



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

## *APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA 1*

Pedro Aguilar Ruiz

Asesorado por el Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

Guatemala, octubre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

## **APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA 1**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA  
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**PEDRO AGUILAR RUIZ**

ASESORADO POR EL ING. PEDRO ANTONIO AGUILAR POLANCO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
SECRETARIA	Ing. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR:	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR:	Ing. Oswaldo Romero Escobar Álvarez
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA 1,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Mecánica Eléctrica, el 22 de febrero de 2004.

---

***Pedro Aguilar Ruiz***

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, 2 de octubre de 2007

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boitón Velásquez  
Director de Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Señor Director:

Por este medio me permito informar a usted que en mi calidad de Asesor y Jefe del Departamento de Hidráulica de esta Escuela, he terminado la revisión del trabajo de graduación titulado "APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA I", desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Pedro Aguilar Ruiz, y habiéndose efectuado todas las correcciones indicadas, el suscrito lo da por aprobado, por lo que se le solicita continuar con los trámites correspondientes.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Asesor  
Jefe del Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Jefe del Departamento de Hidráulica, Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco, al trabajo de graduación del estudiante Pedro Aguilar Ruiz, titulado APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA I, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Fernando Amilcar Baiton Velásquez



Guatemala, octubre 2007.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.348.07

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **APUNTES SOBRE EL CURSO DE INGENIERÍA SANITARIA I**, presentado por el estudiante universitario **Pedro Aguilar Ruiz**, procede a la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos  
DECANO

Guatemala, octubre de 2007



/cc

## **ACTO QUE DEDICO A**

### **Mis padres**

Pedro Antonio Aguilar Polanco

Norma Patricia Ruiz Torres de Aguilar

### **Mi hermano**

Gustavo Aguilar Ruiz

### **Cynthia Alvarado**

## **AGRADECIMIENTOS A**

Dios.

Mis familiares y amigos.

La Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	VII
<b>RESUMEN</b>	XI
<b>OBJETIVOS</b>	XV
<b>INTRODUCCIÓN</b>	XVII
<b>1. DEFINICIÓN Y CONCEPTOS</b>	1
1.1 Agua potable	1
1.2 Determinación de la calidad del agua	3
1.2.1 Muestras de agua	3
1.2.2 Examen bacteriológico	4
1.2.3 Análisis físico-químico	7
1.2.3.1 Análisis físico	7
1.2.3.2 Análisis químico	7
1.2.3.2.1 Dureza	8
1.2.3.2.2 Alcalinidad	8
1.2.3.2.3 Cloro residual	8
1.3 Componentes de un sistema del agua	11
1.4 Fórmulas hidráulicas usadas en el diseño de abastecimiento de agua	12
1.4.2 Ley de Darcy	12
1.4.3 Fórmula de Manning	13
1.4.4 Fórmula de Hazen & Williams	14
1.5 Normas para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua	15

<b>2. TIPOS DE FUENTES DE AGUA Y CAPTACIONES</b>	<b>17</b>
2.1 Tipos de fuentes	17
2.1.1 Aguas de manantiales	18
2.1.2 Ríos	19
2.1.3 Lagos	19
2.1.4 Aguas de lluvia	19
2.1.5 Aguas subterráneas	20
2.2 Aforos	20
2.2.1 Métodos de aforo más utilizados en abastecimientos de agua	20
2.2.2.1 Aforo volumétrico	20
2.2.1.2 Aforos utilizando flotadores	21
2.2.1.3 Aforo de pozos perforados	22
2.3 Obras de captación	23
2.3.1 Captación de agua de lluvia	24
2.3.2 Captación de agua de manantial	24
2.3.3 Captaciones de aguas subterráneas	26
2.3.3.1 Pozos excavados	26
2.3.3.2 Pozos hincados	28
2.3.3.3 Galerías de infiltración	28
2.3.3.4 Pozos perforados o mecánicos	29
2.3.4 Captaciones de aguas superficiales	33
2.3.4.1 Ríos	33
2.3.4.2 Lagos	34





