, tes, reducción, y brida, y combinación de ellos para reducciones y silletas. Requieren el uso de accesorios y herramientas especiales.

H. Piezas de concreto presforzado

Se utilizan para la unión de los tubos de concreto presforzado.

Se fabrican en México por las especificaciones de la norma norteamericana AWWA C-301 las siguientes piezas: *salida sencilla radial, salida sencilla tangencial, dos salidas diametralmente opuestas, dos salidas desfasadas; dos salidas, tangencial y radial; codos, biseles, adaptador recto, reducciones, tees, cruces, yeas.*

La forma de conexión de estas piezas puede ser de espiga, campana, extremo liso, brida y combinación entre éstos.

2.3.3 Juntas

Junta Gibault. Está concebida para la unión de dos extremos lisos de tubos. Se compone de un aro de hierro fundido con diámetro mayor en la parte central, al que se llama barril; dos

empaques de hule con sección cuadrada que se colocan entre el barril; y dos bridas de hierro fundido que al unirse por medio de tornillos comprimen los empaques contra los lados del barril y las paredes exteriores de los tubos.

La mayor aplicación de las juntas Gibault en redes de distribución ha sido unir las tuberías de asbesto-cemento con piezas especiales con bridas. Para lograr la unión en este caso se instala una extremidad entre la pieza especial y la junta.

Junta universal. Está constituida por un barril y una brida de hierro fundido; dos empaques de hule natural, birlos de doble rosca y tuercas. Se utiliza para unir una brida de pieza especial con un extremo liso de tubo. Permite una deflexión máxima de 7 grados para diámetros de 50 a 200 mm, y hasta de 4 grados para diámetros de 250 a 600 mm.

Junta mecánica ABT. Consiste de una contrabrida de empuje que presiona un anillo de hule de neopreno que cincha el tubo, y se une a la brida de piezas y de válvulas de hierro fundido.

A. Empaques

- De plomo. Son los que más se han utilizado en obras de agua potable. Se fabrican normalmente en diámetros de 50 a 915 mm.
- De hule. No se tienen normas para su fabricación; se han utilizado para la unión de bridas de PVC, en diámetros de 50 a 250 mm.

B. Tornillos de acero con cabeza y tuerca hexagonal estándar.

Los tornillos para piezas especiales y válvulas son de acero, cabeza hexagonal estándar sin acabado, y tuercas también de acero con dimensionamiento hexagonal estándar, sin acabado.

2.3.4 Cruceros

Los cruceros son piezas o conjuntos de piezas especiales con las que, conectadas a la tubería, se forman deflexiones pronunciadas, cambios de diámetro, derivaciones e intersecciones, ya sea por separado o en combinación.

2.3.5 Tanques de regularización

Son depósitos situados generalmente entre la captación y la red de distribución. La regularización tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de consumos que es variable durante el día.

Con relación a los tanques para agua, se puede afirmar que son componentes del sistema de distribución cuya misión ha variado sensiblemente con el transcurso de los años, presentando en la actualidad los siguientes aspectos:

Proporcionar elasticidad al sistema de distribución, dando lugar a que las diferentes porciones del mismo sean más independientes en su operación.

Aportan una contribución a la economía general del país por desaparición del consumo de energía eléctrica en las horas pico y utilización del máximo de energía en las horas vacías de consumo, gracias a la capacidad de regularización que proporcionan.

Con relación a las funciones de los tanques para agua potable, es conveniente hacer una diferenciación entre aquellos de capacidad reducida y los grandes tanques. Los tanques pequeños serán útiles en los siguientes casos:

- Cuando se tiene un abastecimiento de agua subterránea, donde la colocación de un tanque pequeño incrementará grandemente la capacidad del manantial, haciendo que la demanda sobre éste sea más uniforme.
- Por conveniencia en operación, pudiéndose emplear como tanques receptores en las terminales de los conductos, como pequeños tanques para regular la presión en los puntos intermedios, o como tanques de regularización para uniformizar la operación de las bombas.
- Para proveer un almacenaje contra fuego que dure el tiempo necesario para arrancar el equipo adicional de bombeo.

Por su parte, los grandes tanques pueden tener las siguientes funciones:

A. Almacenamiento:

Un volumen suficiente de agua almacenada, cuando se presenta un problema entre la fuente de abastecimiento y el tanque (como podría ser la ruptura en la conducción, la falla en el rebombeo o en la captación, etc.) evitará la suspensión del servicio. Así, se puede obtener una mayor seguridad contra su interrupción por este medio que por duplicación de los equipos.

Un almacenamiento suficientemente amplio será también de vital importancia en caso de incendio, cuando no existe equipo adicional de bombeo o las tuberías no están diseñadas para resistir las sobrepresiones asociadas con el bombeo requerido. Será asimismo de gran utilidad cuando la fuente de abastecimiento es intermitente y se presentan periodos prolongados de sequía.

B. Regularización:

La capacidad de almacenamiento del tanque denominada compensadora o de operación hace posible ajustar el caudal de aportaciones constantes al caudal de demandas variables, del modo siguiente: el gasto que proviene de la fuente de abastecimiento y que por la conducción llega hasta el tanque de regularización tiene un valor constante, mientras que la población consume el agua con gastos variables a lo largo del día. Estas variaciones tienen valores instantáneos menores y mayores que el caudal que llega por la conducción. Cuando la demanda es menor que dicho caudal, los sobrantes se conservan en el tanque de regularización, para ser proporcionados en las horas en que la demanda es mayor que él. De esta manera se hace posible el cambio de régimen y las condiciones de operación.

Asimismo, lo anterior permite, cuando se tiene una línea de conducción por bombeo, reducir el tamaño de las bombas, filtros y equipo necesario para abastecer al sector servido por el tanque de regularización, ya que los valores pico de demanda sobre el equipo de bombeo son abatidos por él.

La capacidad de regularización del tanque también repercutirá en la línea de conducción, permitiendo que sea operada de una manera más uniforme comparativamente hablando (respecto al caso en que no hubiera tanque, en el cual la línea de conducción debería satisfacer la ley de demandas variable de la red, conduciendo cualquier gasto que se presentara), y dando lugar a que su tamaño sea mínimo; será también de mucha utilidad en un gran sistema de distribución, ya que el emplazamiento de los tanques en aquellos puntos de la red donde hay

un máximo de demanda permitirá una regularización general del flujo y efectuará una considerable economía en el tamaño de las tuberías y planta de bombeo.

La regularización que efectúan los tanques es también muy necesaria cuando la fuente de abastecimiento es un pozo de capacidad limitada o cuando el agua debe ser filtrada, y se hace necesario igualar el suministro y la demanda durante un largo periodo de gran consumo.

Existen dos tipos de tanques de regularización de acuerdo con su ubicación:

- a) Tanques superficiales. Si hay cerca de la población lomeríos con altura adecuada, lo mejor es utilizar un tanque superficial. En sitios en los que se presentan temperaturas bajas (nevadas o heladas por varios días), los tanques se construyen bajo el nivel del suelo, para evitar el congelamiento del agua.
- b) Tanques elevados. Se emplean cuando no es posible construir un tanque superficial, por no tener en la proximidad de la zona a servir una elevación adecuada. El tanque elevado se refiere a la estructura integral que consiste en el depósito, la torre o la estructura de apoyo y demás accesorios.

Las torres y los tanques más comunes se construyen de acero y de concreto reforzado. Su capacidad oscila entre 10 y 1,000 metros cúbicos y su altura entre 10 y 20 metros.

C. Alimentación de zonas de presión

Alimentar zonas de la población servida de acuerdo a su topografía, evitando altas presiones que puedan causar rupturas y fugas constantes en la red de distribución, y eliminar zonas de baja presión donde el servicio sería deficiente sin el tanque. Asimismo, los tanques emplazados al final de una larga línea de conducción y en los límites extremos de la zona de servicio, así como los colocados en el centro de máxima demanda, son reguladores automáticos de la presión que mantienen el funcionamiento uniforme del sistema de distribución bajo condiciones variables de flujo.

D. Sedimentación y almacenamiento de los sólidos en suspensión que trae el agua

Esto evita que lleguen al usuario y puedan obstruir la toma domiciliaria (en particular el medidor o llaves de flotadores en los muebles sanitarios), y evitan la capacidad de tomar agua

de las corrientes durante los periodos de gran turbidez, debido a su capacidad de almacenamiento.

E. Proporcionan tiempo de contacto

El tiempo necesario para efectuar la desinfección del agua que se va a distribuir.

F. Mezclado

Los tanques dan lugar a que las aguas provenientes de diferentes fuentes de abastecimiento sean mezcladas, uniformizando de esta forma la calidad antes de sus distribución.

Finalmente, conviene decir que las obras de regularización y almacenamiento deben tener como objetivo imprescindible, proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad con un costo mínimo en la inversión y mantenimiento.

2.3.6 Rebombes

Comprenden las bombas ubicadas en puntos intermedios de una línea de conducción, después de las bombas en la toma; tienen el objetivo de elevar la carga hidráulica en el punto de su ubicación.

Los rebombes se localizan principalmente en líneas de conducción y excepcionalmente dentro de la red de distribución como en los siguientes casos:

- Interconexiones entre tanques que abastecen diferentes zonas.
- Para transferir el agua de una línea ubicada en partes bajas de la red al tanque de regulación de una zona de servicio que se ubique en las partes elevadas de la localidad.
- Para elevar la presión en una zona determinada mediante rebombeo directo a la red o “booster”. Esta última opción se debe evitar, y considerar sólo si las condiciones de la red no permiten la ubicación de un tanque de regularización en la zona alta.

Son dos tipos de rebombeo:

- a) Con tanque de succión (cárcamo). Este caso es el más seguro en la operación, ya que gracias al tanque que puede realizar cierta regularización con su volumen, las bombas aseguran todo el tiempo su sumergencia.

- b) Sin tanque de succión. En este caso la succión de las bombas se conecta directamente con la tubería que viene de la zona anterior. Este tipo de rebombeo es llamado también “booster”. Permite a su vez incrementar los gastos en la red y es útil para eliminar presiones de trabajo muy bajas en puntos extremos de la misma. Para la sumergencia de las bombas se requiere que en la parte que succiona se mantenga siempre a cierta presión.

Se requiere de un cuidadoso diseño en el caso de un “booster”. Si no se asegura la presión de sumergencia en todos los momentos de la operación el flujo puede llegar a interrumpir. Los transitorios relacionados con el paro y arranque de las bombas son más complejos y deben analizarse por métodos especiales.

La variante con tanque de succión es por lo general más cara. Pero es la que se recomienda en líneas donde el gasto y la presión son variables, como sucede en las redes de distribución.

2.3.7 Hidrantes públicos

Son llaves que se ubican a cierta distancia en las calles con el objeto de servir a varias familias. El agua extraída del hidrante público es llevada a las casas en contenedores como cubetas u otros. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable llegue a los predios de los usuarios.

Se localizan a una distancia máxima estandarizada del lugar en donde se encuentra cada una de las familias que los usan. Esta distancia debe ser, cuando sea posible, menor de 200 m, aunque puede ser hasta de 500 m en los lugares no muy densamente poblados.

Pueden tener una sola llave (hidrantes simples) o varias (múltiples).

Es preferible que el hidrante no lo usen más de 70 personas. Los hidrantes múltiples pueden dar servicio a un intervalo de 250 a 300 personas.

A. Hidrantes contra incendio

Accesorios instalados en ciertos puntos de la red con el propósito de conectar una manguera o una bomba, destinados a proveer caudal para combatir incendios.

En México, la práctica más recomendable es utilizar válvulas de desfogue dentro de los registros de las válvulas de seccionamiento, con el fin de inundar el registro, y permitir que el cuerpo de bomberos pueda extraer agua durante un incendio, No obstante, en localidades en donde se requiera una red independiente contra incendio, se deberá justificar su construcción.

2.3.8 *Válvulas*

Las válvulas son accesorios que se utilizan en las redes de distribución para controlar el flujo y se clasifican en función de la acción específica que se realizan. Las válvulas más comunes en una red de distribución son las de compuerta y sirve para aislar segmentos de la misma.

A. Válvulas de seccionamiento

Se pueden identificar tres tipos:

- a) Válvulas de compuerta. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente, el cual se desplaza según su eje vertical. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con facilidad si la válvula está abierta o cerrada.

Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total, y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto.

- b) Válvulas de mariposa. La válvula de mariposa puede sustituir a la de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones bajas en la línea; tienen la ventaja de ser más ligeras, son de menor tamaño y más baratas. Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula; la operación puede ser manual, semiautomática o automática, mediante dispositivos neumáticos, hidráulicos o eléctricos. El diseño hidrodinámico de esta válvula permite emplearla como reguladora de gasto y en ciertos casos para estrangular la descarga de una bomba.

- c) **Válvula de globo.** Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean, generalmente, en tuberías de pequeños diámetros.

Consta de un disco horizontal que se acciona mediante un vástago y que abre o cierra un orificio por donde pasa el agua. Este mecanismo se encuentra dentro de una caja de hierro fundido con extremos de brida para los diámetros grandes y de rosca para los pequeños.

B. Válvulas para admisión y expulsión de aire

Tienen los siguientes dos objetivos:

- **Expulsión del aire en el llenado de la línea con agua, y admisión de aire en su vaciado.** Las válvulas de este tipo se colocan en los puntos donde se puede quedar el aire atrapado durante el llenado de la misma. De no expulsarse al exterior, el aire puede generar fenómenos de oscilaciones y eventuales sobrepresiones en la operación, así como la disminución de la eficiencia hidráulica de la línea.
- **Eliminación automática del aire que se acumula en puntos altos en la operación continua.** Estas válvulas tienen orificios de diámetro menor para conexión con la atmósfera. La apertura del orificio a la atmósfera se produce por medio de una válvula que se activa mediante un flotador. Dicha válvula lo mantiene cerrado cuando no hay aire en el depósito de la válvula y lo abre cuando dicho depósito acumula aire.

Las válvulas para admisión y expulsión de aire se usan ante todo en líneas de conducción, en los puntos de cambio de la pendiente, o en tramos largos en donde existen pendientes pronunciadas (ascendentes o descendentes). En redes de distribución pueden resultar necesarias únicamente en las tuberías de diámetro grande de la red primaria.

De acuerdo con sus objetivos, se usan tres tipos de válvulas:

- a) De admisión y expulsión de aire.
- b) De eliminación automática (evacuación lenta) de aire.
- c) Combinada. Esta válvula tiene dos comportamientos, uno con orificio mayor para la admisión y expulsión de aire, y otro de diámetro pequeño para la eliminación automática.

C. Válvulas reductoras de presión

Accesorio que se instala en un punto de la tubería con el objeto de reducir la carga hidráulica aguas abajo y mantenerla a un valor determinado. La válvula reductora de presión mantiene una carga constante aguas abajo del punto de su instalación independientemente de las variaciones del gasto en la tubería y de la presión aguas arriba. Cuando sucede lo contrario, la válvula se cierra cierto grado, crea pérdidas de carga y no permite que la presión supere el límite. Cuando aguas abajo no tiende a producirse una presión alta, la válvula se mantiene abierta al máximo.

Para reducir cargas se emplean también las cajas rompedoras de presión. Las cuales son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, que se ubican en puntos intermedios de una tubería separándola en partes. La función de una caja rompedora de presión es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, reduciendo de esta forma la presión hidrostática a cero y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

Estas disipan toda la energía disponible; la carga aguas abajo se determina por el nivel de agua en la caja, son más convenientes en conducciones por gravedad, donde se mantienen condiciones de operación relativamente constantes.

Las válvulas reductoras de presión tienen la ventaja de ajustarse a las condiciones de la tubería, sean éstas variables o no. Esto las hace más aptas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la variación de la demanda. Ocupan menos espacio que una caja rompedora y se evita el contacto directo del agua con la atmósfera, lo que reduce el riesgo de contaminación del agua potable.

Por otro lado, las válvulas reductoras tienen mecanismos más complejos que requieren de un mejor mantenimiento y de una calibración periódica. Las cajas rompedoras son más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento. En todo caso, la elección entre una válvula reductora de presión y una caja rompedora de presión se debe basar en un análisis económico.

Capítulo 3

Demanda de agua potable

*D*emanda de aguas potable

*L*a demanda de agua potable está determinado por el consumo de agua de acuerdo con el tipo de usuario. Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones; así en las zonas urbanas se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. En efecto, las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada, las costumbres locales y el género de actividad de los habitantes tienen una influencia directa en las cantidades de agua consumida.

3.1 Tipos de demada

El tipo de consumo se divide de acuerdo al tipo de uso que se le da al agua, esta clasificación se resume en el diagrama de la figura 3.1.

3.1.1 Uso doméstico

Corresponde al agua que se emplea para satisfacer las necesidades de alimentación y limpieza de los habitantes de una población. Para tomar en cuenta los distintos requerimientos de los usuarios domésticos, se considera el nivel socioeconómico de los usuarios con base en el número de salarios mínimos que aportan al ingreso familiar; de esta manera, el tipo doméstico se divide de las siguiente manera: en popular (menos de 3 salarios mínimos), en medio (entre 3 y 7 salarios mínimos) en medio alto (entre 7 y 17 salarios mínimos) y en residencial (más de 17 salarios mínimos).

3.1.2 Uso no doméstico

A. Uso Comercial

Este tipo de uso incluye al agua utilizada en los lugares en donde se expende algún producto.

B. Uso Industrial

El uso industrial se refiere al empleo de agua en los procesos de producción de las factorías, limpieza, lavado del establecimiento y los productos finales. También se incluye el volumen que se transforma en agua purificada.

C. Servicios públicos:

Es el agua disponible en los hidrantes públicos en caso de desastres, en el lavado de autos, riego de parques, etc.

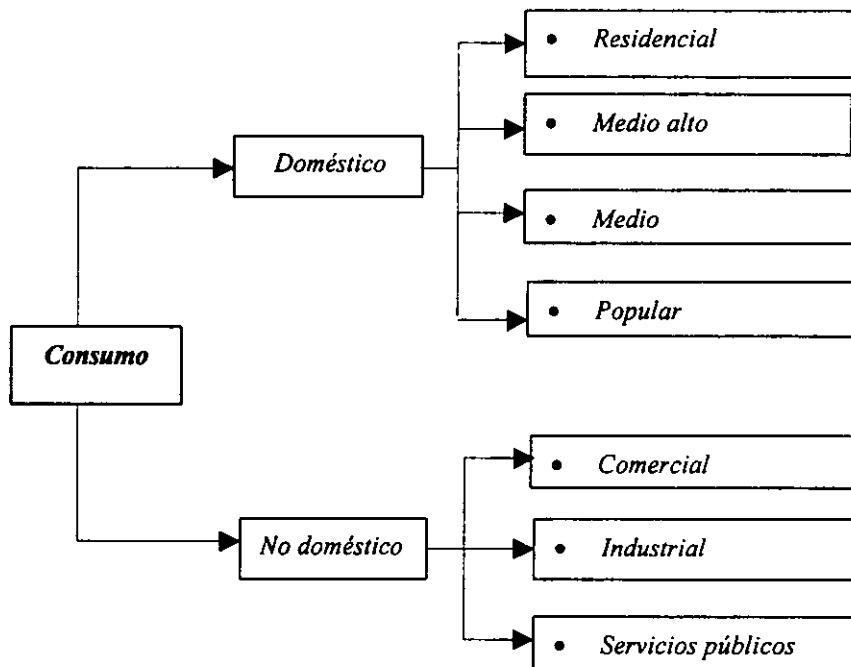


Figura 3.1 Tipos de consumo de agua.

3.2 Factores que determinan el consumo de agua potable

Específicamente, los factores que determinan el consumo de agua potable son los que se describen a continuación:

A. Cantidad de agua disponible

La dificultad para contar con el agua de las fuentes de abastecimiento limita en ocasiones la cantidad que se distribuye. Cuando son abundantes las fuentes subterráneas dentro de las comunidades, o son fácilmente accesibles otras fuentes de agua, se estimula a los altos consumidores a desarrollar suministros propios para usos especiales, tales como acondicionamiento de aire, condensación y procesos de manufactura.

B. Tamaño de la población

A medida que una población crece, aumentan sus necesidades de agua, destinada principalmente a usos públicos e industriales.

C. Requerimientos de la población

El consumo per-cápita dependerá de la actividad básica y costumbres de la población, así como de las características de dicha actividad.

D. Clima

Los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de agua, ya que en general, se eleva cuando el clima es cálido y disminuye cuando el clima es frío. Los climas calientes y áridos provocan un mayor consumo en agua en el aseo personal, acondicionamiento de aire e irrigación. En los climas fríos las tuberías de servicio de los sistemas de distribución se congelen y en este caso, se incrementa el consumo debido al uso de calefacción.

E. Nivel económico

Los niveles elevados de vida significan un consumo alto de agua prácticamente para todas las actividades, para la cocina, cuartos de baño y lavanderías, riego de prados y jardines, lavado de

autos y calefacción unitaria o central. A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua.

F. Existencia de alcantarillado

Cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de deshecho se eliminan fácilmente, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

Cuando los sistemas de alcantarillado no se amplían conforme a los sistemas de distribución de agua, las instalaciones privadas para evacuación de aguas negras pueden sobrecargarse y sufrir averías.

G. Clase de abastecimiento

El consumo en poblaciones que cuentan con un sistema público de abastecimiento de agua, es mayor que en aquellas que tienen sólo un sistema rudimentario.

H. Calidad del agua

El consumo de agua aumenta cuando su calidad es mejor debido a que se diversifican sus usos.

I. Presión en la red

La presión en la red afecta el consumo a través de los derroches y pérdidas. Una presión excesiva aumenta la cantidad de agua consumida, debido a las pérdidas en las juntas y en los derroches en piezas defectuosas.

J. Control de consumo

Cuanto menos cuesta el agua, mayor es ordinariamente su consumo, particularmente para fines industriales. El uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

Para calcular el consumo, es necesario estimar la población correspondiente a cada tipo de usuario y la dotación promedio a cada uno de ellos.

3.3 Determinación de la demanda

Para los estudios de abastecimiento de agua potable es necesario conocer los gastos que demandan los usuarios en distintas zonas de una determinada población.

Para contar con la cantidad y ubicación de los gastos de demandas de agua se emplean datos de población y de dotación.

Los consumos se obtienen con base en los histogramas, de preferencia de un año, de los registros del organismo operador. En caso de no disponer de esta información se podrán considerar los valores de consumos domésticos que se dan en la tabla 3.1, que son los resultados medios obtenidos en el "Estudio de actualización de dotaciones en el país" efectuado por la CNA, en varias ciudades de la República Mexicana, durante los años de 1992 y 1993.

Tabla 3.1 Consumos domésticos per cápita

<i>Cálido</i>	400	230	185
<i>Semicalido</i>	300	205	130
<i>Templado</i>	250	195	100

NOTAS:

1. Para los casos de clima semifrío se consideran los mismos valores que para el clima templado.
2. El clima se selecciona en función de la temperatura media anual (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Clasificación de climas por su temperatura.

<i>Mayor que 22</i>	<i>Cálido</i>
<i>De 18 a 22</i>	<i>Semicalido</i>
<i>De 12 a 17.9</i>	<i>Templado</i>
<i>De 5 a 11.9</i>	<i>Semifrío</i>
<i>Menor que 5</i>	<i>Frío</i>

A. Demanda actual

El consumo promedio calculado para cada tipo de usuario, se multiplicará por la población actual de cada sector socioeconómico, por las unidades comerciales, industriales y de servicios públicos existentes, para calcular el volumen consumido correspondiente a cada tipo de usuario. A este consumo debe agregarse el porcentaje de pérdidas físicas correspondientes a fugas, ya sea que éstas sean definidas por medición mediante un estudio de evaluación de pérdidas o se basen en estimaciones obtenidas por comparación con una o varias localidades similares en cuanto a nivel socioeconómico, tamaño de población, costumbres de uso del agua, etc. que ya dispongan de un estudio similar al indicado.

B. Proyección de la demanda

La proyección de la demanda de agua potable se realiza con base en los consumos de las diferentes zonas socioeconómicas y a la demanda actual, tomando en cuenta las consideraciones siguientes:

- En condiciones normales, el consumo doméstico debe presentar una tasa decreciente en el tiempo, lo que significa que el volumen diario que se asigna por persona tiende a disminuir año con año, como resultado de la aplicación de políticas de uso racional de agua potable, actividad obligatoria y cuyo responsable es el organismo operador.
- En caso de aplicar una tasa creciente al consumo doméstico, se deberá justificar ampliamente la razón de dicha tasa.
- La proyección del volumen doméstico total se realiza utilizando las proyecciones de población por estrato con sus correspondientes consumos para cada año, dentro del horizonte de proyecto.
- Cuando las demandas comercial, industrial y turística sean poco significativas con relación a la demanda doméstica, y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras quedan incluidas en la demanda doméstica.
- Cuando las demandas de los sectores comercial, industrial y turístico sean importantes, deberán considerarse las tendencias de crecimiento histórico con los censos económicos o con los proyectos de desarrollo, del sector público o de la iniciativa y se aplicarán los consumos de cada sector a las proyecciones correspondientes.
- Por lo que se refiere a los volúmenes de agua no contabilizada, su valor se estima a partir de los volúmenes producidos y consumidos. En este punto se analizan las tendencias y causas

probables del agua no contabilizada, tales como: pérdidas físicas, errores de macro y micro medición, catastro no actualizado, etc.

A partir del Plan Maestro se obtiene el comportamiento esperado en la eficiencia del sistema, durante el período de diseño. Con esta información se calculan las pérdidas que se estiman para cada año.

- El cálculo de la demanda se debe realizar anualmente para un período de 20 años, y se obtiene con la suma de los consumos de sector, incluyendo el agua no contabilizada.

C. Demanda contra incendio

En pequeñas localidades, salvo casos especiales, se considera innecesario proyectar sistemas de abastecimiento de agua potable que incluyan protección contra incendios. En localidades medianas o grandes el problema debe ser estudiado y justificado en cada caso, de acuerdo con las características particulares de cada localidad.

D. Dotación

Se entiende por dotación el volumen de agua que considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas.

La dotación de agua potable, si el sistema de abastecimiento es eficiente, es función del clima, del número de habitantes y sus costumbres (depende del nivel socioeconómico), del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas y desperdicios.

Se considera para fines de proyecto, en primer lugar la aplicación de los datos experimentales que se recaben en la población en cuestión, esto es de los registros de consumo con que cuente el usuario o el organismo operador en el periodo de tiempo en que se maneje (ya sea mensual o bimestral), se recaba toda la información posible para calcular un promedio de la dotación diaria por habitante en la zona de interés, por lo que también se requiere conocer el número de habitantes por registro.

Otra forma de estimar la dotación de agua potable es que se adapten los valores de otras comunidades en condiciones similares o, a falta de éstos se acatan normas de dotación media en función del número de habitantes y el clima, como se indica en la tabla 3.3, aplicable a las poblaciones del país, expresada en litros por habitante por día (l/hab/d) (normas de proyecto

para obras de aprovisionamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana. Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado, SRH, 1974).

Tabla 3.3 Dotación de agua potable (l/hab/d).

2500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor de 150,000	350	300	250

En un estudio que se realizó en 1997 en el Distrito Federal, se estimó la dotación con un valor promedio cercano a 196 l/hab/d, además se calculó el porcentaje que representa el consumo por tipo de usuario con respecto al consumo total en el mismo año, tabla 3.4.

Tabla 3.4 Porcentaje del consumo de agua en el D.F. en 1997.

Consumo doméstico	73.77
Consumo comercial, industrial y de servicios	26.23

Las cifras de la tabla 3.5 toman en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como se especifica en litros por habitante y por día.

A los datos de la tabla 3.5 hay que agregar lavado de coches a razón de 20 a 200 litros por vehículo, el riego de patios y jardines que se usan de 1 a 7 litros diarios por metro cuadrado y el uso de aire acondicionado a razón de 100 a 500 litros diarios por habitante.

Tabla 3.5 Fluctuaciones del consumo doméstico de agua.

Bebida, cocina y limpieza	de 20 a 30
Descarga de muebles sanitarios	de 30 a 45
Baño de regadera	de 20 a 30
Total	de 70 a 105

Fuente: César V.E., 1991.

Un desglose del consumo doméstico de agua proporciona los diferentes usos como se observa en la tabla 3. 6.

Tabla 3.6 Desglose del consumo doméstico de agua.

Uso	Porcentaje
Descarga de sanitarios	41
Lavado y baños	37
Uso culinario	6
Agua potable	5
Lavado de ropa	4
Limpieza Gral. Del hogar	3
Lavado del jardín	3
Lavado del carro familiar	1

En Estados Unidos en una típica ciudad se proporciona una dotación de 340 l/hab/d, sin embargo el promedio de las comunidades residenciales de Norteamérica es de 378.5 l/hab/d y de 547.8 l/hab/d o más en ciudades industriales grandes. En la tabla 3.7, como parámetros de comparación, se pueden observar a algunas ciudades y sus dotaciones respectivas.

A falta de mediciones de consumo, son suficientes las dotaciones medias ya citadas, sin recurrir a cálculos teóricos para deducir cifras probables. Es importante anotar que la instalación del alcantarillado repercute en el aumento de consumo de agua.

Tabla 3.7 Dotación media en algunas ciudades del mundo.

Ciudad	Dotación (l/hab/d)	Ciudad	Dotación (l/hab/d)
Filadelfia	741	París	249
San Francisco	608	Hamburgo	229
Sydney	491	Bruselas	178
Milán	400	Italia (pequeñas poblaciones)	100-200
Turín	425	Belfast	495
Roma	651	Estocolmo	328
Dinamarca	340	Hamilton	667
Londres	314	Liverpool	349
Japón	303	Barcelona	267
Berlín	268	Jeresalén	291
Tel Aviv	281	Copenhague	311

Fuente: Twort, Law y Crowley; 1985.

3.4 Variación de la demanda

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria de acuerdo con los diferentes factores ya mencionados como lo es el clima, los diferentes estándares de vida, la amplitud del alcantarillado, tipo de actividad mercantil, comercial e industrial, costo del agua, disponibilidad de abastecimiento privados del agua, calidad o propiedades del agua para usos domésticos industrial y otros, presiones del sistema de distribución, totalidad de la medición y la administración del sistema.

Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, el diseño apropiado de las tuberías, los depósitos de servicio y las líneas de distribución, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

3.4.1 Coeficientes de variación diaria y horaria, gastos de diseño y otros cálculos.

A. Coeficientes de variación diaria y horaria

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborales y otras actividades.

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria lo adecuado es hacer un estudio de demanda de la localidad. Si no se puede llevar a cabo lo anterior se consideran los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios. En el estudio de "Actualización de dotaciones del país" llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, se pueden consultar el valor de estos coeficientes, donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un periodo representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima. Del análisis de la información de ese trabajo, se identificó que no había una diferencia significativa entre el tipo de usuario, clima y estaciones del año, por lo que se pueden utilizar los valores promedio, que se dan en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Coeficientes de variación diaria y horaria.

Coeficiente de variación diaria (C_{vd})	1.40
Coeficiente de variación horaria (C_{vh})	1.55

De acuerdo con los lineamientos Técnicos de la Comisión Nacional del Agua (CNA), se tienen los siguientes valores de los coeficientes de variación

Tabla 3.9 Coeficientes de variación diaria y horaria.

Coeficiente de variación diaria (C_{vd})	1.2 a 1.5
Coeficiente de variación horaria (C_{vh})	1.5 a 2.0

Los valores comúnmente usados para proyectos en país con 1.2 para C_{vd} y 1.5 para C_{vh} . Otros valores de C_{vd} y C_{vh} de acuerdo al clima se observan en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Otros valores de C_{vd} y C_{vh} de acuerdo al clima.

Clima uniforme	1.20
Clima variable	1.35
Clima extremoso	1.50
Clima seco	1.80
Clima muy extremoso	1.75
$1.4 < C_{vh} < 1.8$	

3.4.2. Gastos de diseño:

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable se indican en la tabla 3.11.

Tabla 3.11 Gastos de diseño de las componentes de un sistema de abastecimiento.

Fuente y obra de captación	Q_{md}
Conducción	Q_{md}
Alimentación a la red, conducción	Q_{mh}
Potabilizadora	Q_{md} o Q_{med} (en procesos)
Tanque de regularización	Q_{md}
Red de distribución	Q_{mh}

A. Gasto medio diario

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

La expresión que define el gasto medio diario es la siguiente:

$$Q_{med} = \frac{N_{hab} \cdot D_t}{86,400} \quad (1)$$

donde:

Q_{med}	Gasto medio diario, en l/s
N_{hab}	Número de habitantes
D_t	Dotación, en l/hab/día
86,400	segundos / día

B. Gasto máximo diario

Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento.

Este gasto se obtiene como:

$$Q_{md} = C_{vd} \cdot Q_{med} \quad (2)$$

donde:

Q_{md}	Gasto máximo diario, en l/s
C_{vd}	Coficiente de variación diaria
Q_{med}	Gasto medio diario, en l/s

B. Gasto máximo horario

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo y a la hora de máximo consumo.

Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{mh} = C_{vh} \cdot Q_{md} \quad (3)$$

donde:

- Q_{mh} Gasto máximo horario, en l/s
- C_{vh} Coeficiente de variación horaria
- Q_{md} Gasto máximo diario, en l/s

D. Gasto específico:

En ocasiones, algunos proyectistas, obtienen un gasto específico (Q_E) para el cálculo de la red, en l/s por metro

$$Q_E = \frac{Q_{mh}}{\text{Longitud total de la red}} \quad (4)$$

3.4.3 Consumos:

A. Consumo medio anual:

El consumo medio anual de agua en una población es el que resulta de multiplicar la dotación por el número de habitantes y por los 365 días del año:

$$V_{ma} = D_t \times N_{hab} \times 365/1000 \quad (5)$$

Donde

- V_{ma} es el consumo medio anual en m^3
- D_t es la dotación en l/hab/d
- N_{hab} es el número de habitantes

B. Consumo medio diario anual:

El consumo medio diario anual (V_{md}) en m^3 , es por consiguiente:

$$V_{md} = D_i \times N_{hab} / 1000 \quad (6)$$

C. Demanda diaria:

La exactitud en el cálculo del consumo de agua, también depende de la estimación de la población la cual va a ser servida.

Frecuentemente la población estimada es inexacta independientemente del método de cálculo que se utilice, debido a que los límites del abastecimiento de agua, no coinciden con los límites de los censos de población, los censos no están actualizados y puede ser difícil estimar el número de emigrantes o visitantes temporales en la población. Cuando resulte este caso el consumo diario se calcula con la siguiente fórmula empírica a partir del gasto máximo instantáneo.

$$D_d = 0.36 Q_{m\acute{a}x} H \quad (7)$$

Donde

D_d	<i>demanda diaria</i>
$Q_{m\acute{a}x}$	<i>gasto máximo instantáneo</i>
H	<i>duración del periodo de máxima demanda (entre 1 y 4 horas)</i>

3.4.4 *Curvas de variación horaria de la demanda*

La demanda de agua de una comunidad varía de acuerdo con las diferentes actividades realizadas en el transcurso de un día, siendo la noche el de menor consumo. La demanda diaria de agua también varía durante el año debido al patrón estacional del clima.

Las cifras típicas para el uso común y otros requerimientos de agua son cantidades promedio. Por lo general, se calcula la demanda máxima diaria añadiendo del 10 al 30 por ciento a la demanda diaria promedio. Así el factor pico para la demanda diaria será de 1.1 a 1.3.

Se han analizado demandas para diferentes ciudades del país. Asimismo el Instituto de Ingeniería elaboró un estudio en la Ciudad de México. Las variaciones del consumo promedio, expresadas como porcentajes horarios del gasto máximo diario se muestran en la figura 3.3

La variación horaria de la demanda en el D.F. se determinó a partir de las mediciones de presiones de la DGCOH (Informe anual de presiones en la red primaria de agua potable en el D.F., año 1994).

La demanda horaria se plantea en términos de la relación del gasto instantáneo q al gasto medio en el día Q_{med} . Los cocientes Q/Q_{med} estimados a cada hora se consignan en la tabla 3.12 y en la figura 3.2 se muestra su cambio a lo largo del tiempo. El gasto medio corresponde al valor promedio de los gastos en un día.

En la figura 3.12 se aprecia que la máxima demanda es igual a 1.5 veces el gasto medio (que se presenta entre las 10 y 12 horas) siendo la demanda mayor al gasto medio entre las 7:00 y 20:00 horas. El valor mínimo en la tabla 3.12 es igual a 0.55, ocurre a las 2 de la mañana.

Adicionalmente, también se presentan dos curvas de variación del gasto de demanda aplicables a diferentes ciudades de la República Mexicana (tabla 3.13 y figura 3.3), así como a poblaciones pequeñas (tabla 3.14 y figura 3.4).

La variación horaria en la demanda de agua durante el día frecuentemente es mucho mayor. Generalmente, se pueden observar dos periodos de pico, uno en la mañana y otro en la tarde. Se puede expresar la demanda de la hora pico como la demanda horaria promedio multiplicada por el factor horario de pico. Para un área particular de distribución, este factor depende del tamaño y carácter de la comunidad servida.

3.5 Cálculo de la capacidad de almacenamiento

La capacidad de un tanque de almacenamiento, que ayuda a regular las demandas de agua potable de una población, puede ser determinada analíticamente o gráficamente; en ambos casos, el principio de la solución es un balance de masa. Enseguida se mencionarán los pasos a seguir de los dos métodos de solución.

A. Métodos del cálculo de la capacidad de almacenamiento

- Es necesario realizar una tabla de cálculo para la solución gráfica y numérica del problema con los siguientes datos mostrados en la tabla 3.15.

Tabla 3.12 Variación horaria de la demanda del D.F.

7.0	1.000	19.0	1.075
8.0	1.300	20.0	1.000
9.0	1.425	21.0	0.780
10.0	1.475	22.0	0.650
11.0	1.5	23.0	0.600
12.0	1.495	0.0	0.570
13.0	1.430	1.0	0.560
14.0	1.35	2.0	0.550
15.0	1.250	3.0	0.560
16.0	1.175	4.0	0.580
17.0	1.125	5.0	0.650
18.0	1.100	6.0	0.800

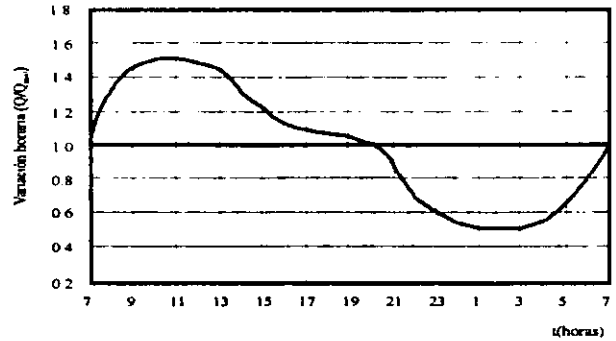


Figura 3.2 Variación horaria de la demanda para la Ciudad de México.

Tabla 3.13 Ley de variación horaria para diferentes ciudades del país.

0.00	0.606	12.0	1.288
1.00	0.616	13.00	1.266
2.00	0.633	14.00	1.216
3.00	0.637	15.00	1.201
4.00	0.651	16.00	1.196
5.00	0.828	17.00	1.151
6.00	0.938	18.00	1.121
7.00	1.199	19.00	1.056
8.00	1.307	20.00	0.901
9.00	1.372	21.00	0.784
10.00	1.343	22.00	0.710
11.00	1.329	23.00	0.651

Fuente: CNA, 1994.

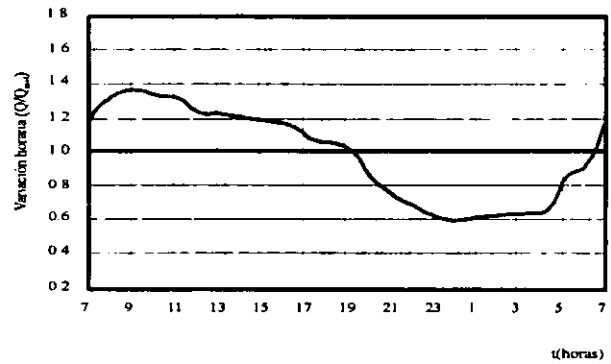


Figura 3.3 Variación horaria para diferentes ciudades del país.

Tabla 3.14 Ley de variación horaria para poblaciones pequeñas.

0.00	0.45	12.0	1.20
1.00	0.45	13.00	1.40
2.00	0.45	14.00	1.40
3.00	0.45	15.00	1.30
4.00	0.45	16.00	1.30
5.00	0.60	17.00	1.20
6.00	0.90	18.00	1.00
7.00	1.35	19.00	1.00
8.00	1.50	20.00	0.90
9.00	1.50	21.00	0.90
10.00	1.50	22.00	0.80
11.00	1.40	23.00	0.60

Fuente: CNA 1994.

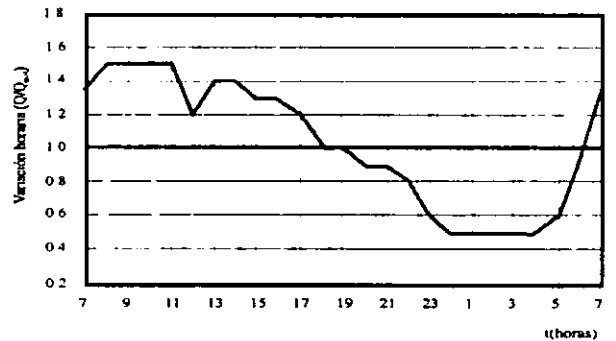


Figura 3.4 Variación horaria para poblaciones pequeñas.

Tabla 3.15 Cálculos para la solución.

1. Se numeran los meses en estudio.
 2. Se escribe su correspondiente escurrimiento.
 3. Se coloca el escurrimiento acumulado.
 4. Se encuentra la demanda de abastecimiento de agua
 5. En la columna 5 se calcula el déficit (escurrimiento-demanda de agua). El signo menos significa que la demanda de agua excede al escurrimiento y existe un déficit.
 6. Se muestra el déficit acumulado. Los números en el paréntesis representan el excedente acumulado. El máximo déficit acumulado representa la cantidad requerida en el tanque de almacenamiento.
- Se dibuja la curva del escurrimiento utilizando los valores de la columna 3.
 - Posteriormente se dibuja una línea del origen con una pendiente igual a la demanda de agua mensual.
 - Para determinar la capacidad necesaria en el tanque de almacenamiento, se dibuja una línea paralela a la línea de la demanda, pero comenzando en el punto de tangencia al inicio del periodo de sequía. La distancia vertical máxima entre la línea antes trazada y la curva del escurrimiento acumulado, representa la capacidad requerida.

El factor de pico horario tiende a ser elevado para poblados rurales pequeños, por lo general, es menor para comunidades más grandes y pequeños pueblos. En lugares en donde los tanques en los techos y otros recipientes de almacenamiento de agua son comunes, se reducirá en mucho el factor horario de pico. En general se escoge el factor C_{vh} en la escala de 1.5 a 2.0.

Típicamente se diseña un sistema de distribución de agua para satisfacer la demanda horaria máxima. Se puede calcular esta máxima por hora como:

$$D_{mh} = C_{vd} \times C_{vh} \times \text{demanda horaria promedio.} \quad (8)$$

B. Ejemplo:

Determinar la capacidad de almacenamiento que el tanque requiere, para mantener un abastecimiento de agua constante de $2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{mes}$, si en la tabla 3.16 se tienen los siguientes valores de los escurrimientos medios mensuales. Resolverlo por los dos métodos.

Tabla 3.16 Escurrimientos medios mensuales.

1	9.0	10	0.4
2	10.8	11	0.5
3	4.2	12	0.9
4	2.8	13	1.1
5	1.2	14	2.0
6	1.1	15	5.5
7	0.9	16	10.5
8	0.5	17	3.5
9	0.6	18	2.5

Solución:

Los cálculos para la solución gráfica y numérica del problema se muestran en la tabla 3.17.

- La solución gráfica requerida, se muestra en la figura 3.5.
- Para la capacidad necesaria en el tanque de almacenamiento, se dibujó una línea paralela a la línea de la demanda, pero comenzando en el punto de tangencia al inicio del periodo de sequía. La distancia vertical máxima entre la línea antes trazada (con pendiente igual a la demanda de agua $2 \times 10^6 \text{ m}^3$) y la curva del escurrimiento acumulado, representa la capacidad requerida. Como se muestra en la figura 3.5, el valor de la capacidad es $10.8 \times 10^6 \text{ m}^3$, el cual es el mismo valor obtenido con el método aritmético.

3.6 Consideraciones de diseño

Las tuberías que integran la red de distribución deben tener capacidad para satisfacer adecuadamente el consumo destinado a la población, y cuando el caso lo requiera, el consumo propio para incendio, así como la presión necesaria para dar servicios continuo a todas las zonas de la población. Deben tomarse las medidas necesarias para que la buena calidad del agua se conserve.

Tabla 3.17 Cálculos necesarios para la solución del ejemplo.

1	9.0	9.0	2.0	7.0	0.0(7.0)
2	10.8	19.8	2.0	8.8	0.0(15.8)
3	4.2	24.0	2.0	2.2	0.0(18.0)
4	2.8	26.8	2.0	0.8	0.0(18.8)*
5	1.2	28.0	2.0	-0.8	-0.8
6	1.1	29.1	2.0	-0.9	-1.7
7	0.9	30.0	2.0	-1.1	-2.8
8	0.5	30.5	2.0	-1.5	-4.3
9	0.6	31.1	2.0	-1.4	-5.7
10	0.4	31.5	2.0	-1.6	-7.3
11	0.5	32.0	2.0	-1.5	-8.8
12	0.9	32.9	2.0	-1.1	-9.9
13	1.1	34.0	2.0	-0.9	-10.8**
14	2.0	36.0	2.0	0.0	-10.8
15	5.5	41.5	2.0	3.5	-7.3
16	10.5	52.0	2.0	8.5	0.0(1.2)***
17	3.5	55.5	2.0	1.5	0.0(2.7)
18	2.5	58.0	2.0	0.5	0.0(3.2)

- * Es el máximo de reserva con el que se cuenta para el periodo de sequía.
- ** Es el máximo déficit, o la demanda máxima en el periodo de sequía.
El déficit máximo acumulado, representa la capacidad necesaria para el tanque de almacenamiento.
- *** El tanque de reserva se vuelve a llenar para el siguiente periodo de sequía.

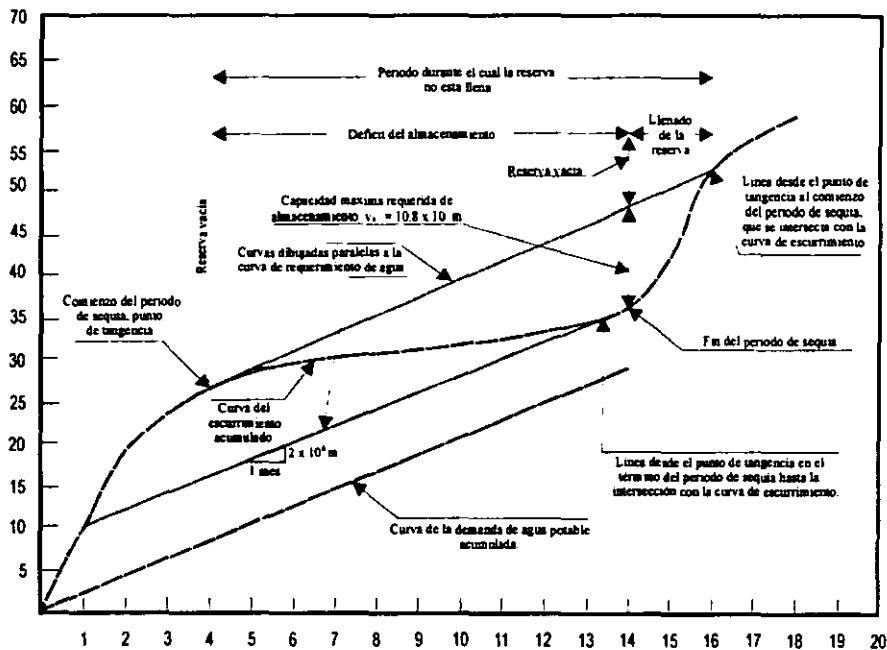


Figura 3.5 Solución gráfica del ejemplo.

El volumen de agua por distribuirse se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el proyecto del Sistema de Aprovisionamiento de agua potable, los datos básicos para el diseño de la red son los siguientes:

- Población del último censo oficial.
- Población actual, estimada con el plano de predios habitados.

Población de proyecto determinada generalmente para un periodo económico de proyecto que variará de 10 a 15 años.

El valor de la dotación, variará de 100 a 150 *l/hab/d*, en función principalmente del clima y del número de habitantes por servir, para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para grandes localidades, se deberán utilizar los valores recomendados por los organismos operadores del área a que se dará servicio.

3.6.1 Errores de estimación.

En el desarrollo y calibración de un modelo de un sistema de distribución de agua, en ocasiones son necesarias algunas estimaciones de demanda de agua. Sin embargo el área de servicio asignada a cada nudo, es normalmente muy grande durante las primeras etapas del desarrollo. Para especificar el tamaño de una tubería, puede ser necesario definir nudos adicionales y dividir los nudos iniciales del área de servicio en varias áreas de servicio más pequeñas, lo que repercute en una mala estimación de las demandas.

Antes de calcular nuevamente las demandas, es necesario revisar la población y las proyecciones del uso del agua en un futuro.

Capítulo 4

Funcionamiento de redes de distribución

*F*uncionamiento de redes de distribución

Para que el agua potable requerida por los habitantes de una ciudad sea proporcionada en la cantidad suficiente y con una presión conveniente, la red de tuberías de distribución debe contar con un funcionamiento hidráulico adecuado y contar con el caudal necesario. Para disponer de estos gastos y presiones se emplean métodos de cálculo estáticos o dinámicos.

Cuando en una red de tuberías que funciona a presión los gastos que circulan y las presiones en cualquier punto de ella no cambian con el tiempo, se tiene el caso de flujo permanente, se la acostumbra llamar *Red Estática*, Para determinarlos analíticamente, se emplean para cada tubería de la red los principios de conservación de la energía y conservación de la masa, (ecuación de continuidad). Además se requiere establecer la ecuación de continuidad donde se unen dos o más tubos.

En una red de tuberías con flujo permanente donde se conoce al menos la carga de presión en uno de sus nudos (puede ser el nivel de la superficie libre del agua de un tanque de almacenamiento) y los gastos que salen de la red (por ejemplo, los gastos suministrados a los usuarios de la red), es posible calcular las presiones en los nudos de la red y los gastos que circulan en cada una de sus tuberías.

Si en la red de tuberías con flujo a presión, los gastos de salida (gastos de demanda) son variables con el tiempo (para proporcionar más agua a usuarios en cierto momento del día), los caudales que fluyen en las tuberías y las presiones en los nudos cambian con el tiempo para adecuarse a estos gastos. Estas condiciones corresponden a una red con flujo no permanente o una *Red Dinámica*.

Para obtener resultados a partir del modelo matemático dinámico, se debe considerar la operación de tanques y válvulas.

También se debe considerar las válvulas que se encuentran dentro de la red y que tienen una abertura constante.

La red primaria para la hora de máxima demanda debe contar con un mínimo de 12 metros de columna de agua (m.c.a.), esto con el fin de garantizar el suministro de agua a los usuarios y para la hora de mínima demanda se debe tener con una carga menor a 30 m.c.a. de tal manera que no existan altas presiones y se puedan evitar las fugas originadas por esta sobrepresión.

4.1 Cálculo de redes

Existen métodos que se utilizan para resolver un sistema de ecuaciones no lineales que finalmente es lo que lleva al análisis de una red, como lo es el *Método de la teoría lineal*, el de *Newton Raphson* o el de *Hardy Cross*, o procedimientos basados en una solución por computadora, algunos de los cuales se encuentran en programas de cómputo comerciales con presentaciones muy atractivas, basados en cálculos estáticos a partir de los gastos de demanda según la hora en que se desean los resultados. Este proceso se le denomina de periodos extendidos, y si bien proporciona valores que dan una idea del comportamiento de la red no considera en las ecuaciones de cálculo a los términos de inercia.

Dentro de paquetes de cómputo de redes más empleados en México se encuentran los códigos CYBERNET y HAPE V. El primero, desarrollado en E.U.A., se maneja bajo el ambiente de AUTOCAD. El segundo, creado en México por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), ambos del tipo de periodos extendidos.

Se encontró que para algunas condiciones de funcionamiento el programa HAPE V., calcula cargas de presión negativas y aún con estas condiciones, se proporciona el gasto de demanda de los usuarios, situación que no corresponde al problema físico. Los gastos de demanda son independientes de la presión de los nudos por donde salen de la red. Con el programa CYBERNET sucede algo similar.

Para simular el funcionamiento hidráulico de la red de una manera más cercana a la real se requiere de un modelo de simulación que contemple los términos aceleración en las ecuaciones

de flujo, los efectos de la variación de niveles en los tanques, del arranque y paro de bombas, de las maniobras de operación de válvulas, etc. Además que el gasto de salida de la red depende de la presión en la red.

Por estas razones se prefirieron los modelos de redes desarrollados en el Instituto de Ingeniería. Adicionalmente, ellos pueden ser modificados y adecuados a las necesidades que se consideren convenientes en los estudios de una determinada ciudad.

La simulación de flujo no permanente se realizó con base en ecuaciones que incluyen la variación respecto al tiempo (que no hacen los otros paquetes), considera que los gastos de salida (gastos suministrados) no son necesariamente iguales a los de demanda. Cabe mencionar que el programa de cómputo del Instituto de Ingeniería todavía no tiene despliegue de resultados en pantalla del monitor de computadora de los paquetes CYBERNET o el HAPE V.

Con la información que proporciona el modelo dinámico del Instituto de Ingeniería se pueden obtener a lo largo de un día presiones sobre el terreno, gastos en las tuberías, gastos suministrados y demandados en cada nudo y déficit, entre otros. Con la información anterior es posible realizar un mejor análisis del funcionamiento en la red, además de elaborar figuras y tablas útiles para interpretar sus resultados.

4.1.1 Antecedentes

La ecuación de la energía planteada en dos secciones transversales de una tubería de longitud L (figura 4.1), que funciona a presión con flujo permanente, queda establecida de la siguientes manera

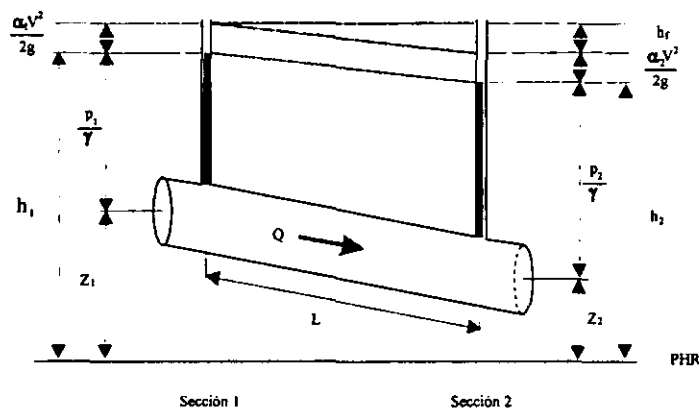


Figura 4.1 Sección transversal de una tubería.

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_r \quad (4.1)$$

Cada uno de los términos de la ecuación 4.1 corresponde a una longitud de carga.

z carga de posición, medido desde un plano horizontal de referencia, (m).

$\frac{p}{\gamma}$ carga de presión, (m).

$\alpha \frac{V^2}{2g}$ carga de velocidad (siendo α el coeficiente de Coriolis, que toma en cuenta la variación de la velocidad real con respecto a la velocidad media, de la sección transversal en estudio), (m).

$\sum_1^2 h_r$ pérdida de carga entre las secciones 1 y 2, (m).

La ecuación 4.1 establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo [FL/L]. La carga de posición es la energía potencial; la carga de presión es la energía correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión ; la carga de velocidad es la energía cinética de toda la vena líquida; la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor) que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento.

A. Cálculo de pérdidas

En la ecuación 4.1 el término $\sum_1^2 h_r$ está constituido por la pérdida debida a la fricción $\left(\sum_1^2 h_f\right)$ y las pérdidas menores $\left(\sum_1^2 h_m\right)$, esto es:

$$\sum_1^2 h_r = \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_m \quad (4.2)$$

- *Pérdidas de energía locales o menores:*

Las pérdidas de energía denominadas locales o menores, se deben a los cambios de geometría de la sección, los dispositivos para el control de las descargas y las modificaciones necesarias en la dirección de la tubería, para apegarse a los accidentes topográficos.

La magnitud de las pérdidas locales se expresa, como una fracción de la carga de velocidad, de la forma siguiente:

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} \quad (4.3)$$

donde

- k es el coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida de que se trate, el número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.
- V velocidad media, (m/s).
- g aceleración de la gravedad, (m/s²).
- h_m pérdida locales, (m).

En ocasiones, la determinación de las pérdidas locales por medio de la ecuación anterior ofrece dificultades y por esta razón se recurre a otros métodos, como el de las longitudes equivalentes, que consiste en añadir a la longitud real de la tubería, para efectos de cálculo, longitudes de tubos con el mismo diámetro del conducto en estudio, capaces de causar las mismas pérdidas de carga ocasionadas por las piezas a las que sustituyen (Paschoal, 1983).

El concepto de pérdida por fricción, se refiere a la energía disipada por el esfuerzo cortante o debido a la fuerza de resistencia que se opone al movimiento del flujo.

Para el análisis del funcionamiento hidráulico de una red de distribución de agua en régimen permanente (red estática), es necesario contar con las cargas en los extremos de sus tubos y los gastos que fluyen en los mismos. Para determinarlas analíticamente, se emplean para las tuberías de la red los principios de conservación de la energía y conservación de la masa (ecuación de continuidad). Además se requiere establecer la ecuación de continuidad donde se unen dos o más tubos.

De la ecuación 4.1 se tiene

$$z_s + \frac{p_s}{\gamma} + \alpha_s \frac{V_s^2}{2g} = z_i + \frac{p_i}{\gamma} + \alpha_i \frac{V_i^2}{2g} + h_f \quad (4.4)$$

considerando que

$$h_s = z_s + \frac{P_s}{\gamma}$$

y

$$h_i = z_i + \frac{P_i}{\gamma}$$
(4.5)

la ecuación 4.1 se escribe de la siguiente manera

$$h_s + \alpha_s \frac{V_s^2}{2g} = h_i + \alpha_i \frac{V_i^2}{2g} + h_f$$
(4.6)

para una tubería con área de sección transversal constante $A_s = A_i$ la ecuación de continuidad define que $A_s V_s = A_i V_i$, por consiguiente $V_s = V_i$. Si al mismo tiempo, se acepta que $\alpha_s = \alpha_i = 1$, la ecuación 4.6 se reduce a

$$h_f = h_s - h_i$$
(4.7)

De acuerdo con esta expresión, la pérdida de carga es igual a la caída de carga que se presenta en la tubería entre las secciones s e i .

- *Resistencia al flujo*

Existe una gran variedad de fórmulas para calcular la resistencia al flujo en las tuberías, destacándose entre ellas las de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

Se considera que la fórmula de Darcy-Weisbach es más completa porque toma en cuenta distintas condiciones del flujo (laminar, transición, turbulento rugoso, etc.) para conducciones a presión, a diferencia de las planteadas por Manning o Hazen-Williams por que el factor de fricción f es función, además de la rugosidad relativa, de la velocidad del flujo, del diámetro de la tubería y de la viscosidad cinemática, es decir de variables hidromecánicas que permiten un cálculo más fiel, (Rojas, 1994).

La expresión de la fórmula de Darcy- Weisbach es la siguiente:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

donde:

- h_f pérdida de carga generada por la disipación de energía debido al esfuerzo cortante, (m)
- f factor de fricción (adimensional)
- L longitud de la tubería, (m).
- D diámetro interno de la tubería, (m).
- V velocidad media del flujo, (m/s).
- g aceleración de la gravedad, (m/s²).

- *Coefficiente de fricción*

Para encontrar el valor del factor de fricción f , se usa la formula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.71D} + \frac{2.51}{R \sqrt{f}} \right] \quad (4.9)$$

Donde:

- f factor de fricción, (adimensional).
- ε rugosidad, (mm).
- D diámetro interior del tubo, (mm).
- R número de Reynolds, (adimensional).

En el caso de un conducto cilíndrico a presión el número de Reynolds está dado por la expresión

$$R = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{VD}{\nu} \quad (4.10)$$

donde:

- V velocidad media, (m/s).
- D diámetro interior del tubo, (mm).
- ν Viscosidad cinemática del agua, (m²/s).

La viscosidad cinemática “ ν ” varia con la temperatura ver figura 4.2, es igual a la viscosidad dinámica μ en $kg_f s/m^2$, dividida por la densidad de masa ρ en $kg_f s^2/m^4$, la ventaja de utilizar esta propiedad es sus dimensiones $[L^2 T^{-1}]$, independientes de los conceptos masa y fuerza, el coeficiente ν representa características semejantes a las de μ , ésta una constante de proporcionalidad que representa la magnitud característica de la viscosidad del fluido, es función principalmente de la temperatura y la presión p representa la masa del fluido contenida en la unidad de volumen, se le llama viscosidad cinemática.

Se sabe que

$$\nu = \frac{Q}{A} \quad (4.11)$$

sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 4.8 se tiene

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.12)$$

si además

$$C = f \frac{L}{D} \frac{1}{2gA^2} \quad (4.13)$$

donde

$$A = \pi D^2 / 4 \quad (4.14)$$

como C es un parámetro que depende de las características geométricas de la tubería, la ecuación 4.8 se puede escribir como

$$h_f = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.15)$$

donde C_j se calcula con los datos del tubo j y Q_j es el gasto que fluye por él.

Por otra parte, si se toma en cuenta la ecuación 4.15 en la 4.7 se obtiene

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.16)$$

Despejando el gasto Q_j

$$Q_j = \left(\frac{I}{C_j} \right)^{1/2} \sqrt{h_s - h_i} \quad \text{si} \quad h_s > h_i \quad (4.17)$$

cuya solución en general se plantea de la siguiente manera

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si} \quad h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si} \quad h_s < h_i \end{cases} \quad (4.18)$$

El coeficiente k_j está definido como

$$k_j = \left(\frac{I}{C_j} \right)^{1/2} \quad (4.19)$$

La gráfica que relaciona estas expresiones es conocida como Diagrama de Moody, ver figura 4.3.

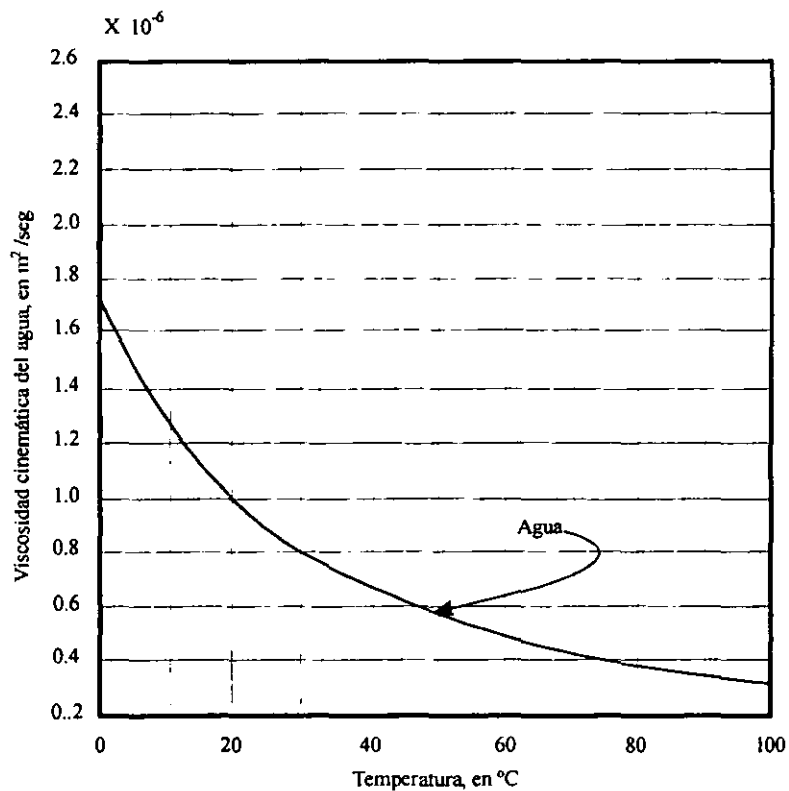


Figura 4.2 Variación de la viscosidad cinemática con la temperatura.

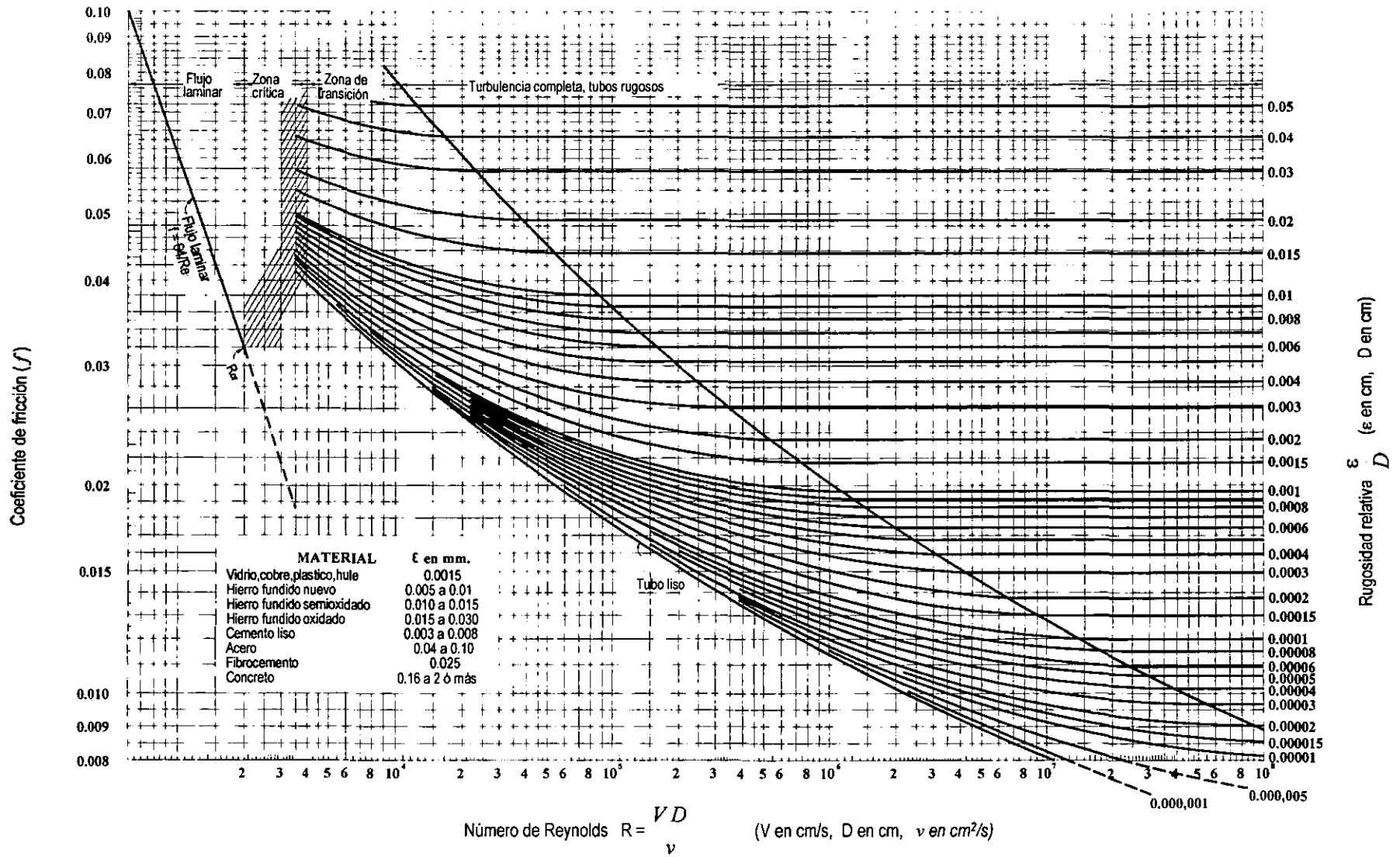


Figura 4.3 Diagrama Universal de Moody.

Normalmente para el cálculo hidráulico de una red de tuberías, trabajando a presión, se utiliza únicamente la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

4.2 Métodos estáticos

Se mencionarán cuatro métodos de solución para resolver un sistema de ecuaciones no lineales, debido a que finalmente es lo que conlleva a la solución de la red, incluyendo el realizado en el Instituto de Ingeniería.

Por facilidad de cálculo la red se puede analizar por circuitos, por lo que se debe asignar convencionalmente (si se trata de los gastos) signos positivos a los gastos que circulan conforme a la dirección de las manecillas del reloj y negativos en caso contrario.

4.2.1 Método de la teoría lineal

El método de la teoría lineal ayuda a resolver los sistemas de ecuaciones pertenecientes a redes aún cuando se cuenta con bombas y depósitos o cuando no se conocen los gastos externos a la red, ya que pueden ser obtenidos como parte de la solución; tiene varias ventajas sobre los métodos de Newton-Raphson y Hardy Cross (que más adelante se describirán), ya que en primer lugar no se requieren datos precisos para comenzarlos a aplicar y en segundo lugar siempre tiende a converger con relativa facilidad (Pocas iteraciones).

Si se recuerda que la carga total disponible en una tubería está dada por la ecuación:

$$h_f = C_j Q_j^{n-1} Q_j \quad (4.20)$$

escrita como sigue:

$$h_f = C_j Q_j^{n-1} \cdot Q_j = C'_j Q_j \quad (4.21)$$

donde el coeficiente C'_j esta definido por cada tubería como el producto de C_j multiplicado por Q_j^{n-1} , siendo éste último una estimación casi igual al caudal que fluye en la tubería. Si se aplica este artificio en las expresiones obtenidas con la aplicación de la ecuación de la energía en los circuitos de la red a analizar, se puede formar un sistema de ecuaciones compatible; que

por otro lado, estará constituido con las ecuaciones resultantes de la aplicación del principio de continuidad en cada nudo.

El sistema de ecuaciones planteado es lineal, cuya solución es relativamente fácil de obtener, sin embargo, la solución inicial no necesariamente será la correcta porque el gasto Q_j^{n-1} (en las expresiones resultantes de la aplicación de la ecuación de la energía) probablemente no se estimó igual al gasto Q_j . Pero, si se repite el proceso una vez que se mejoró la estimación de Q_j , eventualmente el Q_j^{n-1} será igual a Q_j , después de esta iteración la solución correcta habrá sido obtenida.

Cuando se aplica el método de la teoría lineal no se requiere proporcionar una suposición inicial del gasto como aparentemente se necesita, es decir, en la primera iteración el valor de C'_j puede ser igual al de C_j , lo cual implica que el valor del gasto Q_j^{n-1} sea igual a la unidad. Es posible observar durante la aplicación del método que las iteraciones sucesivas siempre convergen. Wood sugiere que después que han sido obtenidas dos soluciones iterativas, el promedio de ambas sea utilizado para la siguiente iteración, esto es:

$$Q_j^n = \frac{Q_j^{n-1} + Q_j^{n-2}}{2} \quad (4.22)$$

La solución del sistema de ecuaciones lineales se puede conseguir utilizando alguno de los siguientes métodos: Eliminación de Gauss. Eliminación de Gauss-Jordan, Descomposición LU, Gauss-Seidel, Sobrerelajación, Jacobi, etc. Se recomienda que se use uno que aproveche la gran cantidad de coeficientes de las incógnitas que son los nulos.

En el cálculo del parámetro C es necesario conocer el coeficiente de rugosidad (el factor de fricción f si se utiliza la expresión de Darcy Weisbach), que requerirá conocer la velocidad, por lo que inicialmente se tendrá que proponer un valor característico del coeficiente de rugosidad de acuerdo con las condiciones establecidas y la expresión a emplear. Una vez determinados los gastos en la primera iteración de la secuela del cálculo se hará la corrección requerida en los parámetros C de cada tubería para la siguiente iteración, y así sucesivamente.

El método es aplicable aún en redes alimentadas por bombas o en las que se cuenta con dispositivos como válvulas reductoras de presión. Actualmente existen programas basados en este método que permiten realizar eficientemente un análisis de una red, (Fuentes y Martínez, 1988).

4.2.2 Método de Newton-Raphson

Uno de los métodos ampliamente utilizados para resolver ecuaciones implícitas (no lineales) es el de Newton-Raphson. Su extensa aplicación se debe a que una vez obtenida la primer derivada de la función converge rápidamente a la solución.

La solución de la ecuación $f(x) = 0$ es obtenida por medio de la fórmula iterativa

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (4.23)$$

La ecuación anterior se deduce de la serie de Taylor escrita en la forma

$$f(x + \Delta x) = f(x) + f'(x)\Delta x + \frac{1}{2!} f''(x)\Delta x^2 + \dots + \frac{1}{m!} f^m(x)\Delta x^m \quad (4.24)$$

Si se toma en cuenta que $\Delta x = x_{n+1} - x_n$ y que el valor calculado a partir del tercer término después de la igualdad de la serie de Taylor es muy pequeño, razón por la cual no tiene caso considerarlo; entonces

$$x + \Delta x = x_n + (x_{n+1} - x_n) = x_{n+1} \quad (4.25)$$

y la ecuación 4.24 se puede escribir como

$$f(x_{n+1}) = f(x_n) + f'(x_n) (x_{n+1} - x_n) \quad (4.26)$$

En el método se desea que $x_{n+1} \approx \alpha$ (α , es la raíz), por consiguiente $f(x_{n+1}) = 0$ y la ecuación 4.26 se escribe

$$0 = f(x_n) + f'(x_n) (x_{n+1} - x_n) \quad (4.27)$$

finalmente si se despeja la incógnita x_{n+1} se llega a la ecuación 4.23

Para extender la aplicación de este método de una sola función a un sistema de ecuaciones con varias variables, equivale a reemplazar la variable independiente x y la función $f(x)$ por los vectores \bar{x} y $\bar{f}(x)$, de la misma forma la inversa del jacobiano J^{-1} sustituye al elemento $1/f'(x)$, de tal modo que se tendrá

$$\bar{x}_{n+1} = \bar{x}_n - J^{-1} \bar{f}(x_n) \quad (4.28)$$

Al resolver un sistema de ecuaciones donde las incógnitas son las cargas en el sistema, el vector \bar{x} se convertirá en el vector h , si por otro lado, los valores buscados son los gastos que circulan por tuberías, dicho vector será $\Delta\bar{Q}$; los elementos de los que estarán constituidos estos vectores serán

$$\bar{h} = \begin{bmatrix} h_1 \\ h_2 \\ . \\ . \\ h_n \end{bmatrix} \quad \Delta\bar{Q} = \begin{bmatrix} \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \\ . \\ . \\ \Delta Q_n \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

La matriz J , denominada jacobiano, es la que está constituida por las derivadas de las funciones del sistema, el primer renglón será la derivada de la primera función con respecto a las variables independientes, de la misma forma el segundo renglón estará constituido por las derivadas de la segunda función con respecto a las variables independientes, respetando el orden establecido inicialmente y así sucesivamente; por ejemplo el jacobiano cuando se tienen las cargas como incógnitas es el de la ecuación 4.29.

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial h_1} & \frac{\partial f_1}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial h_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial h_1} & \frac{\partial f_2}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial h_n} \\ . & . & . & . \\ \frac{\partial f_n}{\partial h_1} & \frac{\partial f_n}{\partial h_2} & \dots & \frac{\partial f_n}{\partial h_n} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

El último término de la ecuación 4.28 contiene la inversa del jacobiano (J'), sin embargo, en el caso de la aplicación del método de Newton-Raphson no conviene obtener dicha inversa y premultiplicarla por el vector de funciones $\bar{f}(x)$ como la aplica la ecuación antes mencionada. Lo que generalmente se emplea, es la solución de un vector z del siguiente sistema lineal $Dz = f$ el cual es sustraído de una previa iteración con un vector de valores supuestos. Si tomamos nuevamente un sistema de ecuaciones donde las cargas son las incógnitas, la fórmula iterativa de Newton-Raphson estará definida por la ecuación 4.30.

$$\bar{h}_{n+1} = \bar{h}_n - \bar{z}_n \quad (4.30)$$

La equivalencia de las ecuaciones 4.28 y 4.30 es evidente ya que $\bar{z} = D^{-1}f$. Esto se hace con el objeto de facilitar la programación por computadora del método, porque de lo contrario sería necesario encontrar la inversa de la matriz J y ello implica más cálculos que procediendo de otro modo.

El método de Newton-Raphson por lo tanto obtiene la solución de un sistema de ecuaciones no lineales por medio de iteraciones en un sistema de ecuaciones lineales. En este sentido el método es similar al de la teoría lineal, ambos pueden emplear el mismo algoritmo de solución; sin embargo, el jacobiano es una matriz simétrica que facilita la obtención de resultados y en consecuencia, se prefiere su empleo.

En este método se requiere al inicio de una suposición de valores con una aproximación razonable a los resultados finales, porque de lo contrario es posible que no tienda a converger, pero probablemente es la mejor opción para resolver sistemas de ecuaciones grandes. Además, los programas de cómputo que en él se basan tienen la ventaja de ocupar menos capacidad de memoria durante su operación.

4.2.3 Método de Hardy Cross

Este método consiste en aproximaciones sucesivas que pueden aplicarse a los gastos supuestos en un principio o bien a las pérdidas de carga iniciales.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

A. Balanceo de cargas por corrección de gastos acumulados.

Debido a que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías, en el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross, se procede a calcular los errores contenidos en la distribución de gastos inicialmente supuestos en un circuito, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido del circuito sea la misma o insuficiente; y se alcance así el equilibrio hidráulico en la red.

Si se analiza el siguiente circuito

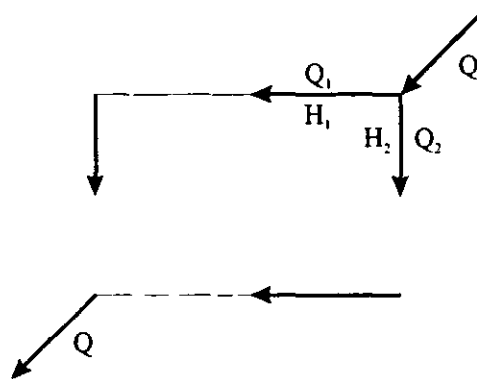


Figura 4.4 Circuito en análisis.

A cada gasto Q_1 y Q_2 corresponden pérdidas de carga H_1 y H_2 respectivamente, las pérdidas en función del gasto están dadas por la ecuación

$$H = C Q^m \quad (4.31)$$

donde

- C es una constante que depende de la tubería,
- m es una constante común en todas las tuberías, adopta el valor de 2 cuando se aplican las fórmulas de Darcy-Weisbach y Manning, y un valor de 1.852 para el uso de la expresión de Hazen-Williams.

Tomando Q_1 y Q_2 de un sistema balanceado hidráulicamente se tendrá

$$H_1 = C_1 Q_1^m \quad (4.32)$$

$$H_2 = C_2 Q_2^m \quad (4.33)$$

Entonces $H_1 = C_1 Q_1^m$ debe aplicarse ser igual a $H_2 = C_2 Q_2^m$, o sea, $H_1 - H_2 = 0$. Lo más usual en un primer ensayo es que $H_1 \neq H_2$.

Por consiguiente debe aplicarse una corrección a los valores iniciales Q_1 y Q_2 ; así por ejemplo, si $H_1 < H_2$, Q_1 necesita un incremento q quedando $Q_1' = Q_1 + q$, mismo que debe ser restado al Q_2 , por lo que $Q_2' = Q_2 - q$.

Si q es la corrección real, tenemos que $H_1' - H_2' = 0$, o bien

$$C_1 (Q_1 + q)^m - C_2 (Q_2 - q)^m = 0 \quad (4.34)$$

Si se desarrollan los binomios de la ecuación 4.34 y se considera que la primera estimación del gasto ha sido razonable de tal forma que q será pequeño pudiéndose desprestigiar algunos términos, se llega a la expresión:

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{m \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)} \quad (4.35)$$

en donde Q_1 , Q_2 , H_1 y H_2 tienen los signos correspondientes (+ ó -) según el sentido del recorrido, generalizando la expresión 4.35.

$$q = - \frac{\sum H}{m \sum \frac{H}{Q}} \quad (4.36)$$

El número de correcciones que debe hacerse depende de la aproximación del gasto distribuido en la primera estimación y del grado de exactitud deseado en los resultados.

Para efectuar los cálculos conviene tabular los siguientes datos: el número del circuito por analizar, que en primer lugar será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir de los puntos de alimentación al igual que su longitud, gasto acumulado

(de acuerdo con el sentido del recorrido y el criterio del proyectista) y diámetro supuesto, para las dos ramas del circuito; en seguida, se tendrán que anotar los datos de los demás circuitos. Previamente, se deben consignar en la tabla los datos de la línea de alimentación y la cota de terreno del tanque.

Tabulados los datos se determinan las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y se hacen las correcciones que sean necesarias a los diámetros supuestos, a continuación se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pérdidas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Generalmente, con dos correcciones que se hagan se obtiene el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas.

Logrando el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas de cálculo las elevaciones de terreno para cada uno de los tramos considerados; después se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales; las que deberán estar comprendidas entre los valores recomendados.

En caso contrario, se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

B. Balanceo de gastos por corrección de cargas.

Si los gastos son conocidos y hay varias entradas, la distribución del gasto puede determinarse por el método de balanceo de gastos. Se deben conocer las cargas de presión en las entradas y salidas.

El método se basa en considerar que la suma de los gastos en un nudo es igual a cero y que los gastos de entrada y salida están dados con signo contrario.

La carga supuesta en toda la tubería está definida por la ecuación 4.3.11 y la carga corregida por la siguiente ecuación

$$H + h = C (Q+q)^m = C (q^m + m q Q^{m-1} + \dots) \quad (4.37)$$

en donde h es la corrección de la carga, sustituyendo las ecuaciones 4.3.11 y $H/Q = C Q^{m-1}$ se tendrá

$$H + h = H + m q \frac{H}{Q} \quad (4.38)$$

por lo que $q = \frac{h}{m} \frac{Q}{H}$ en cada nudo. Exceptuando los nudos de entrada y salida, la suma de los gastos corregidos debe ser igual a cero, por lo que se tendrá $\sum(Q + q) = 0$, $\sum Q = -\sum q$, pero

$$\sum q = \frac{h}{m} \sum \frac{Q}{H} \quad (4.39)$$

despejando la corrección de la carga h

$$h = -\frac{m \sum Q}{\sum \frac{Q}{H}} \quad (4.40)$$

el valor de m dependerá de la expresión empleada para el cálculo de las pérdidas por fricción.

La secuencia de cálculo para la aplicación de este método es la siguiente:

- Se calcula la pérdida de carga en los tramos (diferencia de niveles).
- Se supone que los gastos de entrada a un nodo tendrán signo positivo y los de salida negativo.
- Se encuentra el gasto en cada tramo, teniendo como datos el coeficiente de rugosidad, la longitud y diámetro de la tubería y la carga H .

- Se encuentra la corrección h con la expresión 4.1.3.10.
- Se suma algebraicamente $H+h$ obteniendo la H_1 , el proceso se repite hasta alcanzar una corrección tan pequeña como se quiera.
- Se encuentra la H compensada. Se hacen en forma arbitraria de tal manera que la suma de Q sea igual a cero (gastos en el nudo equilibrados).

4.3 Métodos del Instituto de Ingeniería

4.3.1 Método estático (Red de tuberías en régimen permanente)

El método de cálculo (Fuentes y Sánchez, 1991) se basa en los principios de conservación de cantidad de masa y energía.

A. La ecuación de continuidad

Para un nudo la ecuación de continuidad para flujo permanente implica que la suma de los gastos que entran a él sea igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece un sistema de ecuaciones lineales en términos de los gastos, que se puede escribir así

$$\sum Q_j = q_n \quad (4.41)$$

donde la suma se hace para todos los tubos j conectados al nudo n , Q_j es el gasto que fluye dentro del tubo j y q_n es el gasto de demanda del nudo n .

B. Ecuación del gasto que fluye en una tubería

Para obtener los gastos Q_j que circula en cualquier tubería de la red se emplea la ecuación de la energía. Al aplicarla entre los nudos s e i de los extremos de una tubería se encuentra que

$$h_s - h_i = C_j |Q_j| Q_j \quad (4.42)$$

donde C esta dado como

$$C_j = 0.0826 \frac{f_j L_j}{D_j^5} \quad (4.43)$$

Este coeficiente considera a la pérdida de carga que se desarrolla durante el movimiento de un fluido a través de una tubería, depende de la velocidad del flujo (v), el diámetro (D), la longitud (L), la rugosidad de la tubería (ε), la densidad del fluido (ρ) y viscosidad (ν) del fluido. Además f el factor de pérdida de la fórmula de Darcy-Weisbach.

Al despejar de la ecuación 4.41 gasto se llega a

$$Q_j = \begin{cases} k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s \geq h_i \\ -k_j (h_s - h_i)^{1/2} & \text{si } h_s < h_i \end{cases} \quad (4.44)$$

En la ecuación anterior se considera

$$k_j = \left(\frac{1}{C_j} \right)^{1/2} \quad (4.45)$$

Con base en el desarrollo hasta la primera derivada de la serie de Taylor de la función del gasto dada por la ecuación 4.41 se obtiene la aproximación escrita a continuación

$$Q_j^{k+1} = \alpha_j^k (h_i^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q_j^k \quad (4.46)$$

siendo

$$\alpha_j^k = \frac{1}{2C_j |Q_j^k|} \quad (4.47)$$

En las dos ecuaciones anteriores k es superíndice que representa al número de iteración. Esta es una adecuada aproximación lineal de la ecuación de flujo en una tubería, tal que al aumentar el valor de k la ecuación 4.46 tiende a ser igual a la ecuación 4.44.

C. Sistema de ecuaciones a resolver

Al sustituir los gastos dados por la ecuación 4.44 en la ecuación 4.41 de cada uno de los nudos de la red se plantea el sistema no lineal de ecuaciones siguiente

$$\sum F_j(h) = q_n \quad (4.48)$$

donde la suma se efectúa para todos los tubos j conectados al nudo n y $F(h)$ es una función no lineal de las cargas de los extremos de estos tubos.

La solución de la red consiste en calcular las cargas h que satisfacen simultáneamente el sistema de ecuaciones 4.48. Una vez obtenidas las cargas, es posible con ayuda de la ecuación 4.44 calcular los gastos que fluyen en las tuberías.

Si los gastos (en el entendido que corresponden a los valores de gasto de la iteración k) de cada tubería de la red se expresan en términos de las cargas de presión por medio de la ecuación 4.46 y se sustituyen en el sistema de ecuaciones en lugar del sistema, se forma un sistema de ecuaciones lineales cuyas incógnitas son las cargas de presión en la iteración $k + 1$. Este se puede escribir de la manera siguiente

$$A \{h^{k+1}\} = B \quad (4.49)$$

o bien

$$\sum G(h) = q_n \quad (4.50)$$

donde $G(h)$ es una función lineal de los niveles piezométricos de los extremos de las tuberías conectadas al nudo n , A , la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones (depende de los parámetros α^k), $\{h^{k+1}\}$ 1 vector de incógnitas y b vector de términos independientes (depende de q_n , α^k de las tuberías conectadas a tanques y el nivel piezométrico de los tanques).

D. Procedimiento de cálculo

El procedimiento consiste en lo siguiente. Se asignan valores arbitrarios no nulos a Q^k los valores de α^k . Con base en ellos se obtienen con la ecuación 4.49 y luego se forma el sistema de

ecuaciones lineales 4.49. Posteriormente, al resolver este sistema, se encuentra h^{k+1} . Con h^{k+1} , α^k y Q^k se calcula Q^{k+1} . Cuando Q^k y Q^{k+1} (para todas las tuberías) son aproximadamente iguales se dice que se obtuvo la solución de la red. De otro modo, se asignan a las variables de la iteración k , las de la iteración $k+1$ y se repite el cálculo desde el cálculo de los parámetros α^k . En la figura 4.5 se presenta un diagrama de bloques que muestra los pasos de éste método.

El procedimiento descrito también puede considerar gastos suministrados a través de bombas, descargas libres y pérdidas locales (válvulas, codos, etc.).

4.3.2 Método matemático dinámico

En los sistemas de abastecimiento de agua potable el suministro se hace mediante tanques de regulación, sistemas de bombeo y pozos.

En los métodos de cálculo de redes del Instituto de Ingeniería se considera que los gastos de salida podrán satisfacer la demanda cuando se cuente con una presión mayor o igual a una presión mínima aceptable, y en el caso de valores menores el gasto suministrado es función de la presión existente, por lo que la demanda sólo será cubierta parcialmente, dando lugar a un déficit en el servicio.

En el modelo dinámico se considera la forma en que funcionan tanques, bombas y válvulas. Se revisa que al poner en operación un tanque, es necesario que su carga sea superior a la carga de la red, o bien en el caso de las bombas, se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga se encuentra dentro del intervalo de operación definido con su curva característica.

Con este modelo se determina la posibilidad de cumplir con los gastos de demanda, se revisa el comportamiento hidráulico de la red, se verifica el tamaño de los tanques y se establecen políticas de operación.

El empleo del modelo dinámico se basa en la solución de las ecuaciones de continuidad y de cantidad de movimiento de flujo no permanente funcionando a presión. Para ello se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito, por lo que es necesario resolver un sistema de ecuaciones.