<b>6. REDES DE DISTRIBUCIÓN</b>	<b>111</b>
6.1 Tipos de redes	111
6.2 Consideraciones generales	113
6.2.1 Determinación de puntos de consumo	113
6.2.2 Dirección de los caudales	114
6.2.3 Cálculo de las presiones	115
6.3 Diseño hidráulico de redes abiertas	115
6.4 Diseño hidráulico de circuitos	116
6.4.1 Método de la gradiente hidráulica	116
6.4.2 Método de Cross	128
6.4.3 Obras de arte en distribución	148
<b>7. VÁLVULAS</b>	<b>149</b>
7.1 Válvulas de aire	149
7.2 Válvulas de limpieza	150
7.3 Válvulas de compuerta	152
7.4 Otras válvulas	153
7.4.1 Válvulas de alivio	153
7.4.2 Válvulas de retención	154
7.4.3 Válvulas de globo	154
7.4.4 Válvulas de paso	155
7.4.5 Válvulas de flotador	155

<b>8 DESINFECCIÓN</b>	157
8.1 Medio de desinfección	157
8.2 Desinfección por medio de cloro	158
8.3 Tecnologías de cloración para el abastecimiento rural de agua	161
8.4 Otras formas de hipocloradores	164
<b>CONCLUSIONES</b>	165
<b>RECOMENDACIONES</b>	167
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	169

# ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

## FIGURAS

1	Componentes de un sistema de agua	11
2	Ciclo del agua	17
3	Aguas de manantiales	18
4	Captación de aguas de lluvia	24
5	Planta y corte de un manantial con brote definido en ladera	25
6	Captación de aguas subterráneas	26
7	Pozos excavados	27
8	Galerías de infiltración	29
9	Pozos perforados	30
10	Captación de agua de río	33
11	Gráfica de crecimiento bacteriano	40
12	Gráfica de crecimiento poblacional exponencial o geométrico	41
13	Gráfica de ejemplo de proyección de población futura por el método geométrico	44
14	Gráfica de crecimiento poblacional por el método aritmético	44
15	Gráfica de crecimiento poblacional por el método de comparación	47
16	Gráfica del desvío del caudal promedio diario	50
17	Gráfica del desvío del caudal promedio horario	51
18	Accesorios de PVC	64
20	Conducción por gravedad	71
21	Gráfica para determinar longitudes y diámetros en líneas por conducción por gravedad	73
22	Esquema de líneas de presión estática y dinámica en una línea de	

	conducción por gravedad	77
23	Localización de caja rompe presión	78
24	Uso de tuberías de mayor presión de trabajo	79
25	Línea de impulsión o línea de conducción por bombeo	81
26	Pérdidas de carga a considerar en bomba de eje horizontal	85
27	Pérdidas de carga a considerar en bomba de motor externo	86
28	Pérdidas de carga a considerar en bomba sumergible	87
29	Planta y corte de caja rompe presión	96
30	Paso aéreo	97
31	Paso de sanjón	98
32	Planta de caja unificadora de caudales	98
33	Planta y corte de caja distribuidora de caudales	99
34	Cajas para válvulas	100
35	Sección de un tanque de distribución	103
36	Esquema de un tanque elevado	105
37	Caudales de entrada y salida al tanque de almacenamiento	106
38	Esquema de un depósito de succión	109
39	Caudales de entrada y salida en depósitos de succión	110
40	Tipos de redes	112
41	Determinación de puntos de consumo de redes abiertas	113
42	Determinación de puntos de consumo de circuitos cerrados	114
43	Esquema de red de distribución	118
44	Distribución de caudales en red de distribución	119
45	Esquema de distribución de puntos de consumo y distribución de caudales	120
46	Presiones en la red de distribución	124
47	Presiones finales en la red de distribución	127
48	Esquema de flujo y presiones	127
49	Esquema de los circuitos	132
50	Distribución de caudales en red de distribución	133

51	Esquema de distribución de puntos de consumo y distribución de caudales	137
52	Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito I	144
53	Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito II	145
54	Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito III	145
55	Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito IV	146
56	Esquema de flujo y presiones en la red	147
57	Ubicación de válvulas de aire	150
58	Sección de válvulas de aire	150
59	Ubicación de válvula de limpieza	151
60	Ubicación en planta de válvula de limpieza	151
61	Sección de válvula de compuerta	152
62	Sección de válvula de alivio	153
63	Sección de válvula de retención	154
64	Sección de válvula de globo	154
65	Sección de válvula de paso	155
66	Sección de válvula de flotador	155
67	Planta de una caseta de cloración	162
68	Corte longitudinal de una caseta de cloración	163
69	Dosificador por orificio flotante	164