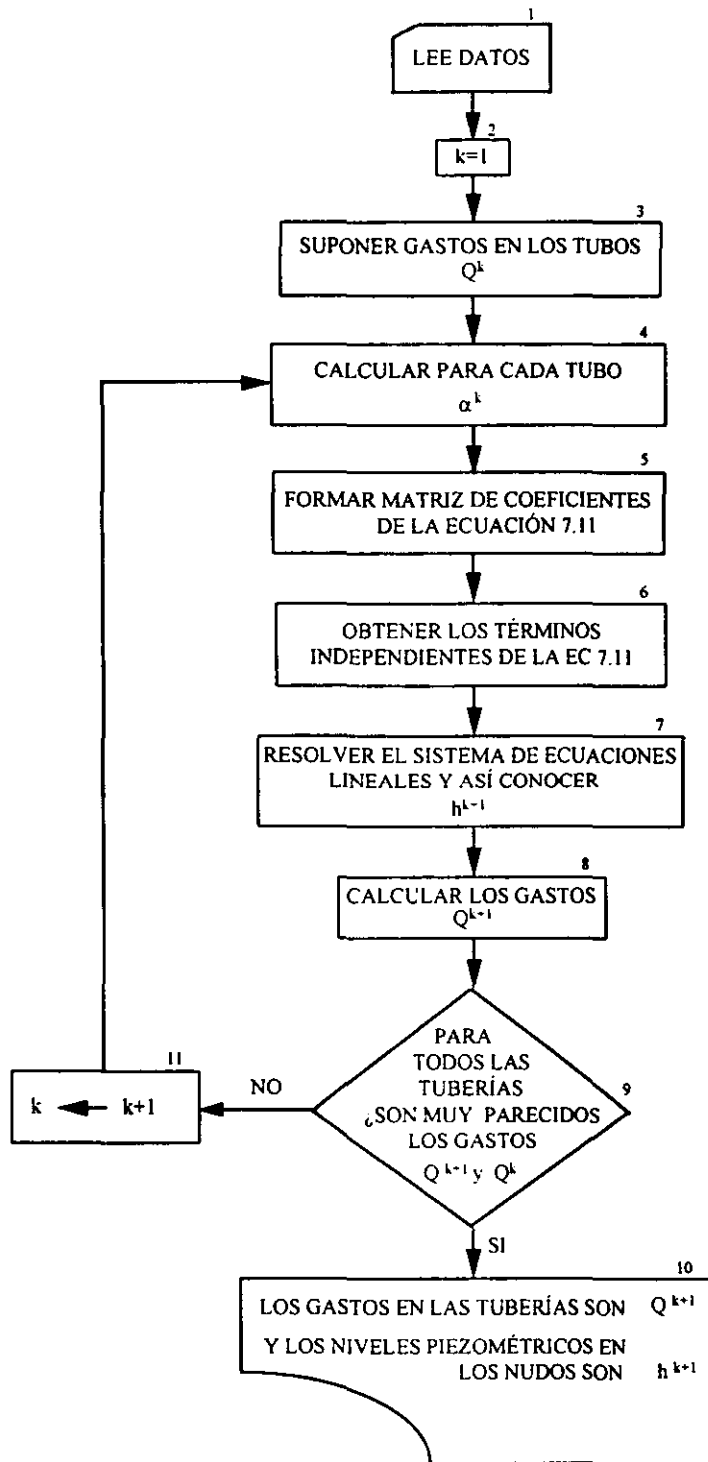


Fig. 4.5 Diagrama de bloques del modelo Sánchez-Fuentes.

La simulación del funcionamiento del flujo de agua en la red comienza con el cálculo de cargas y gastos en toda la red en régimen permanente (para el tiempo inicial). Para ello, se debe conocer los niveles del agua en los tanques de almacenamiento y los gastos de la demanda para el tiempo en que principia la simulación del flujo en la red.

A. Red de tuberías en régimen no permanente

El modelo dinámico se basa en la solución de las ecuaciones diferenciales de continuidad y de cantidad de movimiento de flujo no permanente funcionando a presión. Para ello se emplea un esquema de diferencias finitas de tipo implícito (Sánchez, 1978).

B. Ecuación de continuidad en cada nudo.

En cada nudo i de la red y para el tiempo $t = k \Delta t$, se establece que la suma de los gastos que entran es igual a la de los gastos que salen; así se plantea que

$$\sum Q_j^{k-1} = q_D^{k-1} \quad (4.51)$$

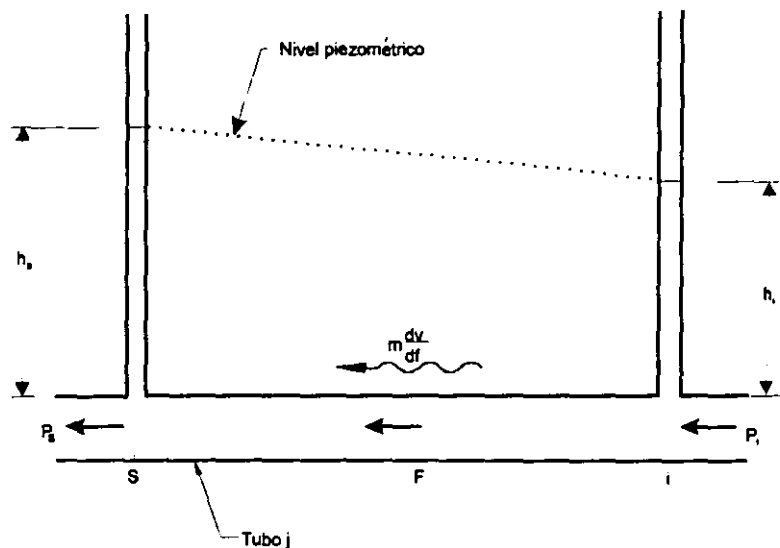


Figura 4.6 Fuerzas que actúan en el tiempo t .

donde la suma se lleva a cabo para todas las tuberías j conectadas al nodo n y q_n es el gasto suministrado en este nudo.

C. Ecuación de conservación de cantidad de movimiento en una tubería.

Para un tubo cualquiera de la red con extremos s e i (figura 4.6), aplicando el principio de conservación de cantidad de movimiento, se obtiene que

$$Q_j^{k-1} = \alpha_j^k (h_s^{k-1} - h_i^{k-1}) + \gamma_j^{k-1} \quad (4.52)$$

donde

$$\alpha_j^k = \frac{\theta}{\frac{l_j}{a_j g \Delta t} + 2\theta C_j |Q_j^k|} \quad (4.53)$$

$$\gamma_j^k = \frac{(1-\theta)(h_s^k - h_i^k) + (2\theta - 1)C_j |Q_j^k| Q_j^k + \frac{l_j Q_j^k}{a_j g \Delta t}}{\frac{l_j}{a_j g \Delta t} + 2\theta C_j |Q_j^k|} \quad (4.54)$$

donde Δt es intervalo de tiempo, a es el área transversal del tubo, l la longitud del tubo, g la aceleración de la gravedad, θ es un factor de peso (comprendido entre cero y uno), C está dado por la ecuación 4.45 y k es un superíndice que indica el valor de la variable en el tiempo $t = k \Delta t$. La ecuación 4.54 relaciona las cargas piezométricas en los extremos de la tubería con el gasto que circula por ella en el instante k (suponiendo que el flujo es de s a i). En estas ecuaciones se acepta que las variables en el instante k son conocidas.

E. Otras ecuaciones

Las ecuaciones para tuberías que tiene en un extremo un tanque, se definen de manera similar a la ecuación 4.46, solo que en este caso el nudo s corresponde al nivel del tanque. Además, se tiene cuidado de considerar que el tanque sólo proporciona agua a la red cuando su carga h_s es

mayor que la de los nudos de la red (h_i) ligados al tanque (figura 4.7 siempre y cuando exista agua en el tanque).

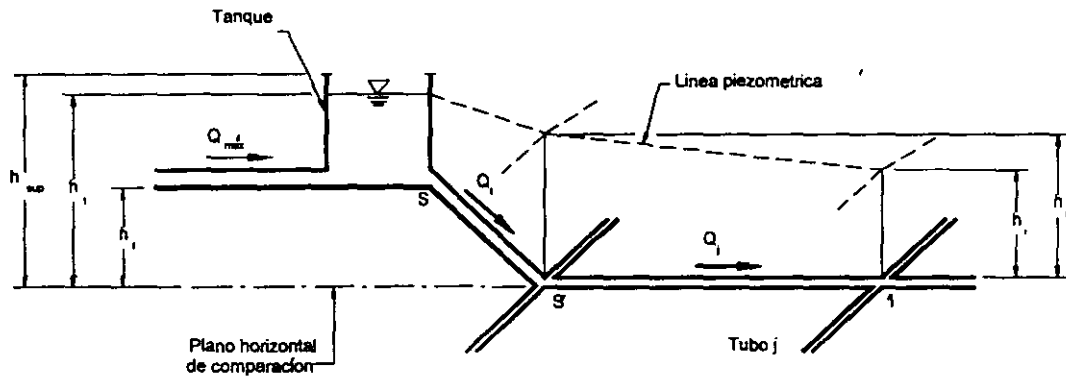


Fig. 4.7 Consideraciones para las ecuaciones del tanque.

El nivel en el tanque h_s se modifica en cada instante de acuerdo con el ingreso desde el exterior Q_{ent} y el gasto que proporciona el tanque a la red Q_T^k , por lo cual el cambio en el tiempo de almacenamiento está dado por

$$\frac{h_s^{k+1} A}{\Delta t} = Q_{ent} - Q_T^k \quad (4.55)$$

siendo A el área transversal del tanque. El nivel piezométrico h_s^{k+1} es conocido en el sistema de ecuaciones lineales 4.56.

Para tomar en cuenta el funcionamiento de tanques de almacenamiento, bombas, descargas libres, gastos constantes de ingreso y válvulas se requiere plantear ecuaciones a cada caso.

F. Sistema de ecuaciones

Al sustituir en esta expresión los gastos dados por la ecuación 4.53, se forma un sistema de ecuaciones lineales que tiene como incógnitas los niveles piezométricos en el tiempo $t = (k + 1) \Delta t$, sea

$$A h^{(k+1)} = B \quad (4.56)$$

La solución del sistema de ecuaciones anterior proporciona los niveles piezométricos a partir de ellos se obtienen (por medio de la ecuación 4.54 los gastos Q^{k+1} que fluyen en las tuberías en el tiempo $t = (k+1) \Delta t$.

G. Procedimiento de cálculo

En la figura. 4.8 se muestra el diagrama con los pasos principales del modelo dinámico.

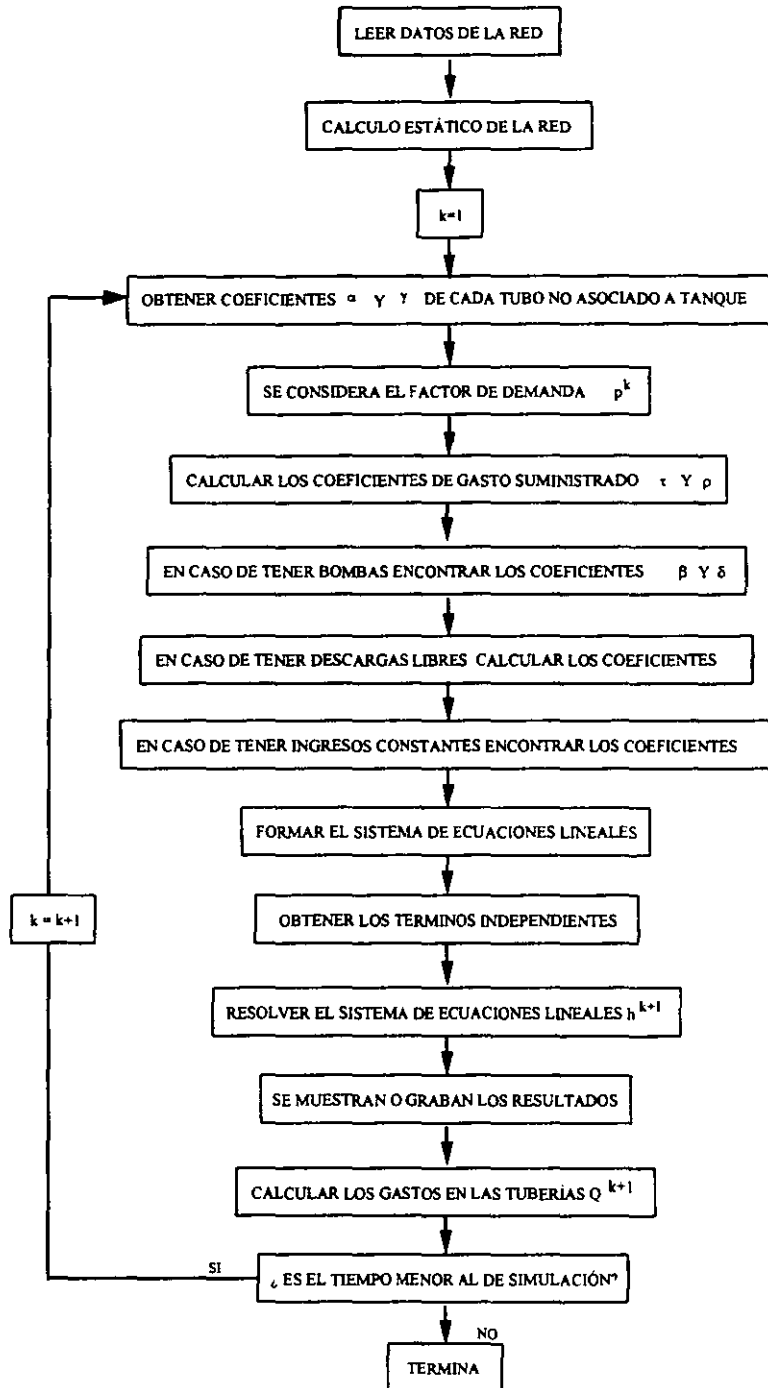


Fig. 4.8 Diagrama de bloques del modelo dinámico.

Capítulo 5

*Difusión de sustancias en redes de
tuberías*

*D*ifusión de sustancias en redes de tuberías

*L*as ecuaciones de difusión describen el transporte en la vida celular, en la eficiencia de la destilación y la dispersión de contaminantes. En muchos casos, la difusión ocurre secuencialmente con otros fenómenos. Cuando en el proceso es el paso más lento, limita su rango. Por ejemplo, la difusión frecuentemente restringe la eficiencia de la destilación comercial y el rango de reacción industrial usando catalizadores porosos.

5.1 Concentración

El cálculo de la difusión en fluidos heterogéneos (constituido por más de una sustancia o especie) se hace con base en la ecuación de conservación de masa, que debe verificarse para cada componente o especie del. Por simplicidad, las discusiones siguientes se referirán siempre a un sistema binario, esto es, de dos componentes.

Para la mezcla entre dos componentes diferentes, uno será designado como la especie *A* y el otro como la *B*. En algunos casos, tales como la mezcla de agua de mar y agua dulce pueden tratarse también, dentro de una aproximación razonable, como sistemas binarios, aunque el agua sea un líquido multicompuesto.

Se entiende por concentración a la cantidad relativa de una sustancia en un cierto punto y en un tiempo dado. Se puede expresar en unidades de masa, peso, volumen, número de partículas por unidad de volumen.

En el presente estudio se prefiere expresarla como la masa de una sustancia (m_A o m_B) contenida en 1 m^3 , entre la masa de la mezcla contenida en un 1 m^3 . Así

$$C_A = \frac{m_A}{m_A + m_B}$$

o bien (5.1)

$$C_B = \frac{m_B}{m_A + m_B}$$

Por otra parte se tiene que

$$m_A + m_B = m \tag{5.2}$$

a veces la masa A es agua y m_A es tan pequeña con relación a m_B que

$$m_A + m_B \cong m_B \cong m \tag{5.3}$$

por lo que la concentración de la sustancia A resulta ser

$$C_A = \frac{m_A}{m} \tag{5.4}$$

Ahora si se despeja la masa de la sustancia A , se obtiene

$$m_A = C_A m \tag{5.5}$$

al dividir cada término de la ecuación anterior entre el volumen de la mezcla, resulta que

$$\frac{m_A}{V} = \frac{m}{V} C_A \tag{5.6}$$

como la densidad (ρ) se define como la masa de la sustancia contenida en la unidad de volumen, es decir

$$\rho = \frac{\text{masa de } A + \text{masa de } B}{\text{volumen de la mezcla de } A \text{ y } B} = \frac{m}{V} \tag{5.7}$$

De este modo la ecuación 5.6 queda

$$\rho_A = C_A \rho \tag{5.8}$$

De aquí en adelante se mencionará a C como la concentración de la sustancia A , (C_A), es decir

$$C = C_A$$

5.2 Difusión

La difusión es el proceso por el cual las moléculas, iones u otras pequeñas partículas espontáneamente se mezclan, moviéndose de regiones de relativamente alta concentración hacia regiones de baja concentración. Este proceso puede ser analizado por dos medios. El primero puede ser descrito con la ley de Fick y un coeficiente de difusión. El segundo, puede ser explicado en términos de un coeficiente de transferencia de masa.

Las ideas sobre difusión se deben en gran parte a dos hombres, Thomas Graham y Adolf Fick. Entre sus múltiples investigaciones sobre la difusión de gases, Graham observó que la difusión es modificada por un gradiente de presión, con ayuda de un aparato llamado “tubo de difusión”, como se observa en la figura 5.1, el cual estaba sellado en la parte superior con un denso tapón de estuco. Se llenó con hidrógeno y su fondo limitaba con agua. El hidrógeno se difundió a través del tapón hacia fuera del tubo, mientras el aire penetró a través del tapón hacia el interior del tubo. Debido a que la difusión de hidrógeno es más rápida que la difusión de aire, el nivel del agua en este tubo se elevó durante el proceso.

Graham también desarrolló experimentos importantes en difusión de líquidos, usando el equipo mostrado en la figura 5.2 (Graham, 1850).

En una serie de experimentos, conectó dos botellas que contenían soluciones con diferentes concentraciones; esperó algunos días y después separó las botellas conteniendo una solución de la conocida concentración en un recipiente más grande con agua.

Mostró que la difusión en líquidos es varias veces más lenta que la difusión en gases.

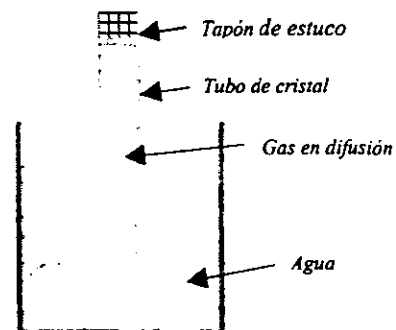


Figura 5.1 Tubo de difusión de Graham para gases

El siguiente avance en la teoría de difusión llegó del trabajo de Adolf Eugen. En 1855 codificó los experimentos de Graham; la difusión puede ser descrita en las mismas bases matemáticas como la ley de Fourier para conducción calorífica o leyes de Ohm para la conducción eléctrica.

Fick entendió la diferencia entre un equilibrio exacto y un estado permanente. Más tarde, llegó a comprobar sus hipótesis con los resultados de Graham, usando esta hipótesis básica, Fick desarrolló las leyes de difusión mediante las analogías con el trabajo de Fourier.

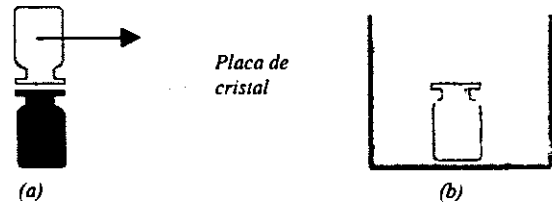


Figura 5.2 Aparato de difusión de Graham para líquidos.

5.3 Proceso de transferencia

Dentro de la Hidráulica, al estudiar el movimiento de un fluido, se hace referencia a diferentes procesos de transferencia de materiales y propiedades de un lugar a otro, así como el mecanismo mediante el cual estos se difunden y transmiten a través del fluido. Por ello, es conveniente clasificar los métodos de análisis en términos de los distintos procesos de transferencia. Los procesos fundamentales, que se relacionan con el movimiento de un fluido, son los de transferencia de masa, cantidad de movimiento y calor. Cada uno está asociado a su vez con una ley de la termodinámica.

5.3.1 Transferencia de masa

Con excepción de los efectos cuánticos y relativistas, todos los movimientos de los fluidos deberán satisfacer el principio de conservación de la materia. Si se analiza el movimiento de un fluido, es evidente que se tendrá que tratar con transferencia de masa.

Para una discusión más detallada se requiere hacer una distinción entre fluidos homogéneos y no homogéneos. Un fluido homogéneo es aquel que existe a todo lo largo de la región que se está considerando como una sola especie. Así al estudiar el movimiento de fluidos homogéneos, este conduce a la ecuación de continuidad, la cual relaciona las variaciones espaciales de la densidad y velocidad respecto al tiempo. Si el fluido homogéneo es considerado también como incompresible, la ecuación de continuidad se reduce a una expresión en las derivadas de la velocidad, con respecto a las variables de posición. Por ejemplo, el aire puede sufrir cambios en densidad, velocidad y temperatura; sin embargo, permanece identificable como una mezcla estable de gases que llamamos aire. El agua, el

benceno o el mercurio pueden ser comprimidos, calentados y acelerados pero a menos que un cambio de fase ocurra, estos líquidos podrán ser considerados como homogéneos.

Un fluido no-homogéneo es aquel en el que dos o más especies identificables existen dentro de la región de interés. Los fluidos no-homogéneos están caracterizados por las variaciones en la cantidad de una sustancia con respecto a otra, de punto a punto en el sistema. En los fluidos no homogéneos, el principio de conservación de la masa deberá ser satisfecho por cada uno de los componentes de la mezcla. En este caso, ocurre también un proceso independiente de transferencia de masa, debido a la tendencia que tiene cada componente de la mezcla a moverse en la dirección en que decrece la concentración de ese componente; por ejemplo, un líquido con partículas coloidales en suspensión al mezclarse con otro libre de ellas, o bien una gota de tinta dentro de agua limpia: el intercambio de partículas coloidales o de la tinta se efectúa en los puntos de mayor concentración hacia los que la tienen menor. Las especies pueden estar en fases iguales o diferentes; por ejemplo, si un chorro de bióxido de carbono es descargado dentro de la atmósfera, la concentración de CO_2 en el aire variará de punto a punto y el fluido será no-homogéneo, pero de una sola fase. Un fenómeno similar ocurre cuando un chorro de agua dulce es descargado en el océano. Una corriente que lleva partículas de sedimentos sólidos en suspensión es un ejemplo de un flujo no-homogéneo de dos fases. Una mezcla de burbujas de aire y agua es otro ejemplo de fluido no-homogéneo en dos fases.

Las múltiples aplicaciones de la teoría de difusión y transferencia de masa incluyen las siguientes: la contaminación del aire, de las aguas superficiales y subterráneas por contaminantes; la evaporación de los océanos, lagos y depósitos; la aeración de los ríos que implica un consumo de oxígeno por procesos biológicos; la intrusión del agua salina de mar en los estuarios y la separación de mezclas por destilación.

5.4 Modelo de transformación de sustancias no conservativas

La concentración de sustancias contenidas en un flujo de agua está sometida a una serie de transformaciones generadas por los distintos procesos.

5.4.1 Difusión molecular.

La difusión molecular es el proceso mediante el cual la materia se transporta por la movilidad molecular.

Las sustancias contenidas en el agua se encuentran en constante movimiento molecular, aún cuando el agua esté en reposo. Como resultado del movimiento molecular se genera un flujo del material contenido en el agua, desde los puntos de alta hacia los de baja concentración lo que tiende a igualar la concentración dentro del volumen de agua. Este proceso se conoce como difusión molecular.

Se reconoce que los gradientes de temperatura, de presión y los campos de fuerza externas pueden contribuir también al flujo de masa en una escala molecular. Estos efectos son generalmente pequeños, aunque es fácil encontrar ejemplos en los cuales éste no sea el caso. Estos ejemplos incluyen la separación de compuestos por centrifugación a alta velocidad y la sedimentación de partículas sólidas en suspensión, donde el campo gravitacional produce una velocidad de caída de los sólidos con respecto a la fase líquida. La difusión molecular ordinaria se llama a menudo gradiente de difusión, porque puede describirse por una ley observacional, en la cual la rapidez de la transferencia de masa de una sustancia, por unidad de área, es proporcional al gradiente de concentración de la sustancia. Esto es conocido como la primera ley de Fick, y es análoga a la ley de Newton para la viscosidad, o a la de Fourier para la conducción del calor.

Ejemplo de la difusión molecular es cuando un material colorido como el sulfato de cobre se coloca en el fondo de una botella de cristal llena de agua, el color lentamente se extenderá a través de la botella. Primero el color se concentrará en el fondo de la botella, después de un día penetrará ascendentemente unos pocos centímetros. Después de algunas semanas la solución aparecerá homogénea. El proceso responsable del movimiento del material colorante es la difusión.

La difusión es causada por movimiento aleatorio molecular que conduce a mezclar completamente. Esto puede ser un proceso lento. En gases la difusión progresa con un valor de 10 cm por minuto; en líquidos es de 0.05 cm /min y en sólidos, de sólo de 0.00001 cm /min. En general, la variación es menor con la temperatura que con otros fenómenos.

El transporte de sustancias por procesos de difusión molecular requiere distribuciones de concentración no uniforme. La velocidad de transferencia de la sustancia se presenta desde una región de alta concentración a otra de concentración más baja. Así para calcular el flujo de masa por unidad de área, se emplea

$$P = - D_m \rho \frac{\partial C}{\partial x} \quad (5.9)$$

esta ecuación es conocida como Ley de Fick.

donde

P	Flujo de masa [M/T].
D_m	Coefficiente de difusión molecular [L ² /T].
C	Concentración de la sustancia (adimensional).
ρ	Densidad o masa específica [M/L ³].

El signo negativo significa que la sustancia fluye de las áreas de alta hacia las de baja concentración.

Es evidente la analogía con la transferencia de calor y con flujo del agua en medios porosos (Ley de Darcy), los cuales se describen por una ecuación del mismo tipo.

El coeficiente de difusión molecular D_m es proporcional a la temperatura absoluta e inversamente proporcional al peso molecular de la fase difusiva y de la viscosidad del líquido. Para la difusión de cloro en agua con una temperatura de 25°C el valor del coeficiente D_m es de $1.25 \times 10^{-5} \text{ cm}^2\text{s}^{-1}$.

5.4.2 Difusión convectiva

Conocida también como difusión por advección, considera los cambios de concentración generados por la velocidad del flujo. Por ejemplo el sulfato de cobre antes mencionado puede ser completamente mezclado en unos minutos si la solución es agitada. La agitación no es un proceso molecular pero es un proceso microscópico que cambia porciones de fluidos sobre distancias largas.

Si el fluido está en un estado de movimiento convectivo, debemos tener cuidado en distinguir entre movimientos laminares y turbulentos. Por ejemplo, si el flujo es turbulento, el intercambio macroscópico de partículas de fluido, generalmente eclipsará al proceso de intercambio molecular.

En una mezcla, las diversas componentes se mueven con diferentes velocidades. Sin embargo, el presente escrito no se referirá a las velocidades particulares de cada molécula, sino más bien a la velocidad media de todas las moléculas de una componente dada, dentro de un volumen pequeño. Para la sustancia A se llamará a la velocidad como U_A , cuando se mide con respecto a un sistema de coordenadas fijo, y para la sustancia B se designará como U_B su velocidad. El

flujo de masa de la sustancia A , por unidad de área, ($M/(TL^2)$), es entonces un vector igual al producto

$$\dot{M}_A = \rho_A U_A \quad (5.10)$$

El flujo de la sustancia puede interpretarse también como la cantidad de movimiento de la sustancia A , por unidad de volumen de la mezcla.

$$\dot{M}_A = \frac{\text{cantidad de movimiento de la sustancia}}{\text{volumen de la mezcla}} \quad (5.11)$$

En forma similar para el flujo de masa de la sustancia B

$$\dot{M}_B = \rho_B U_B \quad (5.12)$$

La velocidad hidrodinámica local q es igual a la cantidad de movimiento total por unidad de masa de la mezcla

$$q = \frac{\dot{M}_A + \dot{M}_B}{\rho_A + \rho_B} = \frac{\rho_A q_A + \rho_B q_B}{\rho} \quad (5.13)$$

y también usando la ecuación 5.8

$$q = C_A q_A + C_B q_B \quad (5.14)$$

Al tratar con procesos de difusión, es de interés la transferencia de masa con respecto a la velocidad hidrodinámica o convectiva del fluido.

La expresión para la conservación de la masa de una sustancia en un sistema binario se obtiene sumando los flujos de las masas en el volumen de control diferencial, y una expresión conveniente para el flujo de masa con respecto a un sistema fijo de coordenadas, así al combinar las ecuaciones 5.9 y 5.10, el flujo de la sustancia en el fluido será

$$N_A = P + \rho_A U \quad (5.15)$$

Ahora se forma la expresión para la conservación de la masa para la componente A , en coordenadas cartesianas, considerando la figura 5.3. Estableciéndose como sigue:

$$\begin{array}{l}
 \text{Flujo de masa} \\
 \text{que entra} \\
 (P + \rho_A U) \Delta y \Delta z
 \end{array}
 -
 \begin{array}{l}
 \text{Flujo de masa} \\
 \text{que sale} \\
 \left(P + \frac{\partial P}{\partial x} \Delta x + \rho_A U + \frac{\partial \rho_A U}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z
 \end{array}
 =
 \begin{array}{l}
 \text{Cambio de la masa} \\
 \text{en el tiempo} \\
 \frac{\partial \rho_A}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z
 \end{array}
 \quad (5.16)$$

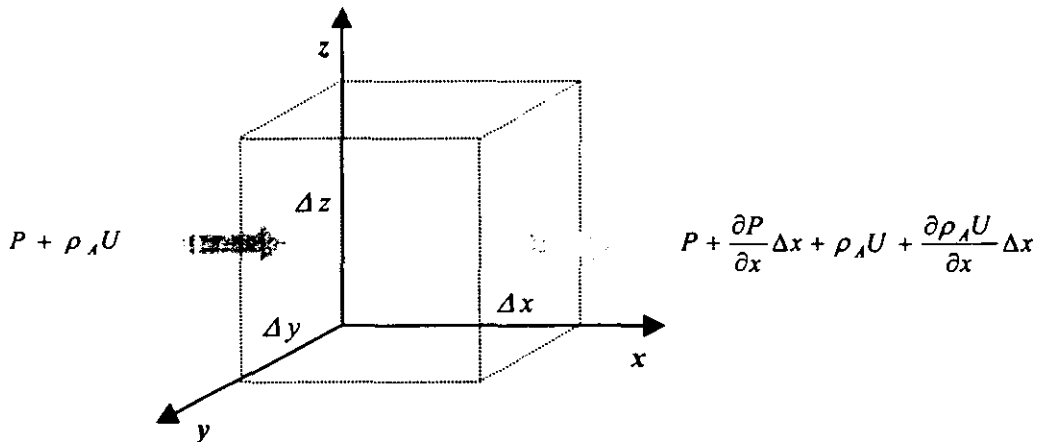


Figura 5.3 Flujo de masa de la componente A en la dirección x.