## TABLAS

I	Parámetros físicos del agua	9
II	Parámetros químicos del agua	10
III	Valores comunes de “n”	14
IV	Valores comunes de “C”	15
V	Vida útil de algunos materiales	36
VI	Dotaciones indicadas en las normas de diseño	52
VII	Dimensiones, pesos nominales y presiones de prueba para tubería de acero galvanizado peso estándar	57
VIII	Dimensiones, pesos nominales y presiones de prueba para tubería de acero galvanizado extra fuerte	58
IX	Diámetros comerciales de tuberías PVC	60
X	Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 32.5	60
XI	Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 26	61
XII	Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 17	62
XIII	Uso de accesorios de PVC	63
XIV	Rendimiento de combustibles	84
XV	Valores de módulo de elasticidad volumétrica de materiales	89
XVI	Costos por tubos de PVC, clases 160, junta rápida	91
XVII	Ejemplo de porcentajes de consumo	107
XVIII	Ejemplo de cálculo de volumen compensador	107
XIX	Datos requeridos para la aplicación del método de Cross	131
XX	Aplicación del método de Cross, primera iteración	141
XXI	Método de Cross, segunda iteración	142
XXII	Hipoclorito necesario para preparar solución al 0.1 %	160

## **RESUMEN**

El presente trabajo de graduación pretende ser una guía de desarrollo del curso de Ingeniería Sanitaria 1, el cual en la facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, abarca los conceptos básicos para el diseño de sistemas de introducción de agua potable en las comunidades del país.

En el primer capítulo se presentan las diferentes definiciones y conceptos sobre el agua potable y de cómo determinar su calidad, de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua, de las principales fórmulas hidráulicas utilizadas en el diseño, así como las diferentes normas que rigen en las instituciones encargadas de dotar de agua a las poblaciones del país.

En el capítulo dos se presentan los diferentes tipos de fuentes de agua, como son: manantiales, ríos, lagos, aguas de lluvia y aguas subterráneas que se utilizan para abastecer a las poblaciones, además, se indican los métodos más utilizados para realizar el aforo de dichas fuentes, es decir, la determinación de caudales que son los volúmenes por unidad de tiempo. Dentro de éstos se indican el aforo volumétrico, el aforo por flotadores y el aforo de pozos perforados. Asimismo, se presentan en que consisten las obras de captación para los diferentes tipos de fuentes, siendo éstas captación de aguas de lluvia; de manantiales; de aguas subterráneas; dentro de las que se encuentran los pozos excavados, pozos hincados, galerías de infiltración y pozos perforados o mecánicos; captaciones de aguas en ríos; y en lagos.

El capítulo tres incluye los parámetros utilizados para el diseño de sistemas de abastecimientos de agua, los cuales incluyen recomendaciones acerca del levantamiento topográfico; de la fijación del período de diseño; de los diferentes métodos para la estimación de poblaciones futuras; de las dotaciones de agua a utilizar; de la determinación de los consumos de agua; del cálculo de los diferentes caudales utilizados en el diseño de acueductos; de las presiones máximas y mínimas que deben existir en los acueductos así como del tipo y clases, es decir, de las presiones de trabajo a las que trabaja las diferentes clases de tubería.

El capítulo cuatro se refiere al diseño de líneas de conducción, en el cual se indican los diferentes tipos que existen para conducir el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento o hasta los tanques de almacenamiento siendo éstas conducciones libres y forzadas, dentro de las forzadas se presentan las líneas por gravedad, en las que se indican los casos en que es necesario utilizar cajas rompe presión y de tuberías de mayor presión; en el caso de las líneas por bombeo, se presenta el análisis económico de menor costo para definir el diámetro económico y además se muestra el cálculo para determinar si la tubería es capaz de absorber las sobre presiones causadas por el golpe de ariete. Y por último se indican las obras de arte más comúnmente utilizadas en las líneas de conducción, siendo éstas cajas rompe-presión, pasos aéreos y de zanjones, cajas unificadoras de caudal, cajas distribuidoras de caudal y cajas para válvulas.

El capítulo cinco se refiere a los tanques de almacenamiento, el cual incluye la forma y número de dichos tanques, así como el cálculo de los volúmenes necesarios para compensar los caudales en las horas de máximos consumos.

El capítulo seis describe la forma de cómo realizar la distribución del agua, es decir, llevar el agua hasta el consumidor final, aquí se presentan los diferentes tipos de redes; los parámetros para el diseño hidráulico de redes abiertas; y de circuitos cerrados, en donde se incluyen los métodos de la gradiente hidráulica y el método de Cross; así como el cálculo de presiones en la red y el esquema de flujos e iguales presiones. Por último dicho capítulo incluye las obras de arte utilizadas en distribución.

El capítulo siete se refiere a las válvulas comúnmente utilizadas en el diseño de sistemas de abastecimiento de agua, siendo éstas válvulas de aire, de limpieza, de compuertas, de alivio, de retención, de globo, de paso y válvulas de flotador.

El capítulo número ocho se refiere a lo que es la desinfección del agua, posiblemente la parte medular de cualquier sistema de abastecimiento, ya que mediante dicha desinfección se previenen las enfermedades transmitidas por el agua, indicándose los diferentes métodos para desinfectar el agua, con énfasis en la utilización del cloro como el método más eficaz y económico para lograr dicha desinfección.

Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones que dicho trabajo de graduación presentan para la mejor operación y mantenimiento demandan para el funcionamiento de los acueductos que se diseñen para el país.

## **OBJETIVOS**

### **GENERAL**

Proporcionar al estudiante de Ingeniería Civil bibliografía adaptada al medio guatemalteco, sobre los diferentes temas del curso de Ingeniería Sanitaria I.

### **ESPECÍFICOS**

1. Aportar un trabajo que contribuya con la formación del futuro Ingeniero Civil.
2. Presentar la forma de utilización de las fórmulas hidráulicas utilizadas en el diseño de líneas de conducción y redes de distribución de proyectos de abastecimiento de agua.
3. Presentar la forma de efectuar un análisis económico, para determinar el diámetro económico en líneas de bombeo.
4. Presentar dos métodos para el análisis y diseño de redes de distribución a través de circuitos cerrados.



## INTRODUCCIÓN

La carencia de agua potable afecta directamente a la salud de cualquier persona y es causa de la mayoría de las enfermedades gastrointestinales, las que en Guatemala tienen la mayor tasa de morbilidad y mortalidad, afectando especialmente a la población infantil.

En Guatemala la cobertura, en lo que a agua potable se refiere, es sumamente baja, aproximadamente el setenta por ciento de las poblaciones asentadas en el área urbana disponen de dicho servicio y menos del cuarenta por ciento del área rural cuentan con el mismo, de manera que el campo de acción del Ingeniero Civil en dicha rama es muy amplio y además necesario para coadyuvar al desarrollo socio económico de las poblaciones más desposeídas y necesitadas de los servicios básicos.

Por otra parte, la mayor cantidad de bibliografía referente a este tema ha sido desarrollada en otros países, de manera que, los criterios utilizados para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua difieren de la realidad de Guatemala. Por lo tanto, se considera necesario y de gran ayuda para los estudiantes de Ingeniería Civil disponer del material bibliográfico que permita comprender de mejor manera los temas que se imparten en el curso de Ingeniería Sanitaria 1.

En el presente trabajo de graduación se presenta un compendio de las normas básicas, para el diseño de proyectos de abastecimiento de agua. Este trabajo persigue proporcionar los lineamientos básicos para que el estudiante de la carrera de Ingeniería Civil aplique las condiciones fundamentales para proporcionar a las poblaciones agua, es decir: en la cantidad necesaria; con la calidad adecuada; y con la garantía de un servicio permanente, en relación con la duración de las instalaciones y el monto de las inversiones

Debe entenderse que el trabajo presente de graduación es una guía para ampliar la bibliografía sobre el abastecimiento de agua, pero no exime al futuro profesional de la Ingeniería Civil, ni de su ingenio, ni de su responsabilidad, en la concepción del proyecto, ni de la facultad de aplicar su criterio para obtener mejores logros de su trabajo.

# 1. DEFINICIÓN Y CONCEPTOS

## 1.1 Agua potable

Es agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos. Cuando se refiere a agua sanitariamente segura significa que es incapaz de transmitir enfermedades, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas y libres de sustancias tóxicas. Agradable a los sentidos significa que debe ser incoloro, inodoro y de sabor agradable. El agua potable es un concepto universal y único, ya que es potable o no.

Para que el agua sea potable debe cumplir con lo indicado en la norma COGUANOR NGO 29001.

- Límite máximo aceptable (LMA)

Es el valor de la concentración de cualquier característica del agua, arriba del cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores, desde un punto de vista sensorial pero sin que implique un daño a la salud del consumidor.

- Límite máximo permisible (LMP)

Es el valor de la concentración de cualquier característica de calidad del agua, arriba del cual, el agua no es adecuada para el consumo humano

- Características físicas

Son aquellas características relativas a su comportamiento físico, que determinan su calidad.

- Características químicas

Son aquellas características relativas a sustancias contenidas en ella, que determinan su calidad.

- Características bacteriológicas

Son aquellas características relativas a la presencia de bacterias, que determinan su calidad.