Factorizando se tiene

$$\left(-\frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\partial \rho_A U}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \frac{\partial \rho_A}{\partial t} \Delta x \Delta y \Delta z \quad (5.17)$$

Despejando $\Delta x \Delta y \Delta z$

$$-\frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\partial \rho_A U}{\partial x} = \frac{\partial \rho_A}{\partial t} \quad (5.18)$$

Sustituyen la ecuación 5.8 en ρ_A

$$-\frac{\partial P}{\partial x} - U \rho \frac{\partial C}{\partial x} = \rho \frac{\partial C}{\partial t} \quad (5.19)$$

y ahora al sustituir la ecuación de Fick (ec. 5.9) en la ec. 5.17, se obtiene

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(-D_m \rho \frac{\partial C}{\partial x} \right) - U \rho \frac{\partial C}{\partial x} = \rho \frac{\partial C}{\partial t} \quad (5.20)$$

despejando ρ

$$D_m \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = U \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{\partial C}{\partial t} \quad (5.21)$$

que también es escrita de la siguiente forma

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_m \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - U \frac{\partial C}{\partial x} \quad (5.22)$$

5.4.3 Difusión turbulenta.

El flujo turbulento acontece con mayor frecuencia en la naturaleza; tales son los casos de los escurrimientos en ríos y canales.

Se entiende por turbulencia un estado de agitación desordenada de todas las partículas fluidas, que se puede suponer como la presencia de una serie de remolinos de diversos tamaños.

El régimen turbulento es aquella situación de flujo en la cual la turbulencia puede existir, mantenerse y propagarse; se caracteriza por un movimiento aparentemente caótico y vorticoso de todas las partículas, que da como resultado una variación continua de la presión y velocidad en tiempo y espacio.

La turbulencia se produce por la presencia de fronteras, irregularidades o protuberancias en ellas, obstáculos o cuerpos fijos o móviles dentro del flujo (hélice, rotores, etc.) y por la inercia de las partículas cuando se aumenta la velocidad del flujo.

La turbulencia en canales y tuberías se origina por la presencia de la pared, que es fija, donde se inician vórtices que se desarrollan y afectan las partículas fluidas de las capas superiores, provocando una alteración que posteriormente se mantiene cuando la velocidad del flujo es capaz de reducir el efecto viscoso del líquido. El número de Reynolds del escurrimiento, es el parámetro adimensional que permite conocer los límites que, al ser sobrepasados, mantienen la inestabilidad causada por los vórtices, estelas y estrias que se generan en las paredes

Una vez presentada la turbulencia, las velocidades de las partículas pueden considerarse como variables aleatorias debido a la variación caótica que presentan.

El flujo en las tuberías de agua potable normalmente es turbulento. La velocidad en un punto varía arbitrariamente en sentido y magnitud. En la teoría de flujo turbulento es común representar el flujo en una tubería mediante remolinos de diferente tamaño que interactúan entre sí en la sección transversal y se mueven en el sentido general del flujo. Las partículas del fluido son movidas por los remolinos de una manera similar al movimiento molecular, mezclando continuamente las sustancias contenidas en el agua y transportándolas desde las zonas de mayor a menor concentración. Este proceso se conoce como difusión turbulenta debido a su similitud con la difusión molecular.

Debido a que las viscosidades del agua y del aire son muy pequeñas, la mayoría de los problemas de flujo a los que se enfrenta el ingeniero civil es con números de Reynolds grandes; esto es, flujos turbulentos donde los efectos viscosos son despreciables, el flujo laminar se presenta únicamente en casos excepcionales (Flujo de líquidos muy viscosos). El flujo turbulento se caracteriza porque el fluido continuamente se mezcla, de una manera caótica, como resultado de la ruptura de un flujo ordenado de vórtices que afectan zonas en dirección del movimiento.

De acuerdo con la definición sugerida por Taylor y Von Kármán, la turbulencia puede generarse por el paso del fluido sobre superficies de frontera, o bien por el flujo de capas de fluido, a diferentes velocidades, que se mueven una encima de la otra. La definición anterior indica que existen dos tipos de turbulencia: una generada por efectos viscosos debidos a la presencia de paredes, conocida como turbulencia de pared; otra, que se produce en ausencia de la pared y que se genera por el movimiento de capas de fluidos a diferentes velocidades, ésta se llama turbulencia libre.

El flujo turbulento, en condiciones naturales y alrededor de cuerpos sólidos, es ejemplo de turbulencia de pared. Las regiones de mezclas de chorros turbulentos y estelas, corresponden a la categoría de turbulencia libre. En este caso, se demuestra experimentalmente que los efectos de viscosidad se confinan a la subcapa laminar, es decir, que dentro de esta capa el esfuerzo cortante se distribuye de idéntica manera que en un flujo laminar.

Algunas de las teorías que explican el origen y estructura de la turbulencia establecen que es debido a la formación de vórtices en la capa límite, como resultado de disturbios ocasionados por discontinuidades bruscas en la pared; otras la atribuyen a la influencia del esfuerzo cortante cuando ocurre un gradiente de velocidades sin discontinuidades bruscas. Sin embargo, las investigaciones sobre la naturaleza física de la turbulencia y su desarrollo, todavía no han sido del todo satisfactorias, ya que sólo pueden estudiarse, experimentalmente

y teóricamente, como un fenómeno estadístico. Una vez establecido, el movimiento turbulento tiene una naturaleza aleatoria difícil de describir con exactitud y su aproximación es posible con base en una serie de propiedades estadísticas.

En la descripción matemática del flujo turbulento, el movimiento se estudió basándose en un valor medio de cualesquiera de sus características y en una fluctuación alrededor de ese valor. Por ejemplo, para el flujo permanente, en un conducto cilíndrico, la velocidad en un punto P tiene componentes en la dirección longitudinal u y en la radial v , que son función únicamente del radio del punto.

Sus valores medios se pueden tomar en relación con el tiempo en un punto fijo *media temporal* o con respecto al radio r , en un instante dado *media espacial*; se puede decir que las componentes de velocidad turbulenta, en el instante t_0 , son

$$\begin{aligned} u &= \bar{u} + u' \\ v &= \bar{v} + v' \end{aligned} \tag{5.23}$$

Por definición, la media temporal, por ejemplo, para u en el instante t_0 es:

$$u = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} u \, dt \tag{5.24}$$

donde T es el período de muestreo, el cual debe ser lo suficientemente grande como para comprender un número adecuado de fluctuaciones; además u y v son independientes de T . Las fluctuaciones de las componentes de velocidad pueden ser positivas o negativas, como se puede observar en la figura 5.4, y sus valores medios deben ser nulos.

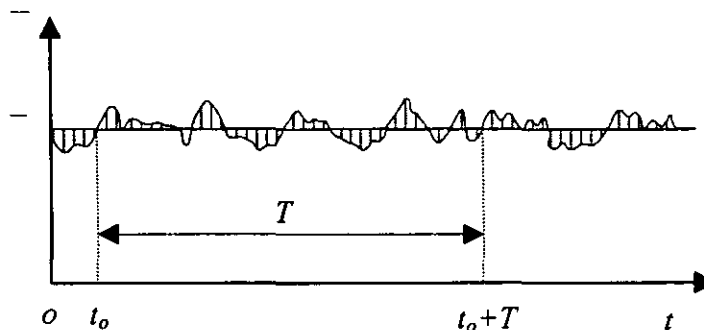


Figura 5.4 Fluctuaciones turbulentas de la velocidad.

Esto es, con

$$u' = u - \bar{u} \quad (5.25)$$

se tiene que

$$\bar{u}' = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} u' dt = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} u dt - \frac{\bar{u}}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} dt = \bar{u} - \bar{u} = 0 \quad (5.26)$$

y de manera semejante

$$\bar{v}' = 0 \quad (5.27)$$

Es más, en el caso de la componente radial en el flujo dentro de un conducto cilíndrico, la media no puede existir debido a que el movimiento general se efectúa en dirección positiva horizontal. Esto es $\bar{v} = 0$, por lo que las componentes de velocidad turbulenta, en el instante t_0 , son:

$$u = \bar{u} + u' \quad (5.28)$$

$$v = v'$$

Además, la concentración de la sustancia que se difunde puede representarse, en forma semejante, como

$$C_A = \bar{C}_A + \bar{C}'_A \quad (5.29)$$

Suponiendo que el coeficiente de difusión molecular D_{AB} es constante, se sustituyen las velocidades media y fluctuante, así como las concentraciones, en la ecuación de difusión convectiva. Entonces de cada término se toma el valor medio respecto al tiempo. Suponiendo que la densidad de la masa total, ρ , es constante y haciendo uso de la ecuación de continuidad.

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = 0 \quad (5.30)$$

Se obtiene

$$\frac{\partial \bar{C}_A}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial x} (\overline{u'c'_A}) - \frac{\partial}{\partial y} (\overline{v'c'_A}) + D_{AB} \left[\frac{\partial^2 \bar{C}_A}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{C}_A}{\partial y^2} \right] + \frac{r_A}{\rho} \quad (5.31)$$

El valor medio, respecto al tiempo, de los términos cruzados $u'c'_A$, etc., representan los flujos de volumen por unidad de área de la sustancia A, debidos a la turbulencia del fluido. El flujo de masa de la sustancia por unidad de área, está dado entonces, por el producto de estos términos y la densidad media,

$$\text{flujo turbulento de masa por unida de área} = \overline{\rho(u'c'_A)} \quad (5.32)$$

Por analogía con la Ley de Fick, se supone que el flujo turbulento es proporcional al gradiente de la concentración media

$$\begin{aligned} \overline{\rho(u'c'_A)} &= -\rho E_x \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial x} \\ \overline{\rho(v'c'_A)} &= -\rho E_y \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial y} \end{aligned} \quad (5.33)$$

Los coeficientes E_x y E_y son los coeficientes de difusión turbulenta. Solamente para el caso de turbulencia isotrópica son los mismos en las dos direcciones coordenadas.

Sustituyendo estas ecuaciones se obtiene

$$\frac{\partial \bar{C}_A}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E_y \frac{\partial \bar{C}_A}{\partial y} \right) + D_{AB} \left[\frac{\partial^2 \bar{C}_A}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{C}_A}{\partial y^2} \right] + \frac{r_A}{\rho} \quad (5.34)$$

En el movimiento turbulento, los coeficientes de difusión turbulenta son de órdenes de magnitud mucho mayores que los coeficientes de difusión molecular. Por lo tanto, a menos de que se esté tratando con difusión cerca de una frontera sólida, se permite despreciar la difusión molecular.

Los números adimensionales para el caso turbulento, correspondientes a los de Prandtl y Schmidt, están definidos como las razones entre la viscosidad vorticosa cinemática y las difusividades turbulentas térmicas de masa, respectivamente. Los valores numéricos están basados en medidas de la dispersión de la velocidad, la temperatura y la concentración de masa, en procesos de mezcla turbulentos. Los números, en el caso turbulento, de Prandtl y Schmidt, son aproximadamente iguales para líquidos y para gases, y su valor es alrededor de 0.7; lo cual indica que en flujo turbulento la difusión de masa y de calor tiene lugar a la misma velocidad, y que esta velocidad es mayor que la de difusión turbulenta de la cantidad de movimiento.

5.4.4 Difusión por reacción.

Cada sustancia contenida en el agua puede entrar en reacción con otras sustancias, con las paredes del tubo, con la propia agua o con microorganismos y como resultado de diferentes procesos químicos o bioquímicos puede variar su concentración. Según la forma de reacción, las sustancias en el agua se pueden dividir en tres grupos:

- a) Conservativas: No reaccionan con el agua ni con los tubos. El flúor, que a veces se introduce al agua potable por cuestiones de salud dental, pertenece a este grupo.
- b) No conservativas y decrecientes. Su concentración decrece con el tiempo de permanencia en el agua. El cloro que se usa como desinfectante pertenece a este grupo.
- c) No conservativas y crecientes. Son compuestos químicos que se forman en el agua y su concentración crece con el tiempo de permanencia. Un ejemplo son los trihalometanos que se forman por el contacto del cloro con la materia orgánica contenida en el agua.

Se supone como válida una ecuación cinética de primer orden para la reacción del cloro con el agua, del siguiente tipo:

$$\frac{dC}{dt} = K_a \cdot C \quad (5.35)$$

donde

C es la concentración (g/m^3) y
 K_a es la constante cinética (s^{-1})

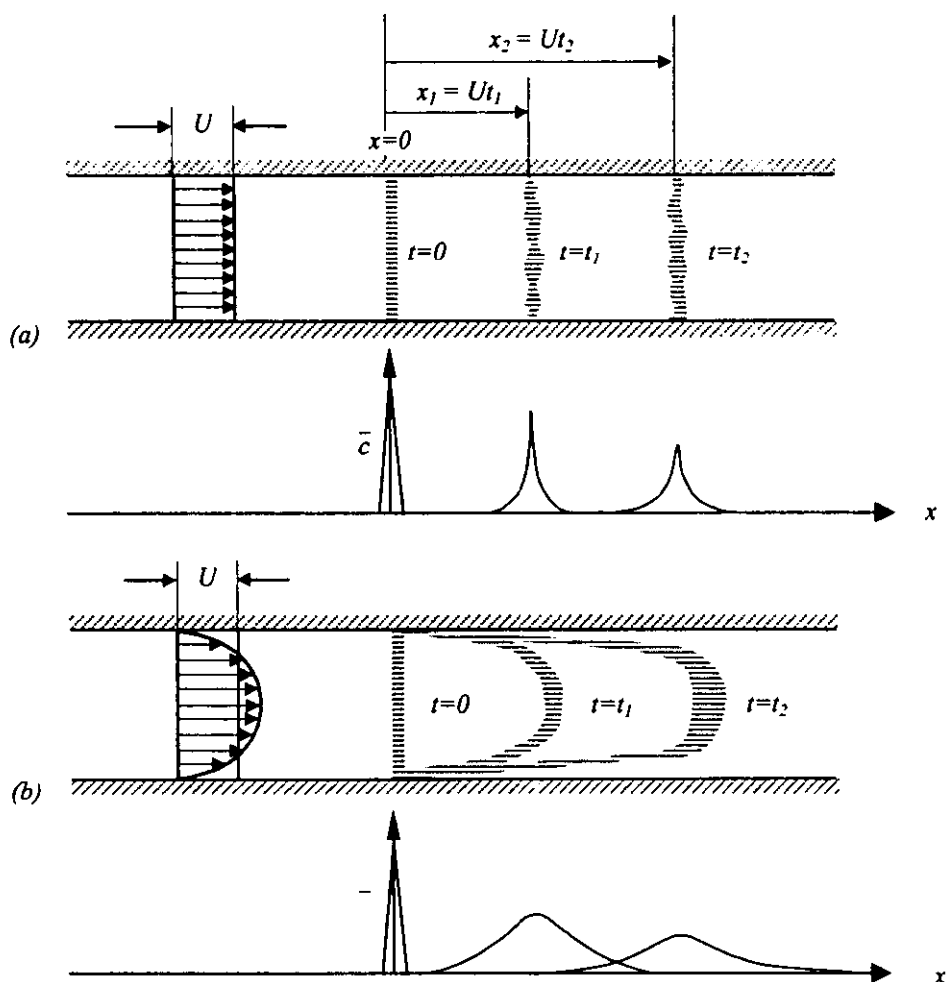


Figura 5.5 Mecanismos de la dispersión longitudinal: (a) difusión turbulenta en un flujo de velocidad uniforme; (b) dispersión turbulenta debida a la distribución no uniforme de la velocidad.

A) Reacción con la pared del tubo

Para el modelo de reacción con la pared de los tubos se tienen las siguientes consideraciones:

- En la pared se tiene cierta concentración C_p de la sustancia. Por lo general la sustancia se encuentra en la biocapa del tubo.
- La concentración C_p es diferente a la concentración C que se tiene en el flujo de agua, y es una de las incógnitas que se calculan con el modelo.

- La concentración C_p está sujeta a una reacción, igual que la concentración C que se tiene dentro del volumen de agua en el tubo. Es común considerar una reacción de primer orden, es decir,

$$\frac{dC_p}{dt} = K_p C_p \quad (5.36)$$

donde

K_p es la constante cinética de la reacción con la pared del tubo en s^{-1} y
 C_p es la concentración de la sustancia contenida en la pared en g/m^3

- Existe una transferencia de masa entre la sustancia contenida en el agua y la de la pared, generada por la diferencia entre las concentraciones en los dos sitios. La teoría de transferencia de masa (Bird *et al.*, 1960) maneja la siguiente ecuación para el flujo de masa [$g/(m^2s)$] de la sustancia en este tipo de transferencia:

$$\text{Flujo de masa} = K_{tr} (C - C_p) \quad (5.37)$$

siendo

K_{tr} el coeficiente de transferencia de masa entre el flujo de agua y la pared, (m/s).

5.5 Ecuación diferencial de difusión de una sustancia

La ecuación diferencial se obtiene al efectuar el balance de los flujos de masa que entran y salen de un volumen de control contenido en el flujo con longitud Δx y una sección A igual a la de la tubería, y está expresada mediante:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial C}{\partial x} \right) - U \frac{\partial C}{\partial x} - K_a C - \frac{K_{tr}}{R} (C - C_p) \quad (5.38)$$

La ecuación 5.38 se conoce como la ecuación diferencial convectiva, en el caso unidimensional. El primer miembro en la parte derecha considera la difusión longitudinal, el segundo el transporte de la sustancia por convección y los últimos dos términos la reacción.

La influencia del término difusivo se determina por el número de Peclet, que se define con la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{LU}{E} \quad (5.39)$$

donde:

- L es la longitud de la tubería (m),
- U la velocidad media (m/s) y
- E el coeficiente de difusión turbulenta (m²/s)

Taylor demostró que $E = 10.1r_o \sqrt{\tau_o / \rho}$;

E es más de 200 veces mayor a D_{AB} .

Mientras mayor sea el número de Peclet, menor es la importancia del término difusivo en la ecuación y viceversa.

Considerando los valores que tiene L , U y E , en el caso de tuberías de agua potable, el número de Peclet tiene valores muy altos, y el término difusivo se puede despreciar.

El último término de la ecuación 5.38 expresa la masa de la sustancia que se transfiere del flujo en la tubería hacia la pared. La parte derecha de la ecuación 5.38 expresa la masa que se consume en la pared por reacción. Se asume que no hay acumulación de la sustancia en la pared; entonces la masa que se transfiere es igual a la que se consume, y,

$$\frac{K_r}{R}(C - C_p) = K_p C_p \quad (5.40)$$

De esta ecuación, la concentración en la pared está dada por:

$$C_p = \frac{K_r C}{RK_p + K_r} \quad (5.41)$$

Sustituyendo la ecuación 5.41 en 5.38, y despreciando el término de difusión longitudinal se obtiene la siguiente ecuación

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -U \frac{\partial C}{\partial x} - KC \quad (5.42)$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{I}{A} \frac{\partial}{\partial x}(CQ) - KC \quad (5.43)$$

Que para el caso particular de la difusión de sustancias en tuberías se tiene

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{I}{A} \frac{\partial}{\partial x}(CQ) \quad (5.44)$$

5.6 Método de solución de la ecuación diferencial de difusión en una tubería

El empleo de técnicas computacionales, se ha convertido en una herramienta de uso casi cotidiano, su empleo óptimo no requiere solamente el conocimiento de lenguajes de computación, sino también de técnicas especiales, que facilitarán el plantear soluciones de una manera más inteligente, haciendo uso de procedimientos lógicos y matemáticos (algoritmos) más adecuados.

La mayor parte de los fenómenos que estudia la ingeniería, y en particular la hidráulica, se representan por medio de modelos matemáticos, esto es por ecuaciones: algebraicas, diferenciales ordinarias o parciales, sistemas de ecuaciones, etc.

Una ecuación diferencial es una ecuación que contiene las derivadas o diferenciales de una o más variables dependientes (\bar{y}) con respecto a una o más variables independientes (\bar{x}).

Una ecuación diferencial ordinaria, (EDO) es cuando contiene sólo derivadas ordinarias de una o más variables dependientes con respecto a una sola variable independiente, (la función sólo incluye una variable independiente). Es una ecuación que contiene al menos una derivada ordinaria. Una ecuación de este tipo puede escribirse en términos de diferenciales pero generalmente no es conveniente a menos que la ecuación contenga solamente la primera derivada. Los métodos de solución de este tipo de ecuaciones son el método de Euler, el método de Euler modificado o de Heun o el método de Nystrom, entre otros.

Una ecuación diferencial parcial, es aquella en la cual aparecen derivadas parciales de una función desconocida con respecto a dos o más variables independientes.

El orden de una ecuación diferencial es el orden de la derivada de más alto orden que aparece en la ecuación. El grado de una ecuación diferencial ordinaria es el grado algebraico de la derivada de más alto orden en la ecuación.

En la solución de las ecuaciones diferenciales se entenderá que la diferencia entre la solución exacta de la ecuación diferencial (aquella obtenida por métodos analíticos con todas las cifras decimales) menos la solución obtenida con un método numérico con un número limitado de cifras corresponde al error total. Llamando error de truncamiento o discretización al cometido en la interrupción de un proceso matemático antes de su terminación, este error aumenta cuando se da un valor grande a Δx , la serie de Taylor es el medio más importante que se emplea para obtener modelos numéricos y analizar los errores de truncamiento. El error por redondeo es el generado por la limitación (de una máquina) de representar la cantidad requerida con todos sus dígitos, el cual aumenta al asignar un valor muy pequeño a Δx .

En numerosas ocasiones, las ecuaciones diferenciales parciales son difíciles de resolver o bien no están resueltas por métodos analíticos. Algunas veces se ha encontrado su solución para condiciones iniciales o de frontera particulares; sin embargo, algunas de estas soluciones no son útiles en la práctica. Para resolver las ecuaciones diferenciales parciales se puede recurrir a varios métodos numéricos. Debe elegirse entre los diversos métodos el más eficiente para un problema dado, con el fin de minimizar el tiempo de cálculo (y obtener la solución más exacta o cercana a la real).

La solución analítica de la ecuación 5.42 es complicada, y en ocasiones las condiciones de orilla o borde la hacen imposible de valorar. Por ello se ha recurrido a métodos numéricos para resolverla.

Las ecuaciones que rigen el comportamiento del transporte convectivo de la materia y sus cantidades físicas, así como el de las ondas elásticas, acústicas y electromagnéticas, son ecuaciones diferenciales parciales hiperbólicas (EDPH). Las ecuaciones básicas del flujo de fluidos sin viscosidad son EDPH. Incluso las ecuaciones para los flujos viscosos se pueden analizar como si fueran hiperbólicas si el efecto de la viscosidad es débil. El éxito de una simulación computacional del flujo de un fluido depende de la precisión y eficiencia al resolver las EDPH.

La mayoría de los esquemas numéricos para las EDPH se basan en las aproximaciones por diferencias finitas, se llaman diferencias finitas los coeficientes de diferencias de valores de la función que sustituyen a las derivadas, en muchas ocasiones, encontrar una “solución”, que si bien no cumple exactamente con la ecuación diferencial, desde un punto de vista práctico se toma como tal. Estos esquemas pueden ser de primer orden o de orden bajo y de orden alto o de orden superior.

Si una EDPH se escribe en forma de primer o segundo orden, es fácil pasar de la primera a la segunda, la mayoría de las EDPH para el transporte de materia y sus propiedades están en la forma de primer orden; en tanto que las referentes a las ondas elásticas, acústicas y electromagnéticas están en la forma de segundo orden. Sin embargo, muchos de los esquemas numéricos para las EDPH se basan en la forma de primer orden.

Una EDPH de primer orden se puede reducir a una EDO a lo largo de una curva (o línea) característica. Por lo tanto, se puede resolver al integrar las EDO a lo largo de la línea característica. El esquema de solución basado en este principio recibe el nombre de método de características, concepto que es usado por personas que hayan tenido poco contacto con las EDPH. El método de características en una retícula se desarrolla mediante el uso de un método de interpolación para calcular u en el paso anterior.

La ecuación 5.38 es una ecuación en derivadas parciales de tipo hiperbólico que puede transformarse en una ecuación diferencial ordinaria válida sobre una línea característica. Tiene la siguiente solución analítica

$$C = C_0 e^{-kx} \tag{5.45}$$

que es válida en los puntos de la línea característica definida por

$$\frac{dx}{dt} = U \tag{5.46}$$

Esta ecuación representa una línea recta en el plano coordenado x, y . La ecuación 5.42 tiene un claro significado físico: la concentración C_0 se transmite por la tubería con velocidad U reduciendo su valor por una ley exponencial. Este significado físico se utiliza en la solución numérica.

Dentro de los esquemas de orden superior se encuentra el esquema de Lax-Wendroff, el esquema de MacCormack y el esquema progresivo de tercer orden.(Nakamura, 1992).

Para que la solución de las ecuaciones diferenciales finitas tenga una razonable aproximación a la solución de la correspondiente ecuación diferencial parcial parabólica o hiperbólica se deben cumplir algunas condiciones; éstas están asociadas con dos problemas interrelacionados, el primero se refiere a la tendencia a parecerse a la solución del esquema de diferencias a la solución exacta, el segundo tiene que ver con el decaimiento controlado o crecimiento desproporcionado de cualquier error asociado con la solución de diferencias finitas. La ecuación de diferencias finitas se dice convergente cuando el error de discretización o truncado tiende a cero a medida que también lo hacen Δx y Δt . La estabilidad se refiere al comportamiento exclusivamente del error de redondeo, al utilizar un esquema de diferencias finitas y a medida que se avanza en "y" el error de redondeo acumulado tiende a un valor constante, para tratar la estabilidad se puede aplicar el método de Von Neumann o de serie de Fourier. Un esquema de diferencias finitas es consistente cuando el error de truncado local tiende a cero cuando las diferencias discretas Δt y Δx tienden a cero.

La difusión numérica y el error de perturbación son problemas importantes inherentes a los esquemas numéricos para las EDPH

El efecto de difusión numérica, introduce errores severos en la solución. La difusión numérica se debe al uso de la interpolación para calcular u_p (u en un punto dado) cuando el número de Courant es diferente de uno ($\gamma = a \Delta t / \Delta x \neq 1$).

El error de perturbación se le llama al efecto de una velocidad variable de onda que provoca la oscilación de la solución numérica, particularmente en donde la solución tiene un cambio espacial pronunciado, como un choque.

La positividad de la solución de los esquemas numéricos para las EDPH se ve violada por los efectos de perturbación de los términos truncados. En general, si se utiliza un esquema de orden alto, se reduce la difusión numérica pero surge el error de perturbación. Por otro lado, la supresión del error de perturbación implica un aumento del efecto de la viscosidad numérica (o difusión numérica). Así es imposible suprimir la difusión numérica y eliminar los errores de perturbación al mismo tiempo en un único esquema de diferencias (Oran y Boris, 1987).

Para mejorar la solución, se encuentra el esquema de flujo corregido. El principio fundamental de este esquema es el uso de un esquema de orden bajo en el que haya riesgo de oscilación,

pero utilizando también un esquema de orden alto, siempre que el efecto del error de perturbación no sea tan grande como para provocar la oscilación. En cada intervalo de tiempo, se calculan tanto una solución de orden bajo (con una viscosidad numérica de segundo orden) como una de orden alto (sin el efecto de la viscosidad numérica de segundo orden); se obtiene finalmente la solución para ese intervalo de tiempo mezclando los resultados de ambos cálculos.

Dada la mejor aproximación de la simulación numérica con el esquema de flujo corregido, fue utilizado para encontrar la solución de la ecuación 5.42 a lo largo de una tubería.

Se desarrolla un esquema de flujo corregido para la EDPH dada en forma conservativa por

$$u_t(x,t) + au_x(x,t) = 0 \quad (5.47)$$

igualando la ec. 5.42 con 5.45 se tiene

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = u_t(x,t) + au_x(x,t) \quad (5.48)$$

donde:

- u_t es la variación de la concentración en el tiempo, $\left(\frac{\partial C}{\partial t}\right)$
- a es la velocidad para un flujo permanente (u)
- u_x es la variación de la concentración con respecto a x , $\left(\frac{\partial C}{\partial x}\right)$

El esquema consta de dos partes: la primera es un esquema numérico de primer orden dado por

$$\bar{u}_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(g_{i+1/2}^n - g_{i-1/2}^n \right) \quad (5.49)$$

con $g_{i+1/2} = au_i^n$ como el flujo numérico

La segunda parte es el flujo con base en el esquema progresivo de tercer orden está dado por

$$U_i^{n+1} = u_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(G_{i+1/2}^n - G_{i-1/2}^n \right) \quad (5.50)$$

donde $G_{i+1/2}^n$

$$G_{i+1/2}^n = a \frac{-u_{i+2}^n + 7u_{i+1}^n + 7u_i^n - u_{i-1}^n}{12} + |a| \frac{u_{i+2}^n - 3u_{i+1}^n + 3u_i^n - u_{i-1}^n}{12} \quad (5.51)$$

Se sabe que a es constante.

Es difícil determinar en forma analítica la magnitud del efecto de difusión que se debe cancelar ya que, el espaciamento de la retícula y los coeficientes (tales como la velocidad del fluido y la sección transversal de un tubo) cambian con respecto del espacio. A esto se debe que se utilice un esquema de orden alto, que no tenga efecto de difusión de segundo orden.

La diferencia entre el valor de u_i^{n+1} obtenido mediante el esquema de primer orden y su valor obtenido mediante el esquema de orden mayor es, en primer instancia, el efecto de difusión numérica de segundo orden.