- Grupo conforme total

Son bacterias en forma de bacilos, aerobios y anaerobios facultativos, Gram negativos, no esporulados que fermentan la lactosa con producción de ácido y de gas a  $35\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 0.5\text{ }^{\circ}\text{C}$  en un período de 24 a 48 horas, características cuando se investigan por el método de los tubos múltiples de fermentación. Para el caso de la determinación del grupo conforme total empleando el método de membrana de filtración, se definirá como todos los microorganismos que desarrollen una colonia rojiza con brillo metálico dorado en un medio tipo endo (u otro medio de cultivo reconocido internacionalmente) después de una incubación de 24 horas a  $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

- Grupo coniforme fecal

Son las bacterias que forman parte del grupo coliforme total, que fermentan la lactosa con producción de gas a  $44\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 0.2\text{ }^{\circ}\text{C}$ , en un período de 24 horas, cuando se investigan por el método de tubos múltiples de fermentación. En el método de filtración en membrana se utilizan un medio de lactosa enriquecido y una temperatura de incubación de  $44.5\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 0.2\text{ }^{\circ}\text{C}$  en un período de 24 horas. Al grupo coniforme fecal también se le designa como termotolerante o termorresistente.

## **1.2 Determinación de la calidad del agua**

### **1.2.1 Muestras de agua**

Cuando se lleva a cabo el análisis de la calidad del agua hay que tomar en cuenta que se pueden realizar dos tipos:

1. Para efectos de monitoreo de sistemas en operación.
2. Para proyectos nuevos.

Con el fin de conocer las condiciones de las características físicas, químicas y bacteriológicas de la fuente de agua propuesta para el abastecimiento de agua a una población, deben tomarse muestras en un mínimo de dos, una en la época seca y otra en la lluviosa para realizar los ensayos respectivos. En todo caso, el número de muestras deberá ser representativo de la calidad del agua, a criterio de la entidad responsable.

Las muestras de agua para efectuar los análisis deberán ser tomadas de acuerdo con la técnica que se recomienda para cada caso y entregadas en los laboratorios, de preferencia dentro de las 24 horas siguientes a las que se hayan sido tomadas.

Si los resultados del laboratorio determinan que el agua no cumple con los requisitos establecidos en las normas, deberá tomarse inmediatamente otra muestra de comprobación o la requerida para un análisis especial.

### **1.2.2 Examen bacteriológico**

Mediante el examen bacteriológico es posible determinar la presencia del grupo coliforme total, representado por la Escherichia Coli, la cual es una bacteria que no es patógena pero se encuentra presente en los intestinos de los seres vivos.

Las muestras para análisis bacteriológicos se tomarán en envases adecuados, esterilizados, de boca ancha y tapón hermético esmerilado, cuya capacidad mínima debe de ser de 100 mililitros.

Para realizar la toma de muestras para un examen bacteriológico, hay que seguir los siguientes pasos:

- a) Abrir el frasco esterilizado mediante la técnica clásica, desamarrar el cordón que ajusta la cubierta protectora de papel de estroza y halar hacia afuera el tapón.
- b) Llenar el frasco y sostenerlo de la parte inferior y sumergirlo hasta una profundidad de aproximadamente 20 cm. con la boca ligeramente hacia arriba; si existe corriente la boca del frasco debe orientarse hacia la corriente.
- c) Se debe dejar un pequeño espacio de aire para facilitar la agitación en el momento de inoculación antes del análisis.
- d) Colocar el tapón al frasco y fijar la cubierta protectora de papel en su lugar mediante un cordón.
- e) Llenar la etiqueta y adherirla al frasco.

El transporte de los envases de las muestras para el análisis bacteriológico debe hacerse dentro de recipientes en condiciones de refrigeración (con hielo).

El examen se efectúa en dos etapas de cultivo que son:

- Prueba presuntiva.
- Prueba confirmativa.

- Prueba presuntiva.

Consiste básicamente en sembrar volúmenes apropiados de la muestra de agua en tubos con un medio cultivo de caldo lactosado y observar si se produce gas después de un período de incubación de 24 a 48 horas a 35 °C. La ausencia de gas después de 48 horas es prueba de que no existen bacterias coliformes en la muestra analizada y constituye una prueba negativa. La presencia de gas en los tubos de caldo lactosado constituye una prueba positiva pero no necesariamente confirma la presencia de alguna bacteria, ya que existe la posibilidad de que la formación de gas se deba a otro tipo de microorganismos que no constituyen índices de polución. Por esta razón es necesario realizar la prueba confirmativa.

- Prueba confirmativa.

Consiste básicamente en inocular todos los tubos que den un resultado positivo en la prueba presuntiva, en un medio de cultivo adecuado que depende del grupo coliforme a investigar. Al igual que la prueba presuntiva, la ausencia de gas después del período de la incubación constituye una prueba negativa y la presencia de gas, una prueba positiva con la diferencia que al ser positiva la prueba, confirma la presencia del grupo coliforme que se haya investigado fécal, total o ambas.

### **1.2.3 Análisis físico-químico**

#### **1.2.3.1 Análisis físico**

Este análisis determina las características físicas del agua las cuales son percibidas a través de los sentidos por medio del olor, color, sabor, el potencial hidrógeno, que determina la acidez o alcalinidad del agua; y la turbidez que es el efecto óptico que es consecuencia de la dispersión o interferencias de los rayos luminosos que pasan a través del agua, la que contiene pequeñas partículas en suspensión.

#### **1.2.3.2 Análisis químico**

Este análisis es de gran importancia, ya que permite determinar las cantidades de materia mineral y orgánica que se encuentran en el agua, que pueden afectar su calidad, proporciona datos acerca de su contaminación y también puede mostrar variaciones ocasionadas por el tratamiento, lo cual es indispensable para controlar el proceso de purificación del agua.

Las sustancias minerales químicas contenidas en el agua deben encontrarse en concentraciones inferiores a ciertos límites permisibles y aceptables, de lo contrario pueden afectar la salud, le dan mal olor y sabor al agua y además dañan la tubería y equipo, entre las sustancias a determinar se tienen: la alcalinidad, la dureza, los aniones (hierro, calcio, magnesio, etc.) y los cationes (cloruro, fluor, nitritos, sulfatos, etc.)

#### **1.2.3.2.1 Dureza**

Es una característica del agua, debida principalmente a su contenido en carbonatos, sulfatos y ocasionalmente nitratos y cloruros de calcio, magnesio y hierro.

Las aguas duras son menos corrosivas que las blandas que contienen compuestos de calcio y magnesio en bajas concentraciones. El agua para uso doméstico y lavado de ropa debe contener menos de 50 mg/lts. de dureza, el agua con dureza de 300 mg/lts. o más no es apropiada para el uso ordinario.

#### **1.2.3.2.2 Alcalinidad**

Es una medida de los constituyentes básicos del agua, si todas las sustancias bases alcalinas están presentes como sales de calcio y magnesio, la alcalinidad será igual a la dureza. Si la alcalinidad es mayor que la dureza, significa que hay otras sales básicas como sodio o potasio.

#### **1.2.3.2.3 Cloro residual**

El cloro al agregarlo con el agua reaccionará como una sustancia orgánica y otra que destruye su poder desinfectante.

El poder desinfectante del cloro depende de la forma en que esté presente el cloro residual y el tiempo de contacto, de la temperatura y del pH del agua. Si el pH es menor de 8.0 un cloro residual de 0.3 mg/lts. destruirá bacterias en un período de 10 minutos.

Las muestras para análisis físico-químicos se tomarán en recipientes perfectamente limpios y adecuados, preferiblemente de plástico, cuya capacidad mínima debe ser aproximadamente 4 litros, (1 galón), el cual se sumerge en contra de la corriente y se llena. Se tapa y se enjuaga y se devuelve a la fuente. Este procedimiento se hace tres veces, la cuarta vez se realiza el mismo procedimiento pero no se devuelve el agua, se etiqueta el galón y se lleva al laboratorio para realizar las pruebas correspondientes. Para el transporte la muestra no necesita refrigerarse.

En el laboratorio se identifican las propiedades físicas y químicas del agua. A continuación se muestran las tablas I y II donde se muestran las características físicas y químicas del agua mostrando los límites máximos y límites permisibles del agua.