Por lo tanto, para quitar el efecto de difusión numérica se establece el proceso de antidifusión, llamado esquema de flujo corregido, que se escribe como

$$u_i^{n+1} = \bar{u}_i^{n+1} - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\delta f_{i+1/2} - \delta f_{i-1/2} \right) \quad (5.52)$$

donde δf corrige al flujo y su propósito es el de cancelar el efecto de la viscosidad (o difusión) numérica de la primera parte

Para quitar el efecto de difusión numérica, se hace $\delta f_{i+1/2}$ igual a

$$\delta f_{i+1/2} = G_{i+1/2}^n - g_{i+1/2}^n \quad (5.53)$$

si se elige este valor de $\delta f_{i+1/2}$ para todos los puntos, entonces la ec.5.50 simplemente es el esquema de orden alto. Por lo tanto, son necesarios ciertos ajustes de δf de punto a punto. El ajuste es tal que $\delta f_{i+1/2}$ no sufre ningún cambio mientras que no haya riesgo de una oscilación ficticia. Sin embargo, si existe riesgo de oscilación, entonces se reduce o incluso se anula el valor de δf en ese intervalo. El algoritmo con base en este concepto está dado por

$$\delta f_{i+1/2} = S \max \left\{ 0, \min \left[S(\bar{u}_{i+2} - \bar{u}_{i+1}), \delta \hat{f}_{i+1/2}, S(\bar{u}_i - \bar{u}_{i-1}) \right] \right\} \quad (5.54)$$

con

$$\delta \hat{f}_{i+1/2} = G_{i+1/2}^n - g_{i+1/2}^n$$

y con signo según sea el caso

$$S = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{u}_{i+1}^{n+1} > \bar{u}_i^{n+1} \\ -1 & \text{si } \bar{u}_{i+1}^{n+1} < \bar{u}_i^{n+1} \end{cases}$$

Para fines de este estudio, cada término de la ecuación 5.54 se iguala como

$$A = S(\bar{u}_{i+2} - \bar{u}_{i+1}) \quad (5.55)$$

$$B = \left| \delta \hat{f}_{i+1/2} \right| \quad (5.56)$$

$$C = S(\bar{u}_i - \bar{u}_{i-1}) \quad (5.57)$$

y considerando a u como la concentración (C), y a a como la velocidad (U), se tiene

$$A = S(C_{i+2} - C_{i+1}) \quad (5.58)$$

$$B = \left| \delta \hat{f}_{i+1/2} \right| = G_{i+1/2}^n - g_{i+1/2}^n = a \frac{-u_{i+2}^n + 7u_{i+1}^n + 7u_i^n - u_{i-1}^n}{12} + |a| \frac{u_{i+2}^n - 3u_{i+1}^n + 3u_i^n - u_{i-1}^n}{12} - au_i^n \quad (5.59)$$

$$B = \frac{-au_{i+2}^n + 7au_{i+1}^n + 7au_i^n - au_{i-1}^n}{12} + \frac{au_{i+2}^n - 3au_{i+1}^n + 3au_i^n - au_{i-1}^n}{12} - \frac{12au_i^n}{12} \quad (5.60)$$

al cancelar términos

$$B = \frac{4au_{i+1}^n - 2au_i^n - 2au_{i-1}^n}{12} = \frac{2au_{i+1}^n - au_i^n - au_{i-1}^n}{6} \quad (5.61)$$

resulta

$$B = |2UC_{i+1} - UC_i - UC_{i-1}| \quad (5.62)$$

y

$$C = S(C_i - C_{i-1}) \quad (5.63)$$

la ec. 5.54 queda finalmente

$$\delta f_{i+1/2} = S \max\{0, \min[S(C_{i+2} - C_{i+1}), |2UC_{i+1} - UC_i - UC_{i-1}|, S(C_i - C_{i-1})]\} \quad (5.64)$$

con signo

$$\begin{array}{ll} S = 1 & \text{cuando } C_{i+1} > C_{pi} \\ S = -1 & \text{cuando } C_{i+1} < C_{pi} \end{array}$$

y la ecuación 5.50

$$C_i^{n+1} = C_i^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} U(C_{i-1}^n - C_i^n) \quad (5.65)$$

5.6.1 Comparación de los esquemas mediante ondas de pruebas

La figura 5.6 muestra los resultados de los cálculos para la onda cuadrada de los esquemas numéricos de Euler hacia delante en el tiempo y diferencias hacia atrás en el espacio (FTBS), Lax-Wendroff (Nakamura, 1992) y Explícito progresivo de tercer orden.

Dada la ecuación

$$u_t + u_x = 0 \quad (5.66)$$

con las condiciones iniciales de una onda cuadrada. La solución exacta de la ecuación para cualquier tiempo tiene la misma forma cuadrada de la distribución inicial, pero la localización de la onda avanzada de manera continua con velocidad unitaria.

La solución numérica mediante el esquema FTBS nunca toma valores negativos, ni tampoco presenta un comportamiento oscilatorio. Sin embargo, la onda tiende a expandirse y aplastarse al viajar. La altura de la onda es cada vez menor y su ancho cada vez mayor.

En el esquema de Lax Wendroff hay menos efectos de aplastamiento de las ondas con respecto del esquema anterior, pero tiene un comportamiento oscilatorio significativo, que corresponde al error de perturbaciones asociado al término de tercer orden del error de truncamiento. Esta tendencia aumenta al tender γ a 0.

Con el esquema progresivo de tercer orden, se mantienen mejor la altura y el ancho de la onda cuadrada. Sin embargo, las alturas de la onda se vuelven negativas en el inicio y final de cada onda. Esta tendencia de oscilación en torno a un cambio drástico de la solución se debe al error de perturbación.

El esquema de flujo corregido simula la onda viajera mejor que el método progresivo de tercer orden, eliminando los valores negativos antes y después de la onda.

Dada la mejor aproximación de la simulación numérica con el esquema de flujo corregido fue utilizado para encontrar la solución de la ecuación 5.42 a lo largo de una tubería.

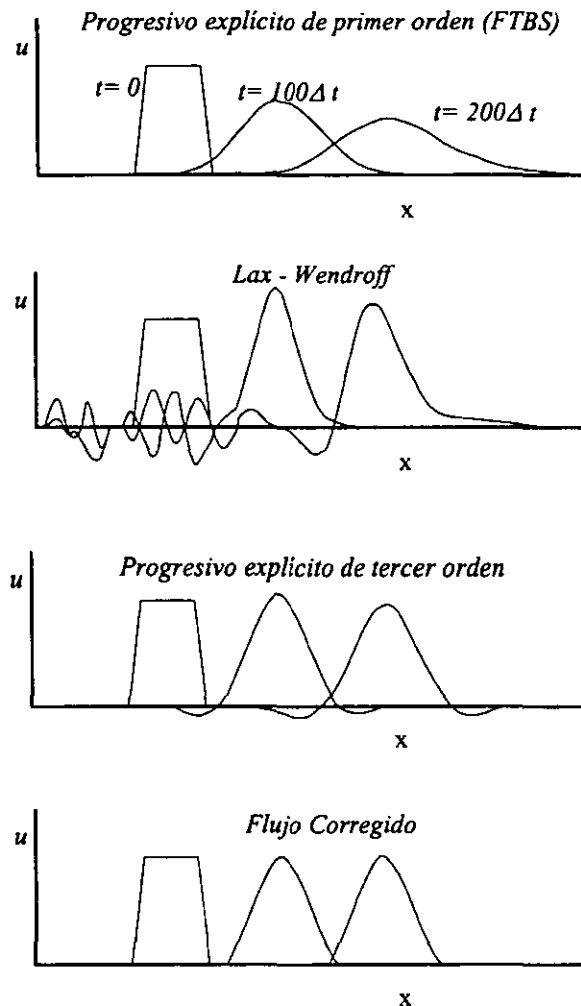


Figura 5.6 Simulación numérica de una onda cuadrada que se mueve con velocidad constante a .

En la figura 5.7 se muestran los resultados obtenidos con el esquema de flujo corregido (Nakamura, 1992). Se aprecia el desplazamiento de la concentración de una sustancia dentro de una tubería en diferentes tiempos para un $\Delta x = 1$, un $\Delta t = 1$ s, $U = 1$ m/s y $C = 1$.

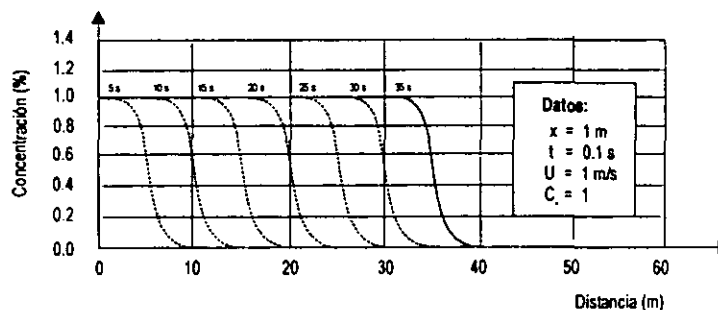


Figura 5.7 Propagación de una sustancia en una tubería.

5.7 Balance de masa en la confluencia de varias tuberías

Las tuberías que se juntan en un nudo se clasifican en dos grupos; el primero está formado por las tuberías con un gasto que llega al nudo y, el segundo con las tuberías que tienen un gasto de salida desde dicho nudo, como se ilustra en la figura 5.8.

Se considera que las aportaciones de masa de cada una de las tuberías del primer grupo a un nudo en particular es igual a

$$m_i = \sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t \quad (5.67)$$

en la ecuación anterior Q_i representa a los gastos de entrada al nudo i desde una tubería del primer grupo, N el número de tuberías del primer grupo.

Por las tuberías del segundo grupo egresará desde el nudo un fluido que contiene una mezcla uniforme con concentración C_E , por lo que la masa que sale es

$$m_s = C_E \left(\sum_{i=1}^M G_i + q_E \right) \quad (5.68)$$

donde q_E es el gasto que se suministra a los usuarios de la red, G_i los gastos de salida por una tubería del segundo grupo y M el número de tuberías del segundo grupo.

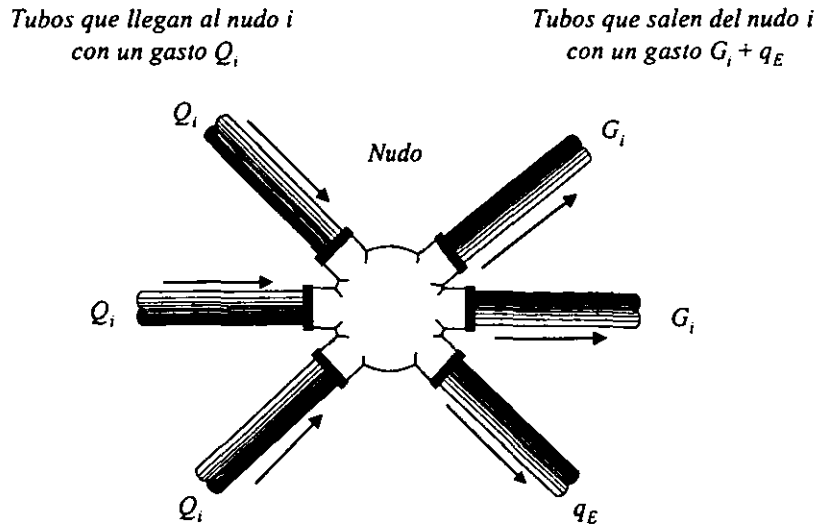


Figura 5.8 Esquema de tuberías que se juntan en un nudo.

Por el principio de conservación de masa, la que entra es igual a la que sale

$$m_i = m_s \quad (5.69)$$

así al igualar las ecuaciones 5.67 y 5.68, se puede despejar a la concentración de la mezcla, de modo que

$$C_E^{k+1} = \frac{\sum_i^N C_i^k Q_i}{\sum_i^M G_i + q_E} \quad (5.70)$$

En la figura 5.9 se representa de forma gráfica la ecuación anterior.

5.8 Secuencia de cálculo de la concentración de la sustancia

Para calcular la concentración en distintos puntos de la red, se requiere, como primer paso obtener el funcionamiento hidráulico de la red. Del mismo se establece el lapso que tarda en recorrer el agua desde un extremo a otro en la tubería de menor longitud de la red. El tiempo que se utiliza para el cálculo de las concentraciones debe ser mayor o igual a este lapso.

$$m_I = \sum_{i=1}^N C_i^k Q_i \Delta t \qquad m_s = C_E \left(\sum_{i=1}^M G_i + q_E \right)$$

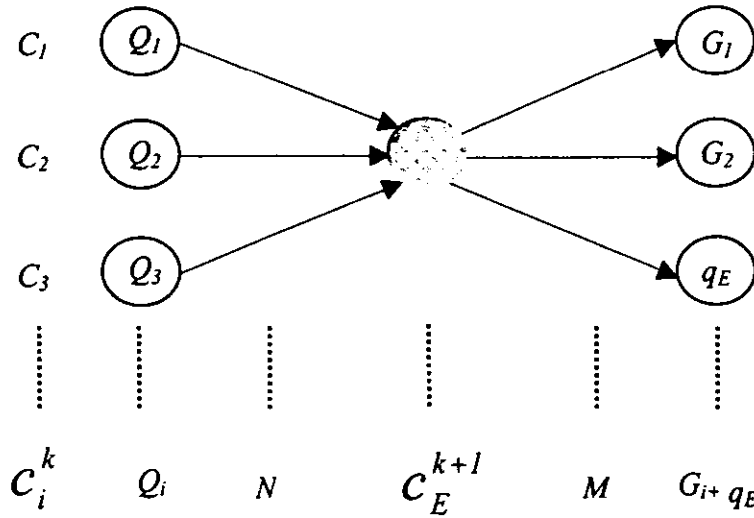


Figura 5.9 Esquema de un nudo con la nomenclatura elegida.

También del funcionamiento mencionado se obtienen los gastos de entrada Q_i y los de salida G_i incluidos en la ecuación 5.70 que fluyen en las tuberías de la red en un instante determinado. Con la ecuación 5.70 se calcula la concentración en los extremos de las tuberías y la concentración en el extremo donde entra este gasto, se obtiene la concentración en el extremo final de la tubería para el tiempo $t + \Delta t$. Con ello, al aplicar nuevamente la ecuación 5.70 se encuentran las concentraciones en los nudos en el tiempo $t + \Delta t$.

Cuando se coloca una sustancia particular o un trazador en un tanque de almacenamiento se le asigna la concentración conocida, con la ecuación 5.70 es posible obtener la concentración que existe en los distintos nudos de la red para los gastos que fluyen en la red en determinados tiempos de interés.

Cuando esta sustancia corresponde a cloro residual se obtiene en cada nudo la concentración de cloro y se revisa si ella es mayor o igual a la requerida para asegurar que cumpla con su misión de “desinfectar” el agua y destruir microorganismos dañinos. El contenido de cloro

residual deberá ajustarse a lo establecido por el Diario Oficial de Salud, 1994, el cual queda comprendido de 0.2 a 1.5 *mg/l* para ser aceptable.

El método de cálculo de las concentraciones de una sustancia permite estimar la concentración de cloro en las tuberías cuando cierta concentración de este compuesto químico es colocado en algunos puntos de la red con la finalidad de desinfectar el agua.

Este método puede constituirse en una importante herramienta para obtener la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques e imponer las condiciones de apertura de las válvulas en sus tuberías de entrega de agua para contar con una adecuada operación del sistema. En este caso, la concentración de sustancias en cada nudo de la red corresponde al grado de influencia que tiene el tanque en él.

Otra aplicación del método consiste en determinar las zonas de influencia dentro de la red de los tanques de almacenamiento.

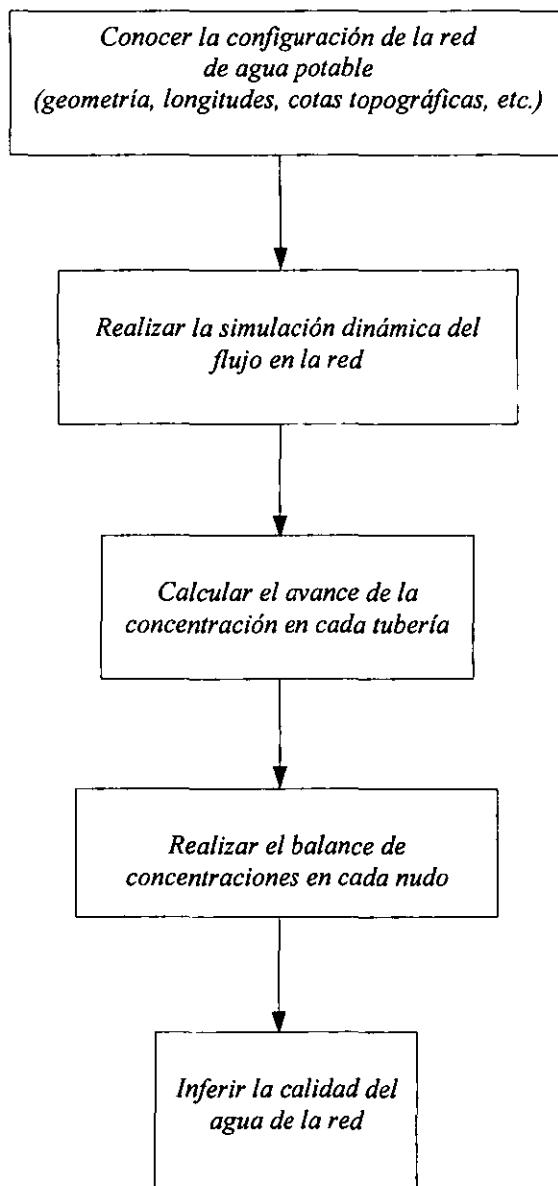


Figura 5.10 Método para calcular la concentración de una sustancia.

Capítulo 6

*Aplicaciones de la difusión de sustancias
en redes de tuberías*

Aplicaciones de la difusión de sustancias en redes de tuberías

El cloro es muy usado como un desinfectante en los sistemas de agua potable porque minimiza el potencial del crecimiento de microorganismos patógenos que producen enfermedades de tipo intestinal, pero no necesariamente implica la completa destrucción de todos los organismos vivientes en ella. Como el cloro viaja a través de las tuberías en un sistema de distribución, puede reaccionar con una variedad de materiales entre el agua, las paredes del tubo y en los tanques de almacenamiento. Estas reacciones reducen el contenido de cloro, dependiendo del tiempo que permanece en la red de tuberías. Es importante entender estas reacciones y modelar su impacto a través del sistema de distribución para seleccionar estrategias de operación que garanticen una adecuada calidad del agua.

Con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor, se emplean tratamientos de potabilización. La Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, (publicada en el Diario Oficial, el jueves 18 de enero de 1996) establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano, que deben cumplir los sistemas de abastecimiento públicos y privados o cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

En cuanto al cloro residual libre, el agua debe contar con una concentración entre 0.2 y 1.50 mg/l para cumplir con las normas de salud y sobre todo mantenerla libre de contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos que causen efectos nocivos al ser humano.

6.1 Estudios previos

Clark *et al.* (1993) muestran como el cloro residual puede variar, a través del día en diferentes lugares en un sistema de distribución dependiendo de la trayectoria de flujo y del tiempo de residencia en el agua. Estudios del decaimiento de cloro en un tramo de tubería revelan que el rango de decaimiento en las tuberías es muchas veces más grande que el que sucede en un almacenaje (Wable *et al.* 1991). Esto sugiere que las paredes de las tuberías contribuyen en la disminución de cloro observada en los sistemas de distribución. Hunt and Kroon (1991) describen un modelo de decaimiento de cloro de primer orden de reacción, con un único rango constante para cada tubo y facilidad de almacenamiento.

Biswas *et al.* (1993) desarrollaron un modelo de decaimiento de cloro en una simple tubería bajo estado estático que incluyeron reacciones del volumen de flujo y difusión radial, y subsecuentemente la reacción del cloro en las paredes de la tuberías.

Rossman *et al.* (1994) presentaron un modelo de decaimiento de cloro con base a la transferencia de masa en red de tuberías que suministran flujo no estático bajo condiciones turbulentas y laminares. El modelo está incorporado a un programa que simula la calidad del agua en el sistema de distribución llamado EPANET. Ellos discuten como el programa EPANET fue usado para calibrar el modelo a partir de las observaciones de campo tomadas de una porción del Sur Central de Connecticut (SCCRWA) y reportan los cambios en los niveles de cloro a través de sistema en el tiempo.

El objetivo de esta tesis es proponer un modelo matemático que simule la propagación de un contaminante en el agua que fluye en una red de tuberías durante un día. Su aplicación principal se refiere a la determinación de la concentración de cloro residual en distintos puntos de dicha red, en cualquier momento del día tomando en cuenta el cambio temporal de los gastos que circulan en sus tuberías.

Con base en este modelo se estima la concentración de cloro en distintas zonas para revisar si el cloro residual es mayor al requerido; con lo cual se encuentran las zonas de la red donde se alcanza a difundir adecuadamente y se ubican los puntos de la red donde existe déficit de cloro.

Generalmente el agua ingresa a la red por medio de tanques de regulación. Los gastos de salida de los tanques de regulación quedan definidos por la elevación del agua que almacenan,

las características de sus tuberías (diámetros, longitud, material, etc.) y los gastos que demandan los usuarios.

Cuando la red de distribución tiene más de un tanque de regulación, el gasto promedio que en un día sale de un tanque en particular, rara vez coincide con el gasto medio que entra a él (proveniente de alguna de la fuente de abastecimiento), lo que desajusta el funcionamiento de la red. Otras veces sucede que, durante cierto tiempo algunos tanques reciben agua de la red en vez de proporcionarla a ella.

Para evitar las condiciones anteriores se debe operar válvulas instaladas en las tuberías conectadas a los tanques, con la intención del gasto promedio de salida del tanque hacia la red sea igual al gasto promedio que recibe. De esta manera, los tanques recuperan sus niveles de agua después de un día de servicio y quedan preparados para operar al día siguiente.

El método que aquí se propone también permite determinar la zona cubierta por la red de distribución que se abastece desde cada tanque a la misma; ello toma en cuenta la operación de válvulas que se realiza en sus tuberías de salida.

6.2 Áreas de Influencia

Otra aplicación del método para calcular concentraciones de una sustancia en red de tuberías, consiste en determinar la zona (de influencia) que abastece un tanque de regulación.

La red de la figura 6.1 representa la zona norte de la red de tuberías de agua potable del Distrito Federal, está conformada por 4 tanques de regulación, 139 tubos y 96 nudos, los valores de sus diámetros, longitudes y cotas topográficas se aprecian en el apéndice C.

Conociendo la configuración de la red se realizó la simulación del flujo en la red para conocer presiones, gastos que circulan en ella, cargas sobre el terreno, etc. en cada nudo y tuberías de la red. La simulación del flujo se realizó dividiendo cada tubería en 50 secciones, debido a la irregularidad en su longitud. El Δt se consideró de 600 s para asegurar la positividad de sus resultados

Con la información anterior se procede a calcular la concentración en cada nudo de la red, para lo cual primero se determina la variación de la concentración a lo largo de cada una de las tuberías que conforman la red.

Para conocer la concentración a lo largo de una tubería se utiliza el esquema numérico de flujo corregido, con ello se obtiene la concentración al final de un cierto intervalo de tiempo.

Con la concentración en los extremos, se realizó el balance de concentraciones en cada nudo, considerando si el gasto en un tubo sale o llega al nudo.

La simulación de la propagación de cloro a través de la red se hizo considerando una concentración de 1.5 mg/l de cloro en cada uno de los cuatro tanques, que es el valor máximo permitido, por la normatividad establecida.

Se aprecia en la tabla 6.1 y en la figura 6.2, que la mayor parte de la zona que demanda agua potable tiene una concentración dentro del intervalo permitido, mientras que los nudos 38, 39, 40 y 41 presentan una concentración menor a 0.2 mg/l de cloro, por lo que en ellos no se cumple el valor mínimo aceptable, de modo que sería necesario agregar cloro cerca de esos puntos, para que toda la red tenga una concentración dentro de los valores que establece la norma.

Tabla 6.1 Ejemplo de los resultados obtenidos con el modelo, $t = 2$ horas.

23	1.5	2	1.5	49	1.036
15	1.5	3	1.5	69	1.032
22	1.5	13	1.5	71	0.972
87	1.5	64	1.5	28	0.954
9	1.5	76	1.5	27	0.950
10	1.5	77	1.5	54	0.947
17	1.5	78	1.5	47	0.881
24	1.5	80	1.5	50	0.791
8	1.5	81	1.5	46	0.791
11	1.5	83	1.5	51	0.788
25	1.5	84	1.5	52	0.786
19	1.5	183	1.5	48	0.780
18	1.5	398	1.5	59	0.597
36	1.5	409	1.5	86	0.554
12	1.5	410	1.5	75	0.532
44	1.5	1	1.5	73	0.532
42	1.5	82	1.5	74	0.532
4	1.5	408	1.5	72	0.531
45	1.5	26	1.5	61	0.432
35	1.5	32	1.488	60	0.430
33	1.5	85	1.488	58	0.429
43	1.5	65	1.473	63	0.429
5	1.5	68	1.473	53	0.427
30	1.5	70	1.421	62	0.427
34	1.5	20	1.290	57	0.426
7	1.5	14	1.271	56	0.399
29	1.5	66	1.262		
31	1.5	67	1.125		
6	1.5	55	1.037		
16	1.5	21	1.036		
37	1.5	79	1.036		

** Nudos con concentración menor a 0.2 mg/l

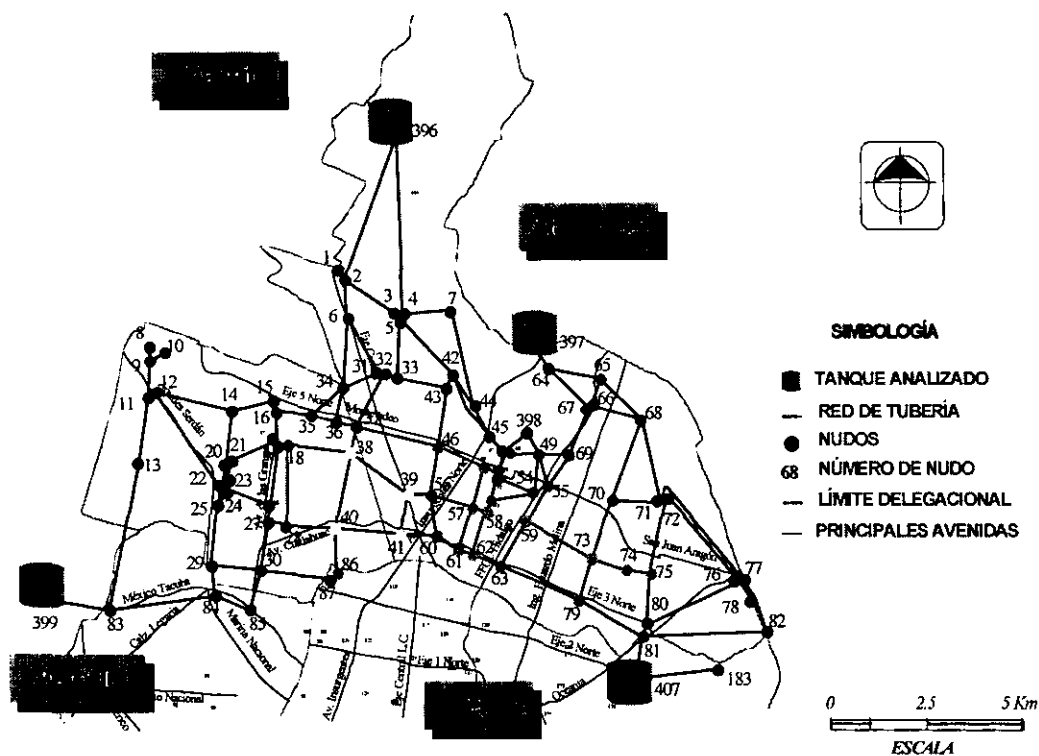


Figura 6.1. Red analizada



Figura 6.2 Zonas de la red con diferente concentración de cloro.

6.3 Pruebas de laboratorio para validar el modelo matemático

Para verificar la bondad del modelo matemático fue necesario simular el movimiento del agua potable en una red de tuberías. El dispositivo de ensayos se construyó en las instalaciones del Instituto de Ingeniería, figura 6.3. Las pruebas fueron realizadas para calibrar el modelo estático modificado, en una segunda etapa de trabajo se harán las adecuaciones necesarias al dispositivo físico para realizar pruebas con el modelo dinámico modificado.

6.3.1 Dispositivo físico en el laboratorio

La red se diseñó de acuerdo al espacio disponible en el laboratorio, consta de una tubería de cobre de ½" de diámetro, con una serie de llaves que permiten extraer un gasto que simula la demanda en la red, fotografía 6.1.

La red tiene cuatro circuitos que abarcan un área total de 226.60 m². Cuenta con 3 tuberías de 11 m de largo y 6 de 9.6 m de longitud. Las tuberías de 11 m de largo se dividieron en cuatro tramos de 2.75 m y las de 9.60 m, en cuatro tramos de 2.4 m cada uno. En cada unión de tramo se colocó una llave de nariz de ½" por lo que se tienen 33 salidas de agua. Otras características de la red se aprecian en la tabla 6.2.

La altura del nivel de piso al eje de las tuberías de la red es de 1.80 m de altura.

El dispositivo de ensayos cuenta con pequeñas canaletas cuya finalidad es conducir el agua que sale por las llaves de nariz hacia el cárcamo para su recirculación o bien al drenaje cuando el agua está mezclada con el trazador en uso, fotografía 6.2.

Para el diseño de las canaletas se consideró un gasto por llave de 2 l/s. Este gasto es superior al máximo esperado en funcionamiento (1.2 l/s en promedio). La pendiente de 0.006 para ajustarse a la diferencia de nivel entre la red y el tanque del vertedor; además se condicionó a que el régimen del flujo dentro de las canaletas fuera siempre subcrítico.