**Tabla I. Parámetros físicos del agua**

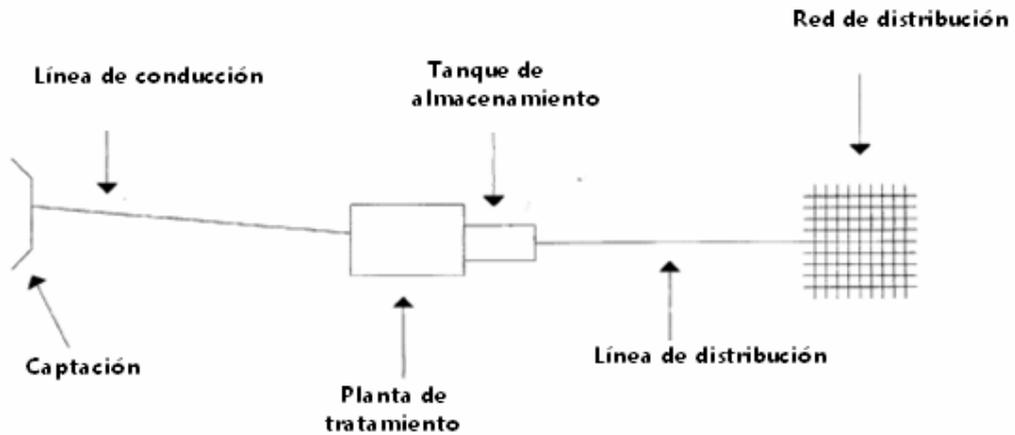
<b>CARACTERÍSTICAS FÍSICAS</b>	<b>LÍMITE MÁXIMO ADMISIBLE (LMA)</b>	<b>LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (LMP)</b>
Color	5.0 unidades	50 unidades
Olor	No rechazable	No rechazable
Ph	7 – 8.5	6.5 – 9.2
Sólidos totales	500 mg/l	1500 mg/l
Temperatura	10 a 30 grados Celsius	No mayor que 34 grados Celsius
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbiedad	5.0 utn	25.0 utn

**Tabla II. Parámetros químicos del agua**

<b>CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS</b>	<b>LÍMITE MÁXIMO ADMISIBLE (LMA)</b>	<b>LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE (LMP)</b>
Cloro residual libre	0.5 mg/L	1.0 mg/L
Cloruro (Cl)	100.00 mg/L	250.00 mg/L
Conductividad	-----	Menor de 1500 uS/cm
Dureza total (CaCO <sub>3</sub> )	100.00 mg/l	500.00 mg/l
Potencial de hidrógeno	7.0 – 7.5	6.5 – 8.5
Sólidos totales disueltos	500.00 mg/L	1000.00 mg/L
Sulfato (SO <sub>4</sub> )	100.00 mg/L	250.00 mg/L
Temperatura	15 a 25 grados Celsius	34 grados Celsius
Aluminio (Al)	0.050 mg/L	0.100 mg/L
Calcio (Ca)	75.00 mg/L	150.00 mg/L
Zinc (Zn)	3.00 mg/L	70.00 mg
Cobre (Cu)	0.050 mg/L	1.500 mg/L
Magnesio (Mg)	50.00 mg/L	100.00 mg/L

### 1.3 Componentes de un sistema de agua

Figura 1. Componentes de un sistema de agua



(a) Captación

Son las obras que permiten captar el agua de la fuente a utilizar.

(b) Conducción

Son las obras que conducen el agua desde la captación hacia la planta de tratamiento o hacia el tanque de almacenamiento.

(c) Planta de tratamiento

Son las estructuras en las que se realizan los procesos para potabilizar el agua.

(d) Almacenamiento

Son los tanques que se utilizan para almacenar agua para suplir la demanda en las horas de máximo consumo.

(e) Distribución

Comprende las líneas y redes para llevar el agua hasta el consumidor.

## **1.4 Fórmulas hidráulicas usadas en el diseño de abastecimiento de agua**

### **1.4.2 Ley de Darcy**

En primera instancia, se debe recordar algunos de los conceptos fundamentales del flujo a través de medios porosos:

La ecuación de continuidad establece que la descarga específica o flujo a través de un cilindro es:

$$v = Q/A$$

siendo Q el caudal y A el área transversal del cilindro.

Experimentos realizados por Darcy establecen que la velocidad de flujo a través de un medio poroso,  $v$ , es proporcional a la diferencia de presiones entre dos secciones de un volumen de control y a la longitud entre ellas.

Se tiene entonces:

$$v = k * \frac{h}{l}$$

en donde:  $h$  = cabeza hidráulica (L).

$\frac{h}{l}$  = gradiente hidráulico o pérdidas de energía por unidad de longitud =  $i$

$K$  = conductividad hidráulica (L/T).

La conductividad hidráulica,  $K$ , se encuentra en algunos textos como el coeficiente de permeabilidad.

En otras palabras, la ecuación de Darcy es:

$$Q = K * i * A$$

### 1.4.3 Fórmula de Manning

Tradicionalmente, la ecuación de diseño para conductos con flujo libre (a la presión atmosférica) ha sido la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} (A * R^{2/3} * S^{1/2})$$

en donde:  $Q$  = caudal.