Las canaletas se construyeron de lámina galvanizada y son de sección rectangular. El diseño se basó en el cálculo de flujo permanente a superficie libre, utilizando un coeficiente de Manning $n = 0.014$. Las secciones resultaron diferentes en cada ramal, siendo de 10x20 cm (6 tramos, 54.62 m), 15 x 25 cm (1 tramo, 11.12m) y 15 x 30 cm, (2 tramos, 3.78 m). Tanto la tubería como las canaletas, están sobre apoyos metálicos que en su parte superior tienen colocados trozos de madera que ayudan por un lado a proporcionar el nivel deseado, y por otro

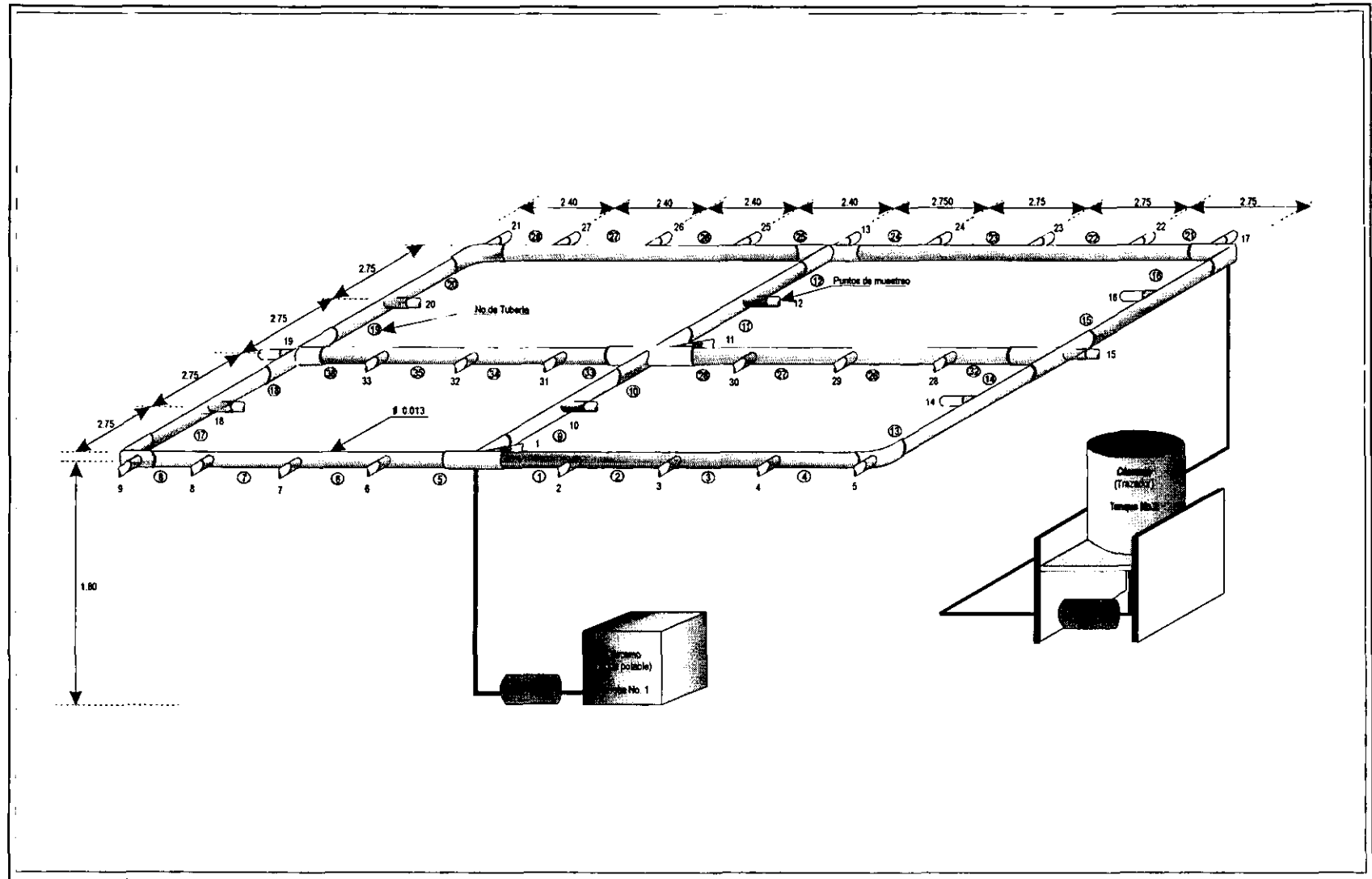
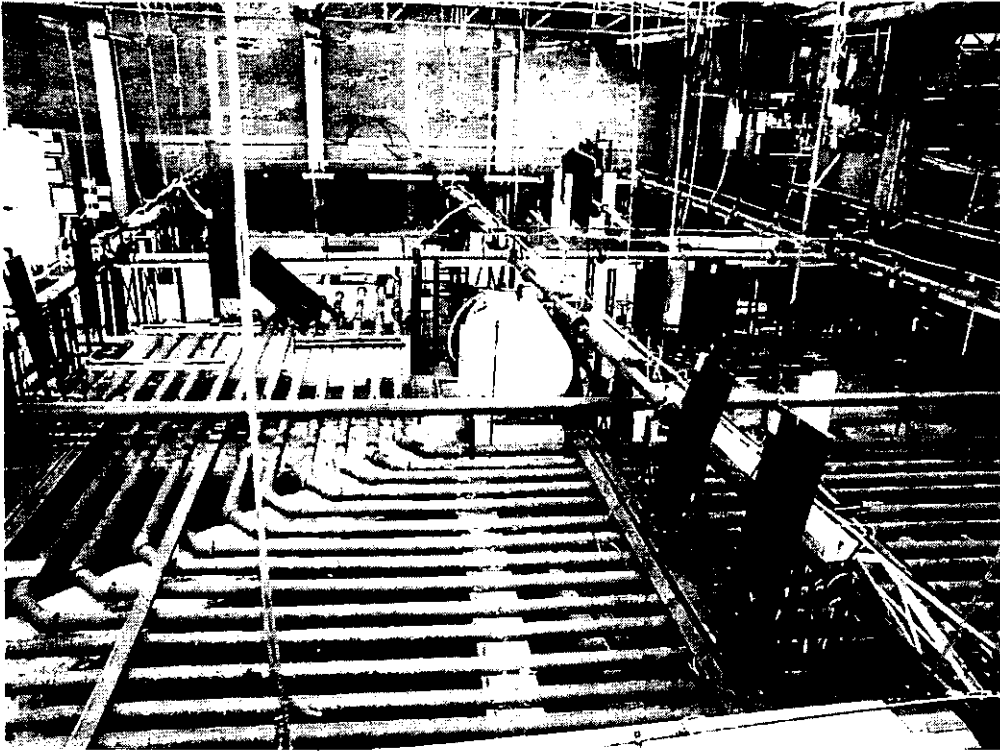


Figura 6.3 Dispositivo físico



Fotografía 6.1. Red de tuberías instalada en el laboratorio de hidráulica del Instituto de Ingeniería



Fotografía 6.2. Canaletas que conducen el agua hacia el cárcamo o drenaje según el fin del uso.

Tabla 6.2 Características del dispositivo físico.

Tramo	De nudo	A Nudo	Diámetro (m)	Área (m ²)	Longitud (m)	Tipo de Perturbación
1	1	2	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
2	2	3	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
3	2	3	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
4	4	5	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
5	1	6	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo lateral
						Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
6	6	7	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
7	7	8	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
8	8	9	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
9	1	10	0.013	0.00013	2.75	2 Tees flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
10	10	11	0.013	0.00013	2.75	Fricción
						2 Tees flujo principal
11	11	12	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
12	12	13	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
13	5	14	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
14	14	15	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
15	15	16	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
16	16	17	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Fricción
17	9	18	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
18	18	19	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
19	19	20	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
20	20	21	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Fricción
21	17	22	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
22	22	23	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
23	23	24	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
24	24	13	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
25	13	25	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
26	25	26	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
27	26	27	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
28	27	21	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
29	11	30	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
30	30	29	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
31	29	28	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo principal
						Fricción
32	28	15	0.013	0.00013	2.75	Tee flujo lateral
						Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
33	11	31	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo lateral
						Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción
34	31	32	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
35	32	33	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Fricción
36	33	19	0.013	0.00013	2.40	Tee flujo principal
						Válvula de compuerta abierta
						Fricción

a disminuir la vibración entre la base y la tubería, que causa dificultades al medir las presiones.

La red es alimentada por una bomba (No.1) de 1 ½ H.P. que extrae agua de un tanque (No.1) que se encuentra colocado a nivel de piso, fotografía 6.3.

El tanque No.2 destinado para la sustancia trazadora, es un tinaco de 1,100 litros de capacidad, colocado a una altura del piso de 1.20 m. La sustancia es suministrada hacia la red mediante una bomba de 1 ½ H.P. (bomba 2). La configuración del dispositivo físico se aprecia en la fotografía 6.4.

6.3.2 Realización de ensayos en el dispositivo físico

En el dispositivo físico se realizaron varias pruebas con el propósito de conocer la concentración de cloruro de sodio (NaCl) en los nudos de la red. Esta sustancia fue elegida por su capacidad de conductividad para medir su concentración, por no ser dañina y por su bajo costo.

A. Determinación de la concentración de cloruro de sodio(NaCl), utilizada en el ensayo.

Con el propósito de conocer la concentración de cloruro de sodio, (reactivo Baker NaCl) utilizada en la prueba de laboratorio para que las concentraciones en los gastos de salida, fueran posiblemente detectados con el conductímetro (potenciómetro de campo Conductronic pc 18) utilizado, se relacionó la conductividad y la concentración de un volumen conocido. Se realizaron mediciones de conductividad a varias muestras de agua con una determinada concentración de NaCl, con lo cual se obtuvo la gráfica No.1, en ella se relaciona la concentración contra su conductividad y a partir de ésta última se determinó la concentración de NaCl en una muestra determinada.

Esta misma prueba se realizó para sal de mesa obteniéndose un comportamiento similar.

a) Procedimiento para conocer la relación concentración-conductividad

- A partir de un volumen de agua conocido (400 ml) se mezcla una masa conocida de NaCl (1 gr) y se diluye perfectamente para tener una mezcla uniforme.
- Posteriormente se mide la conductividad de esta mezcla con un conductímetro.
- Se le agrega a esta mezcla un volumen de agua (20 ml) y se vuelve a mezclar nuevamente.



Fotografía 6.3. Tanque No.1 que alimenta de agua potable a la red de tuberías.



Fotografía 6.4. Tanque No.2. con la sustancia trazadora que alimenta la red.

- Se mide nuevamente su conductividad.
- Este procedimiento se repitió hasta tener varias mediciones, las cuales se presentan en la tabla 6.3

Tabla 6.3 Relación de conductividad y concentración del NaCl.

Conductividad (µS/cm)	Conductividad	Concentración
400	472	0.0025
420	451	0.002380952
440	436	0.002272727
460	422	0.002173913
480	406	0.002083333
500	394	0.002
520	382	0.001923077
540	371	0.001851852
560	360	0.001785714
580	349	0.001724138
600	338	0.001666667
700	298	0.001428571
800	268	0.00125
900	239	0.001111111
1000	215	0.001
1250	183	0.0008

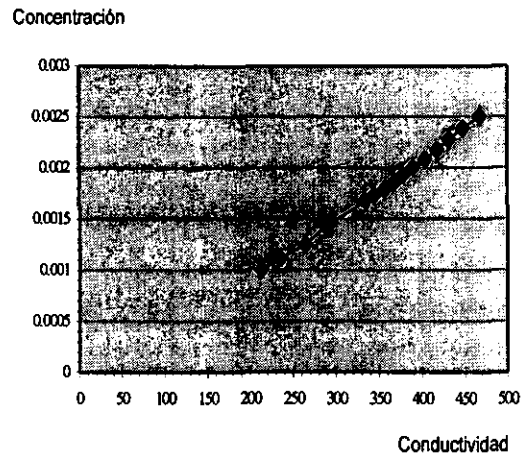


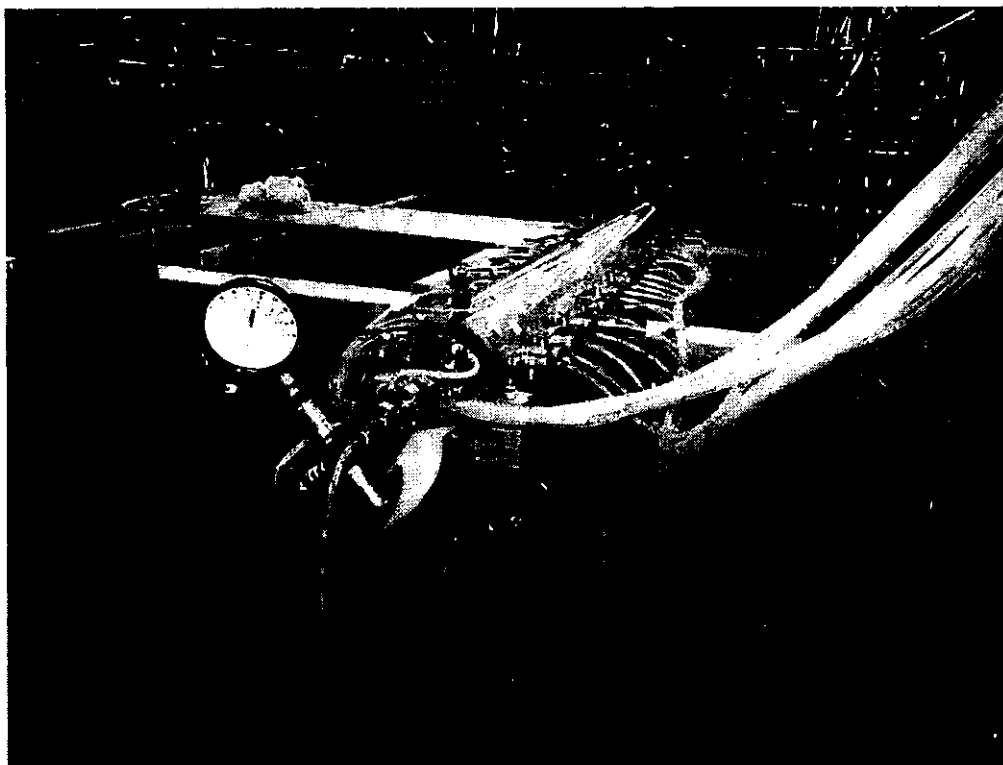
Figura 6.4. Relación entre concentración y conductividad del NaCl.

B. Medición de gastos y presiones

Los gastos de salida de cada llave de nariz, se obtuvieron con aforos volumétricos, se empleó una probeta para medir el flujo de cada muestra, considerando el tiempo de muestreo.

Para realizar las mediciones de presión durante las pruebas en el dispositivo físico, fueron preferidos los transductores de presión a los manómetros de carátula. Los transductores o celdas de presión, registran electrónicamente las pequeñas deformaciones de un diafragma debidas a la presión dentro de una tubería, lo que hace posible determinar su valor. Por ello las mediciones de presión realizadas con los transductores de presión son más precisas que las obtenidas con los manómetros de carátula, permiten registrar presiones muy pequeñas, del orden de 0.01 m.c.a., fotografía 6.5 y 6.6.

Las redes en el laboratorio cuentan con elementos especiales para permitir la instalación de los transductores de presión. Ellos están localizados en los nueve nudos de cruce, así como entre cada dos llaves de nariz, fotografías 6.7 y 6.8.



Fotografía 6.5. Transductor de presión conectado al múltiple.



Fotografía 6.6. Manómetro de carátula.

Las celdas de presión requieren ser alimentadas de energía eléctrica, ello se hace con una fuente de poder. La presión se obtiene al transformar una señal eléctrica dada en voltaje a una señal en m.c.a. La magnitud de esta señal es capturada en una tarjeta de adquisición de datos instalada en una computadora personal.

Para observar los registros guardados es necesario emplear un programa de cómputo. Este programa llamado Hidros, se desarrollo en la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería.

Otro aspecto que se tomó en cuenta en el programa fue el proceso de la calibración de las celdas de presión. Ya que es necesario verificar que la señal eléctrica medida corresponda a valores de presión que realmente se están presentando.

Para conocer las presiones y gastos en el dispositivo físico, se realiza la siguiente secuencia.

1. Las 33 llaves de nariz se mantienen a una a abertura constante.
2. Se establece una presión de entrada con la válvula de compuerta ubicada después de la bomba No.1, la cual depende del orden del gasto que se desee manejar.
3. Una vez establecido el flujo (5 min), se procede a aforar el gasto que sale por cada una de las llaves, esto se realiza con cronómetro y probeta cinco veces por llave para reducir el error de lectura.
4. Se toma la lectura en la entrada de la alimentación de la red, nudo 1, con un manómetro de carátula, con la finalidad de observar con qué ámbito de valores de presión se va a trabajar.
5. Se toma la lectura de presión
 - Para ello es necesario tomar el cero de cada celda de presión en diferentes puntos de la red para llevar a cabo la toma de mediciones al mismo tiempo.
 - Por medio de un dispositivo constituido por una manguera con una “tee” conectada a un extremo y una válvula de aguja conectada al otro, se purgan las celdas para evitar que se tenga otro fluido diferente al agua (aire), el cual provocaría una lectura errónea de la presión; esto se logra conectando la entrada media de la “tee” en la preparación de la tubería y en el último extremo que queda libre de la “tee” la celda de presión



Fotografía 6.7 Preparación para conexión de una celda absoluta o manómetro de carátula.



Fotografía 6.8 Diferentes nudos de toma de presión conectados a la celda diferencial.

- Se toma la lectura de presión por medio del programa de cómputo de adquisición de datos.
- Con la media proporcionada por el programa, se lleva a cabo la resta algebraica del cero antes medido con la misma celda en el sitio en cuestión, para obtener la presión real en ese punto.

C. Medición de concentraciones

Una vez conocida la sustancia con que se trabajará se procede a realizar el muestreo simultáneamente a la secuencia de pasos a seguir para obtener los gastos y presiones.

1. En el primer paso, las 33 llaves de nariz se colocan a una cierta abertura fija, que corresponde en ocasiones al 25 % ó 50 % del total.
2. Posteriormente se coloca el trazador elegido (NaCl) en el tanque No. 2.
3. Como actividad seguida es necesario conocer las presiones y gastos que se presentan en cada una de las entradas y salidas de la red. Estos datos se obtienen en el instante en que se realiza el muestreo.
4. El dispositivo comienza su funcionamiento, la red es alimentada por el tanque No. 1 en el nudo 1 y por el tanque No. 2 en el nudo 17, éste último con la sustancia trazadora.
5. Se establece una presión de entrada con la válvula de compuerta ubicada después de la bomba No.1, la cual depende del orden del gasto que se desee manejar.
6. Se espera a establecer el flujo en toda la red, abastecida por los dos tanques. Este tiempo es aproximadamente de 3 a 5 minutos.
7. Una vez establecido el flujo se realiza la primera muestra por cada llave de nariz, en un frasco de plástico con tapa hermética, de un litro de capacidad, previamente etiquetado, como se observa a continuación. Cada frasco es llenado en un lapso del orden de 10 segundos.

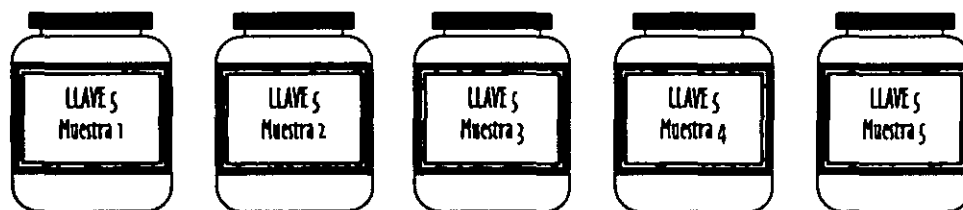


Figura 6.5 Recipientes previamente etiquetados para realizar el muestreo.

8. Transcurridos tres minutos se toma una 2ª muestra, y así sucesivamente hasta tomar las 5 muestras, fotografía 6.9.
9. Para conocer la concentración de cloruro de sodio se utilizó un conductímetro y se calculó la concentración de cada muestra, fotografía 6.10.
10. Se miden los volúmenes de cada muestra y se obtiene su gasto.

6.3.3 Análisis de resultados

En las tablas 6.4, 6.5 y 6.6 se aprecia el volumen, gasto, conductividad y concentración de cada uno de los puntos muestreados. Se tomaron cinco muestras de cada llave para obtener un mejor registro de lectura.

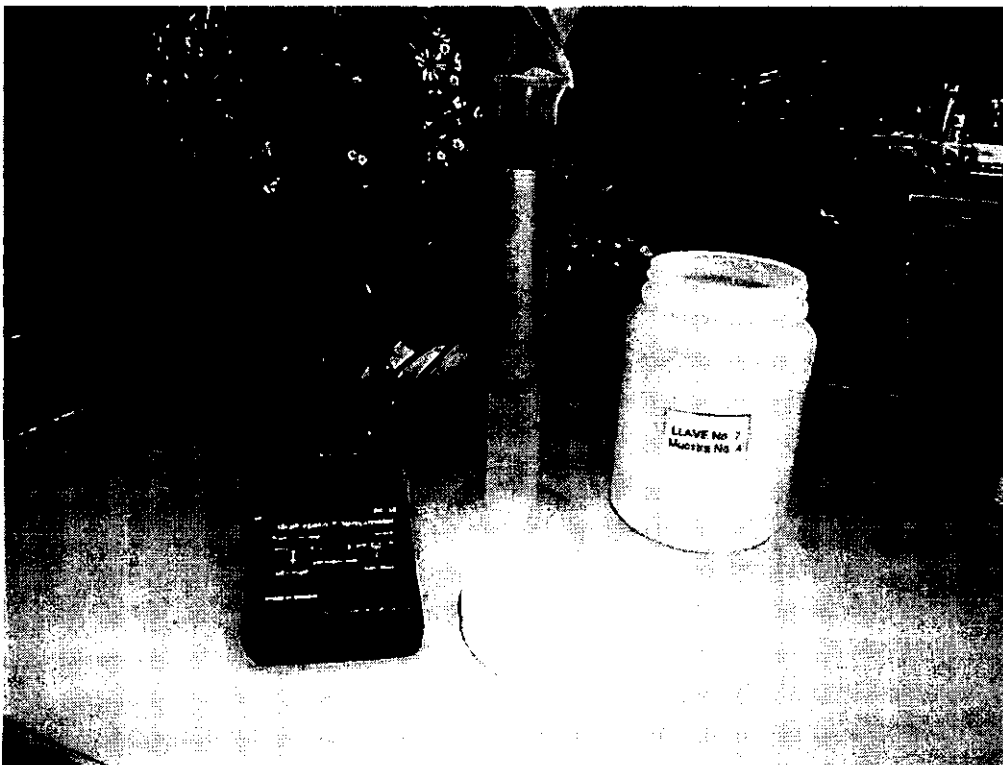
Para obtener los resultados con el modelo numérico, fue necesario alimentar el programa con datos como la carga en los nudos de entrada (tanque No. 1 $Q = 0.47$ l/s y tanque No. 2 $Q = 0.56$ l/s), los gastos de extracción de cada llave de nariz (tabla 6.5) y las características geométricas del dispositivo como la longitud, diámetro y coeficiente de fricción (valor medio y los obtenidos previamente en pruebas experimentales).

En la tabla 6.7, se muestran los resultados obtenidos con el modelo estático modificado, de los cuales se observa que no hubo déficit entre el gasto demandado y suministrado.

En la figura 6.5 se aprecia las presiones (m.c.a) registradas experimentalmente en cada nudo, (sólo se tomaron en los nueve cruces de la red debido al poco tiempo que se tenía para realizar la lectura de la celda de presión) y las calculadas con el modelo estático.



Fotografía 6.9. Muestreo en el laboratorio de hidráulica



Fotografía 6.10 Conductividad de cada muestra.

Tabla 6.4 Resultados de volúmenes obtenidos en el muestreo de laboratorio.



Análisis del muestreo de difusión de sustancias

Fecha del muestreo: 17 nov/ 98
 Sustancia: Cloruro de sodio (NaCl)
 Modelo físico: Red de agua rotabile
 Ubicación: Laboratorio de Hidráulica

Llave	Presión (kg/cm ²)	Volumen M1 (l)	Volumen M2 (l)	Volumen M3 (l)	Volumen M4 (l)	Volumen M5 (l)
Tanque No. 1	0.13	0.7	0.50	0.26	0.0275+0.233	0.25
3		1.2	0.85	0.625	0.65	0.7
5	0.05	0.71	0.72	0.51	0.47	0.54
6		0.5	0.38	0.23	0.23	0.24
7		0.53	0.63	0.44	0.4	0.415
8		1.2	0.71	0.63	0.62	0.61
9	0.0625	1.2	0.86	0.655	0.66	0.7
11	0.11	0.815	0.63	0.415	0.405	0.435
13	0.15	1.5	1.2	0.72	0.71	0.765
15	0.0875	1.2	0.825	0.635	0.64	0.68
Tanque N.º 2	0.15	Se admiró	0.61	0.53	0.53	0.53
17	0.0875	0.635	0.5	0.31	0.35	0.32
21	0.0875	0.52	0.4	0.27	0.26	0.28
22		1.15	0.87	0.73	0.725	0.72
23		0.36	0.27	0.24	0.21	0.22
26		0.51	0.37	0.275	0.28	0.28
27		0.75	0.55	0.4	0.37	0.4
29		0.875	0.68	0.535	0.5	0.5
32		0.51	0.37	0.31	0.287	0.25
33		1.27	0.72	0.625	0.61	0.65

Algunos datos adicionales:

Presión en la llave No. 1 (Bombeo de agua limpia): 0.13 kg/cm²

Presión en la llave No. 17 (Bombeo del trazador): 0.150 kg/cm²

Concentración en el tanaco: 100 %

Tabla 6.5 Resultados de gastos obtenidos en el muestreo de laboratorio.



Análisis del muestreo de difusión de sustancias

Fecha del muestreo: 17 nov. 93
 Sustancia: Cloruro de sodio (NaCl)
 Modelo físico: Red de agua potable
 Ubicación: Laboratorio de Hidromecánica

Llave	Presión (Kg/cm ²)	$t = 16072s$	$t = 152s$	$t = 1048s$	$t = 944s$	$t = 844s$	QT (l/s)	
		Q1 (l/s)	Q2 (l/s)	Q3 (l/s)	Q4 (l/s)	Q5 (l/s)		
Tanque	0.3	0.4732415						
Rotoplas	0.5	0.545712441						
1	0.3	0.043554007	0.043402778	0.025722233	0.02271624	0.026453051	0.028455574	
3		0.046634012	0.043034722	0.022313061	0.023855932	0.04452542	0.07015405	
5	0.05	0.056620207	0.0225	0.050847458	0.05710678	0.05720337	0.05531557	
6		0.031110205	0.032786111	0.022731206	0.024364407	0.025423727	0.02736307	
7		0.051642608	0.0546375	0.040817368	0.042372881	0.045761884	0.04670844	
8		0.046634012	0.03979056	0.022311565	0.02667766	0.04468844	0.06735305	
9	0.025	0.046634012	0.04652178	0.025304088	0.02775254	0.04452542	0.0713773	
11	0.11	0.050707308	0.0546375	0.04375872	0.042702542	0.046080508	0.0445115	
13	0.15	0.073330015	0.074166667	0.071724826	0.076378305	0.02224576	0.07563888	
15	0.0875	0.067868411	0.07654583	0.06331007	0.06777661	0.072033878	0.06388831	
17	0.15		0.052751389	0.052844476	0.056144063	0.056444063	0.05452025	
17	0.0875	0.037507706	0.043402778	0.030707278	0.031076271	0.033397805	0.03675887	
21	0.0875	0.032354405	0.034722222	0.026777242	0.027542373	0.02766107	0.03023785	
22		0.01553011	0.01256744	0.017667	0.016800847	0.01627186	0.01572774	
23		0.022377204	0.0234375	0.023728215	0.022245763	0.023305085	0.02306315	
26		0.031732205	0.033854167	0.02741165	0.02766107	0.02766107	0.03086408	
27		0.046665007	0.047743056	0.037880359	0.041313559	0.042372881	0.04357477	
27		0.054442507	0.057027778	0.05333778	0.052766102	0.052766102	0.05454844	
32		0.031732205	0.033854167	0.030707278	0.030644407	0.026453051	0.03078822	
33		0.070246371	0.0225	0.022313061	0.04618644	0.023855932	0.02570631	
							QT	1.02774061

Algunos datos adicionales:

Presión en la llave No 1 (Bombeo de agua limpia): 0.3 kg/cm²

Presión en la llave No 17 (Bombeo del trazador): 0.150 kg/cm²

Concentración en el trazo: 100 %

Tabla 6.6 Resultados de conductividad y concentración obtenidos en el muestreo de laboratorio.



Análisis del muestreo de difusión de sustancias

Fecha del muestreo: 17 nov 98
 Sustancia: Cloruro de sodio (NaCl)
 Modelo físico: Red de agua rotativa
 Ubicación: Laboratorio de Hidromecánica

Llave	Conductividad M ₁	Conductividad M ₂	Conductividad M ₃	Conductividad M ₄	Conductividad M ₅	Conductividad Red	Concentración (C)
Tanque No.1	70	70	70	70	70	70	0.000
3	125	125	121	118	110	117.8	0.166
5	357	355	354	352	355	354.6	0.777
6	70	70	70	72	70	70.4	0.001
7	70	70	71	72	70	70.6	0.002
8	70	70	70	74	70	70.8	0.003
9	106	107	107	111	108	108.2	0.127
11	102	107	104	102	103	103.6	0.112
13	347	345	334	343	347	343.6	0.712
15	360	352	360	360	360	358.4	0.761
Tanque No.2	370	370	371	370	367	369.6	0.777
17	321	321	316	314	312	316.8	0.823
21	338	337	342	340	340	337.8	0.577
22	350	347	345	347	348	347.3	0.726
23	348	342	345	340	345	344	0.713
26	343	340	343	345	344	343	0.710
27	343	340	343	345	343	342.8	0.707
29	350	347	336	345	341	344.2	0.744
32	102	93	103	92	107	97.8	0.077
33	102	95	102	102	102	100.6	0.102

Algunos datos adicionales:

Presión en la llave No. 1 (Bombas de agua limpia): 0.13 kg/cm²

Presión en la llave No. 17 (Bombas del trazador): 0.150 kg/cm²

Concentración en el tanaco: 100 %

Tabla 6.7 Resultados obtenidos con el modelo estático modificado.

Nudos del tubo		Q (l/s)	No. Tubo	Pérdida de carga	Nudo	Nivel Piezométrico	Carga Terreno	Qs	Qd	Déficit
1	2	0.08	1	0.44	1	3.0	1.3	28.4	28.40	0.00
2	3	0.08	2	0.05	2	2.6	0.8	0	0	0.00
3	4	0.01	3	0.00	3	2.5	0.8	70.7	70.7	0.00
4	5	0.01	4	0.00	4	2.5	0.8	0	0	0.00
1	6	0.24	5	0.17	5	2.5	0.8	55.8	55.8	0.00
6	7	0.21	6	0.14	6	2.8	1.1	27.4	27.4	0.00
7	8	0.17	7	0.08	7	2.7	1.0	46.7	46.7	0.00
8	9	0.10	8	0.03	8	2.6	0.9	69.3	69.3	0.00
1	10	0.12	9	0.10	9	2.6	0.8	71.7	71.7	0.00
10	11	0.12	10	0.10	10	2.9	1.2	0	0	0.00
12	11	0.02	11	0.00	11	2.8	1.1	47.1	47.1	0.00
13	12	0.02	12	0.00	12	2.8	1.1	0	0	0.00
14	5	0.04	13	0.11	13	2.8	1.1	97.6	97.6	0.00
15	14	0.04	14	0.11	14	2.6	0.9	0	0	0.00
16	15	0.14	15	0.28	15	2.7	1	68.9	68.9	0.00
17	16	0.14	16	0.28	16	3.0	1.3	0	0	0.00
9	18	0.03	17	0.04	17	3.3	1.5	54.5	54.5	0.00
18	19	0.03	18	0.01	18	2.5	0.8	0	0	0.00
20	19	0.04	19	0.01	19	2.5	0.8	37	37	0.00
21	20	0.04	20	0.09	20	2.5	0.8	0	0	0.00
17	22	0.36	21	0.18	21	2.6	0.9	30.2	30.2	0.00
22	23	0.29	22	0.11	22	3.1	1.4	76	76	0.00
23	24	0.26	23	0.10	23	3.0	1.3	23.1	23.1	0.00
24	13	0.26	24	0.10	24	2.9	1.2	0	0	0.00
13	25	0.14	25	0.06	25	2.8	1.0	0	0	0.00
25	26	0.14	26	0.06	26	2.7	0.9	30.9	30.9	0.00
26	27	0.11	27	0.04	27	2.7	0.9	43.6	43.6	0.00
27	21	0.07	28	0.01	28	2.7	1.00	0	0	0.00
11	30	0.02	29	0.08	29	2.7	1.00	54.5	54.5	0.00
30	29	0.02	30	0.00	30	2.7	1.00	0	0	0.00
28	29	0.03	31	0.01	31	2.5	0.8	0	0	0.00
15	28	0.03	32	0.01	32	2.5	0.8	30.7	30.7	0.00
11	31	0.07	33	0.27	33	2.5	0.7	65.7	65.7	0.00
31	32	0.07	34	0.03	34	3.0	1.3	0	0	0.00
32	33	0.04	35	0.01	35	3.3	1.6	0	0	0.00
19	33	0.03	36	0.04			Suma	1	1	0.00
34	1	0.47	37	0.04						
35	17	0.56	38	0.05						
	0	38								

Tabla 6.8 Presión medida y calculada en cada nudo de la red.

Nudo	Presión medida (m.c.a.)	Presión calculada (m.c.a.)
1	1.3	1.3
5	0.69	0.8
9	0.725	0.8
11	1.1	1.1
13	1.2	1.1
15	0.975	1
17	1.5	1.5
19	0.874	0.8
21	0.875	0.9

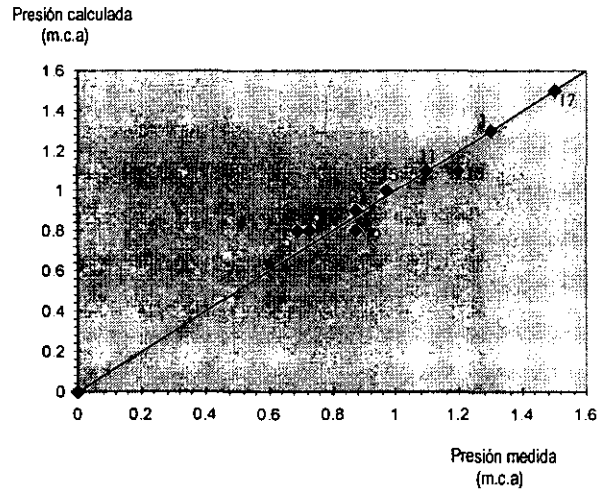


Figura 6.6 Presión medida y calculada en cada nudo de la red.

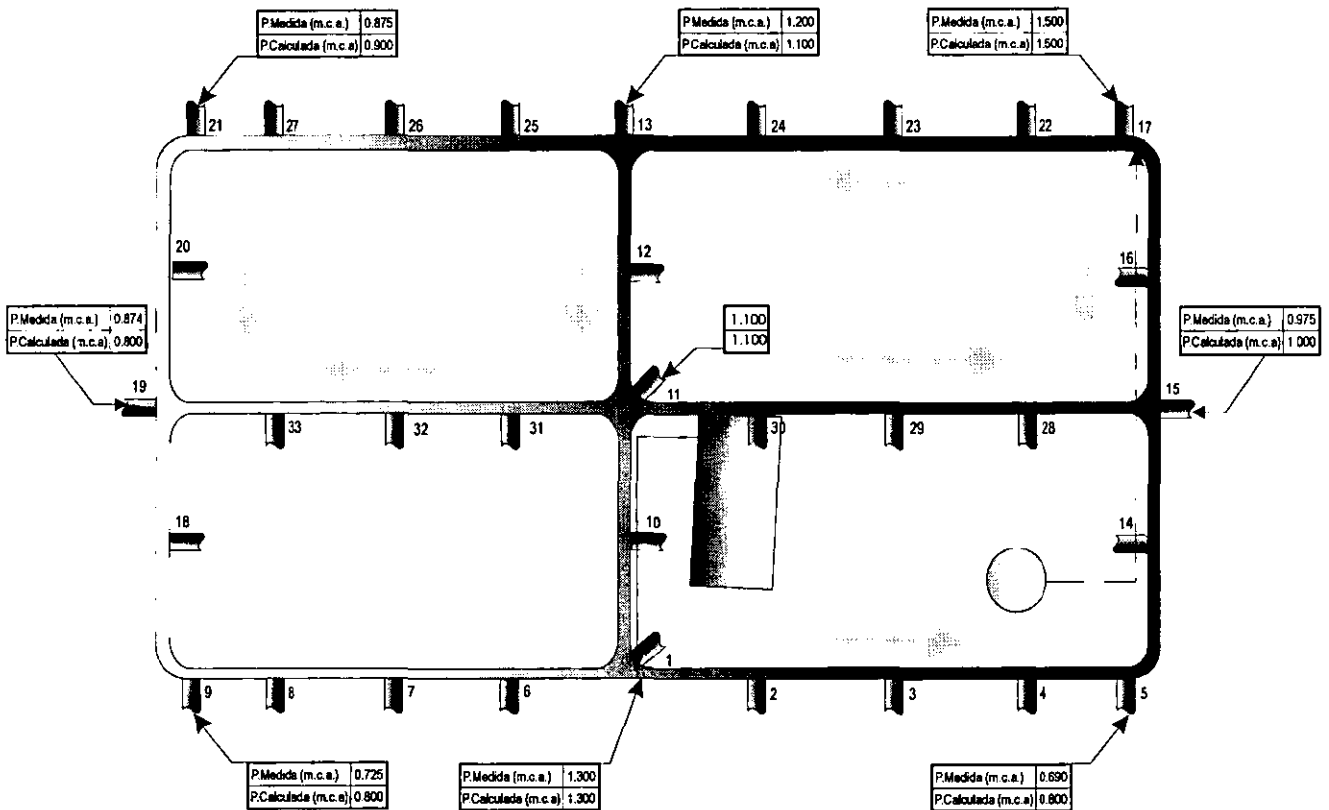


Figura 6.7 Presión medida y calculada en cada nudo de la red.

Se observa en la figura 6.5 con ayuda de las presiones experimentales y calculadas matemáticamente, que el flujo con la sustancia trazadora se condujo del nudo 17 al 13 posteriormente se dirigió hacia el nudo 21 terminando en el 19 y 9. Por el lado derecho del nudo 17 el flujo se condujo hacia el nudo 15 terminado en el nudo 5. Del nudo 13 pasó al nudo 11.

En cuanto al flujo de agua potable derivada del tanque No.1 se aprecia que su dirección fue por el lado derecho hacia el nudo 5. Por la parte de arriba hacia el nudo 11 dirigiéndose luego al 15 por la derecha y al nudo 19 y 9 por el lado izquierdo. Por la parte izquierda del nudo 1 su recorrido fue hacia el nudo 9.

Se observa que la dirección del flujo es la esperada a simple vista de acuerdo con las presiones de entrada por ambos tanques, además los datos son muy parecidos y su error relativo oscila en un 5 %, como lo muestra la gráfica 6.2, donde el punto más alejado a la recta es el No. 5, siendo su presión medida de 0.69 m.c.a. y la calculada de 0.8 m.c.a.

En cuanto a la concentración obtenida experimental y matemáticamente, se observa en la figura 6.6 que los valores son muy semejantes, siguiendo un descenso en la dirección del flujo realizado desde el nudo 17, que al entrar en combinación con el agua potable dirigido del tanque No. 1 por el nudo 1, disminuye su concentración hasta valores nulos al acercarse a este nudo.

Lo que indica que el modelo matemático que simula la propagación de una sustancia en el agua que fluye en una red de tuberías durante un día es confiable. El método constituye una importante herramienta de trabajo para determinar la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques e imponer las condiciones de operación de válvulas, así como determinar los puntos donde se debe suministrar nuevamente cloro para mantener la calidad del agua.

Tabla 6.9 Concentración medida y calculada en cada nudo de la red.

Llave	Medida	Calculada
1	0.000	0.000
3	0.166	0.000
5	0.949	0.759
6	0.001	0.000
7	0.002	0.000
8	0.003	0.000
9	0.127	0.000
11	0.112	0.169
13	0.912	1.000
15	0.961	0.999
17	0.999	1.000
19	0.823	0.587
21	0.899	0.999
22	0.926	1.000
23	0.913	1.000
26	0.910	0.999
27	0.909	0.999
29	0.914	0.637
32	0.099	0.169
33	0.102	0.340

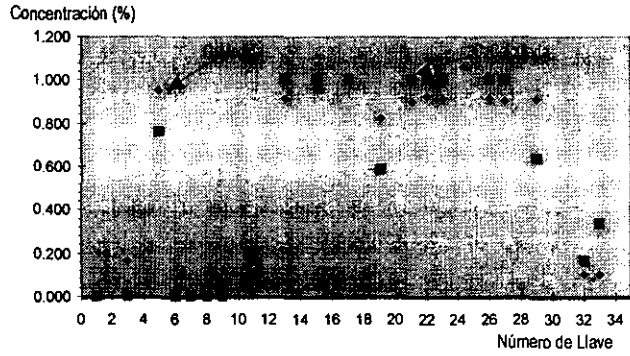


Figura 6.8 Concentración medida y calculada en cada llave de la red.

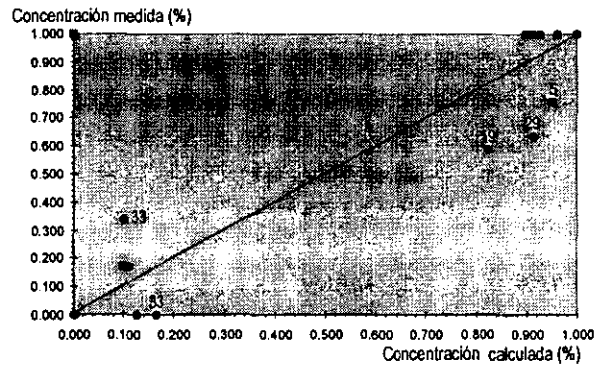


Figura 6.9 Error entre la concentración medida y calculada en cada llave de la red.

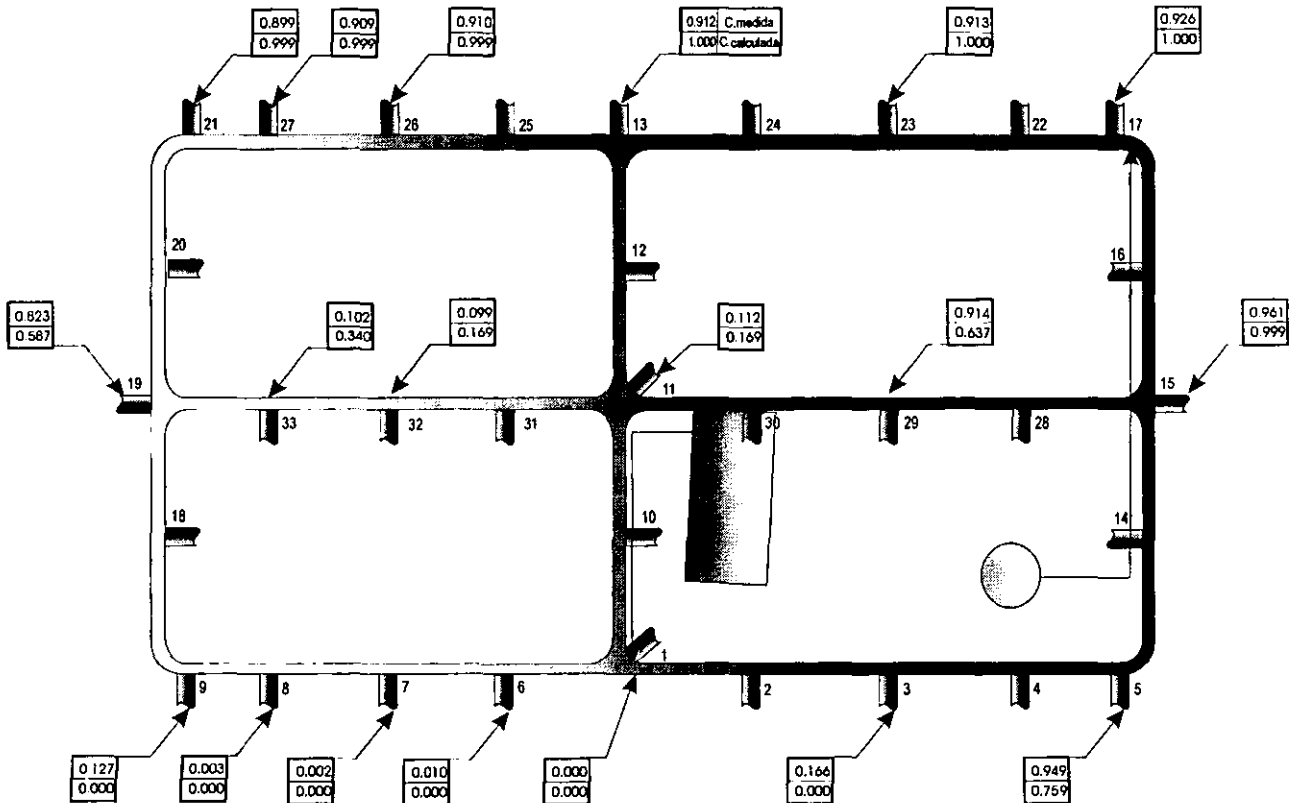


Figura 6.10 Concentración medida y calculada de la sustancia trazadora en cada punto muestreado.

Capítulo 7

Conclusiones

Conclusiones

Hoy en día la investigación debe estar enfocada a resolver problemas que presenta nuestra comunidad. El abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México requiere ser continuamente atendido para no afectar el suministro del agua a los usuarios, en la cantidad suficiente, con una presión conveniente en cualquier momento del día y con la calidad adecuada.

El control de la calidad del agua y el análisis del comportamiento hidráulico de las redes deben ser dos campos de estudio simultáneos. La calidad del agua cambia durante su recorrido, desde las fuentes de suministro hasta los puntos de consumo.

Durante el tiempo que el agua permanece en la red, las sustancias más reactivas contenidas en la misma, como por ejemplo el cloro utilizado como desinfectante, reaccionan o se combinan con otras sustancias presentes en el agua o adheridas a las paredes de las tuberías. En el caso de los desinfectantes, su concentración disminuye a través de la red favoreciendo el crecimiento bacteriológico, con el consiguiente riesgo sanitario si no se garantiza una concentración mínima de cloro.

En México, los parámetros de calidad que debe cumplir el agua potable, están determinados por la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SAA1-1994 (publicada en el Diario Oficial, el jueves 18 de enero de 1996), acorde con las directrices comunitarias.

Los modelos de calidad que se han aplicado en el análisis de las redes de distribución de agua, pueden clasificarse en función de la variable tiempo, en modelos estáticos y modelos dinámicos.

El presente estudio propone un modelo matemático que simula la propagación de una sustancia en el agua que fluye en una red de tuberías durante un día por estar más apegado al comportamiento real. Su aplicación principal se refiere a la determinación de la concentración de cloro residual en distintos puntos de dicha red en cualquier momento, tomando en cuenta el cambio temporal de los gastos que circulan en sus tuberías, con ello se ubican las zonas donde existe déficit de cloro.

También hace posible determinar las zonas de la red que abastece un tanque de almacenamiento, permitiendo regular su distribución con la operación de válvulas.

7.1 Métodos propuestos

Para simular el funcionamiento hidráulico de una red de tubos, existen diversos métodos de cálculo, algunos de los cuales se presentan en paquetes muy atractivos. Los modelos utilizados en este estudio fueron elaborados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y consideran la variación de la demanda en el tiempo y el efecto de la variación de niveles en los tanques, así como el paro y arranque de bombas. La simulación del flujo en la red permite conocer sus presiones, gastos que circularan en ella y cargas sobre el terreno, en cada nudo.

Con la información anterior se procede a calcular la concentración en cada nudo de la red, para lo cual primero se determina la variación de la concentración a lo largo de cada una de las tuberías que conforman la red.

Para conocer la concentración a lo largo de una tubería se utilizó el esquema numérico de flujo corregido, que resuelve la ecuación de la variación de la concentración a través del tiempo, en la cual sólo se consideró al transporte por convección y su reacción del agua con la sustancia, la solución analítica de esta ecuación es complicada y en ocasiones las condiciones de frontera la hacen imposible de valuar, por ello se ha recurrido a este método numérico para resolverla. El principio fundamental del esquema de flujo corregido es la combinación de un esquema de orden alto con uno de orden bajo, donde los errores que presenta uno, son suprimidos por el otro y viceversa, así se obtiene finalmente la solución para ese intervalo de tiempo mezclando los resultados de ambos cálculos.

Una vez conocido el avance de la concentración a través de cada tubería de la red y con la concentración en los extremos, se realizó el balance de concentración en cada nudo, considerando si el gasto en un tubo sale o llega al nudo.

De esta manera se infiere la calidad de agua que se presenta en cualquier punto de la red.

El método constituye una importante herramienta de trabajo para determinar la forma en que se distribuye el agua en una red de tuberías que es abastecida a partir de varios tanques y proponer las condiciones de operación de válvulas, así como determinar los puntos donde se debe suministrar nuevamente cloro para garantizar su calidad.

7.2 Dispositivo físico

Para verificar la bondad del modelo matemático fue necesario simular el movimiento del agua potable en una red de tuberías. El dispositivo de ensayos se construyó en las instalaciones del Instituto de Ingeniería. Estas pruebas comprobaron la confiabilidad del uso del método matemático para ser aplicado en otros estudios como lo es conocer las zonas que abastece un tanque de regulación de agua potable, conocer la conducción de agua residual para realizar las maniobras necesarias para mejorar su distribución a zonas que lo requieran.

El cloruro de Sodio (NaCl) utilizado demostró ser un buen trazador para utilizarse en estudios posteriores debido a su bajo costo, a su buena conductividad para ser detectable su concentración, y los pocos daños de contaminación al entrar en contacto con otras sustancias.

La realización de un ensayo de esta naturaleza requiere de una preparación previa muy minuciosa, ya que la prueba resulta ser corta y las operaciones como la estabilidad del flujo, el muestreo, la lectura de presiones, deben ser rápidas y conocidas de antemano para asegurar el éxito de la prueba, además de que requiere de la sincronización de un buen número de personas.

Referencias

Referencias

I. Libros

1. Academia de la Investigación Científica, A.C., Academia Nacional de Ingeniería, A.C., Academia Nacional de Medicina, A.C., (1995). *El agua y la ciudad de México*. México, D.F.
2. Alarcón M.P., (1997). *Estimación de parámetros con métodos inversos*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, Director M.I. Moisés Berezowsky Verduzco, México, D.F.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE), Committee on pipeline planning of pipeline division, (1992). *Pressure pipeline design for water and wastewater*. USA.
4. American Water Works Association (AWWA), (1989). *Distribution Network Analysis for Water Utilities*. Manual AWWA M32, USA.
5. American Water Works Association, (1973). *Water Chlorination. Principales and Practices*.
6. *Manual of water supply practices*. 6666 West Quincy Avenue, Denver, Colorado 80235, USA.
7. Andrew L.S. (1986). *Hidráulica Básica*. Editorial Limusa, México D.F.

-
8. Berezowsky V.M., Jiménez C. A.A. (diciembre 1995). *Flujo Permanente en Ríos*. Capítulo 6 del Manual de Ingeniería de Ríos. Series del Instituto de Ingeniería 574, UNAM, México, D.F.
 9. Boyce W., DiPrima R., (1977). *Introducción a las ecuaciones diferenciales*. Editorial Limusa, México D.F.
 10. Burden, Faires and Reynolds, (1979). *Numerical analysis*. Prindle, Weber and Schmidt, USA.
 11. Byron Bird R. (1960). *Transport Phenomena*. Department of Chemical Engineering, University of Wisconsin, Madison, Wisconsin.
 12. César V.E., (1994). *Abastecimiento de agua potable*. Volumen I, UNAM, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria.
 13. César V.E., (1993). *Abastecimiento de agua potable*. Volumen II. Recomendaciones de construcción. UNAM, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria.
 14. César V.E., (1994). *Abastecimiento de agua potable*. Volumen III, Administración, operación, mantenimiento y financiamiento de los sistemas. UNAM, Facultad de Ingeniería, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Departamento de Ingeniería Sanitaria.
 15. Chapra S., Canale R., (1987). *Métodos numéricos para ingenieros*. Editorial McGraw-Hill, México, D.F.
 16. Cussler E.L. (1997). *Diffusion mass transfer in fluid systems*. Second Edition, Cambridge University Press.
 17. Daily J., y Harleman D., (1975). *Dinámica de fluidos con aplicaciones en Ingeniería*, Edit. Trillas, México.
 18. Fair G., Geyer J., Okun D., (1994). *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*. Editorial Limusa, México D.F.
-

-
19. Fuentes M.O., Martínez A.P., (1988). *Introducción a los métodos numéricos aplicados a la hidráulica*. IMTA, Serie divulgación 5, México, D.F.
 20. Hammer M., Hammer M, Jr., (1996). *Water and wastewater Technology*. Editorial Prentice Hall. U.S.A.
 21. Herrera T.C., (1984). *Proyecto de sistemas de abastecimiento de agua*. UNAM, Facultad de Ingeniería. División de educación continua, México, D.F.
 22. International Standard, (1991). *ISO 5167-1 Measurement of fluid flow by means of pressure differential devices*. Reproduced by Global Engineering Documents, 1ª edition.
 23. Jeppson, Roland W., (1976). *Analysis of flow in pipe networks*. Ann arbor, mich. Ann arbor science.
 24. Jolley R., Brungs W., Cumming R., (1979). *Water Chlorination. Environmental Impact and health effects*. Editorial Ann Arbor Science, Michigan.
 25. López A. P., (1994). *Abastecimiento de Agua Potable Disposición y Eliminación de Excretas*. Instituto Politécnico Nacional, México.
 26. Male J.W. and Walski T.M., (1990). *Water Distribution Systems, A Troubleshooting Manual*. Lewis Publishers. USA Michigan.
 27. Maza J.A., García M., (mayo 1994). *Hidrodinámica Bases para hidráulica Fluvial*. Series del Instituto de Ingeniería. No. D – 20.
 28. Morgan S. J.M., (1997). *Mejoras al comportamiento hidráulico de los reactores UASB y filtro sumergido aerobio: Estudios de trazado a escala laboratorio y piloto*. Tesis de Maestría, Facultad de Química, UNAM. México, D.F.
 29. Nakamura, S., (1992). *Métodos numéricos aplicados con software*. Edit. Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A.
 30. Nieves A., Domínguez F., (1996). *Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería*. Editorial Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V. (CECSA), México.
-

-
31. O.M.S., (1995). *Guías para la calidad del agua potable*. Segunda Edición, Vol. 1, Recomendaciones.
 32. Paschoal S., (1983). *Fundamentos de Hidráulica General*. Editorial Limusa, México, D.F.
 33. Peavy H.S., Rowe D.R. y Tchobanoglous G., (1986). *Environmental Engineering*. McGraw-Hill. International Editions, Civil Engineering Series, Singapore.
 34. Rainville E.D., (octubre,1997). *Ecuaciones diferenciales elementales*. Editorial Trillas, México, D.F.
 35. Roberson J., Crowe C., (1989). *Mecánica de fluidos*. Edit Mc Graw Hill, Segunda edición.
 36. Roland W. Jeppson. *Analysis of flow in pipe networks*
 37. Sánchez B.J.L., (agosto,1978). *Doce algoritmos para resolver problemas de hidráulica*. Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 412, México, D.F.
 38. Scheid F., (1993). "*Método Numéricos*", Segunda edición, Editorial McGraw-Hill. México D.F.
 39. Sotelo G., (1987). *Hidráulica General*. Volúmen I, Fundamentos , Editorial Limusa, México, D.F.
 40. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, CNA, (1994). *Datos básicos*. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. México, D.F.
 41. Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, Gerencia de Normas Técnicas, CNA, (1994). *Redes de distribución*. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, México, D.F.
 42. Steel E. W., McGhee T. J., (1981). *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Editorial Gustavo Gili, Barcelona España.
 43. Streeter V., Wylie B., (1984). *Mecánica de los fluidos*. Edit. Mc Graw Hill, Sexta edición,
-

Universidad de Michigan.

44. Twort A.C. Law F.M. and Crowley F.M., (1985). *Water supply*. Edward Arnold, 3^a edition.
45. Ven Te Chow, (1990). *Hidráulica de los canales abiertos*. Editorial Diana, México, D.F.
46. Walski T. M. And Gessler J and Sjostrom J.W., (1990). *Water Distribution Systems, Simulation and Sizing*. Lewis Publishers. USA Michigan.
47. White F., (1994). *Mecánica de Fluidos*. Edit. Mc Graw-Hill.
48. Zill D., (1988). *Ecuaciones Diferenciales con Aplicaciones*. Editoria Grupo Editorial Iberoamérica, México, D.F.

I. Artículos

1. Biswas P., Lu Ch., Clark R., (1993). *A model for chlorine concentration decay*. Water Research, Vol 27, no. 12, pp. 1715-1724.
2. Centro Internacional de Agua y Saneamiento, Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), (18, noviembre, 1988). *Sistema de Abastecimiento de Agua para pequeñas Comunidades*. Documento técnico.
3. Clark, R. M., Grayman, W. M., Goodrich, J.A., Deininger, R. A., and Hess, A. F., (1991). *Field- testing distribution water quality models*. J.Am. Water Works Assoc., 83(Jul.), 67-75.
4. Clark R.M., Grayman W.M., Goodrich J.A., Deininger R.A., Skov K, (1991). *Mesuring and modeling Chlorine, Propagation in Water Distribution Systems*. J.Am. Water Works Assoc., 83, 871- 887.
5. Clark, R. M., Grayman, W.M., Males, R.M., and Hess, A.F., (1993b). *Modeling contaminant propagation in drinking water distribution systems*. J. Envir. Engrg., ASCE, 119(2), 349-364.

6. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, (noviembre, 1997). *El Plan Maestro de Agua Potable*. Revistas Hidráulica Urbana, No. 3.
7. Fuentes O., Sánchez J.L., (octubre-diciembre,1991). *Actualización de un método para calcular redes de tuberías funcionando a presión en régimen permanente*. Revista de Ingeniería, Vol. LXI, U.N.A.M., México, D.F.
8. Fuentes G., Fuentes O., (1992). *Funcionamiento hidráulico a presión en régimen no permanente de una red de tuberías*, Memorias de XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo II, Cartagena, Colombia.
9. Grayman, W.M., Clark, R.M., and Males, R.M., (1988). *Modeling distribution system water quality: dynamic approach*. J. Of Water Resour. Plng. And Mgmt., ASCE, 114(3).
10. Hitomex, (julio 1996). *Estudios de trazadores en la infraestructura hidráulica de distribución del Distrito Federal*. (Reporte de avance). Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Dirección Técnica, Subdirección de Programación, Unidad Departamental de Planes Maestros. Contrato 6 – C04 – 1 – 0257.
11. Maul, A., El-Shaarawi, A.H., and Block, J.C., (1985a). *Heterotrophic bacteria in water distribution systems. I: Spatial and temporal variation*. The Sci. Of the Total Envir., Vol 44, 201-214.
12. Maul, A., El-Shaarawi, A.H., and Block, J.C., (1985b). *Heterotrophic bacteria in water distribution systems. II: Sampling design for monitoring*. The Sci. Of the Total Envir., Vol. 44, 215-224.
13. Rossman, L.A., Clark, R.M. and Grayman, W.M., (1994). *Modeling chlorine residuals in drinking-water distribution systems*. J.Envir.Engrg.,ASCE, 120(4),803-820.
14. Tzatchkov, Velitchko, (septiembre-diciembre 1996). *Modelo numérico del decaimiento del cloro en redes de agua potable con flujo permanente (nota técnica)*. Ingeniería hidráulica en México, Vol. XI, Núm. 3, , pags 53-60.
15. Vidal R, Martínez F., Ayza M., (1994). *Aplicaciones de los modelos de calidad en la simulación de las redes de distribución de agua potable*. Ingeniería del agua, Vol 1, No. 3 1994, ISSN 1134-2196. pp. 55 – 68.

16. Walter M., Grayman, Clark R. *Using Computer Models to Determine the Effect of Storage on Water Quality.* W.