$A$  = área de la sección de flujo.

$R$  = radio hidráulico (área/perímetro mojado (m)).

$S$  = pendiente de la tubería (adimensional).

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning (ver tabla III).

**Tabla III. Valores comunes de “n”**

Asbesto de cemento	0.010 A 0.012
Concreto ordinario	0.014 a 0.016
Concreto bien acabado	0.013 a 0.014
Concreto alisado	0.011 a 0.012
Ladrillo	0.014 a 0.016
Plástico	0.009 a 0.010

#### **1.4.4 Fórmula de Hazen & Williams**

Una de las fórmulas más empleadas para el cálculo hidráulico de tuberías forzadas es la de Hazen & Williams. Esta es una fórmula empírica resultante del análisis estadístico de una gran cantidad de datos experimentales. Es aplicada satisfactoriamente para cualquier material entre 0.05m y 3.50m de diámetro y es válida únicamente para agua. Su formulación es la siguiente:

$$h_f = \left( \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} \right)$$

en donde:

- Q = caudal (l/s).
- L = longitud de la tubería (m).
- C = coeficiente de fricción (ver tabla 4).
- D = diámetro de la tubería (pulg.).
- $h_f$  = pérdida de carga (m).

**Tabla IV. Valores comunes de “C”**

MATERIAL	C
Acero o hierro galvanizado	100
Hierro fundido	100
Asbesto o cemento	100
Plástico	150

### **1.5 Normas para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua**

Cuando se requiere consultar las normas para el diseño de acueductos en el área urbana, hay que acudir al Instituto de Fomento Municipal (INFOM); en el área rural, a la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR); y en la ciudad capital a la Empresa Municipal de Agua (EMPAGUA).

Las normas de diseño proporcionan rangos de valores a ser utilizados cuando no se dispone de información para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua, es decir, indican algunos parámetros, pero en todo caso es el criterio del diseñador el que debe prevalecer.



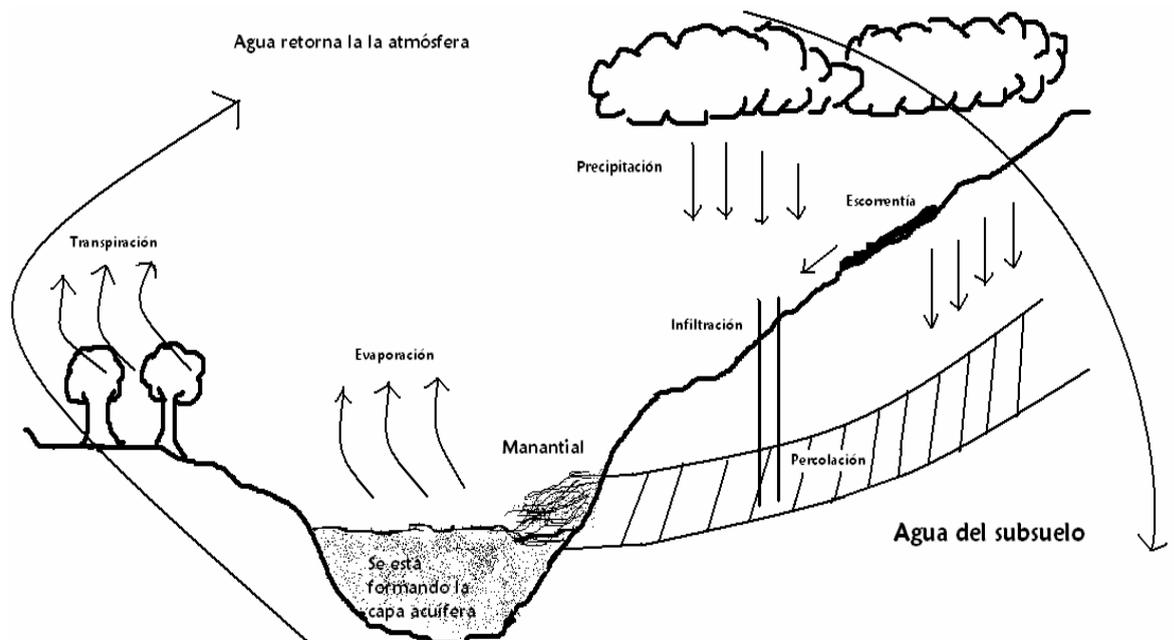
## 2. TIPOS DE FUENTES DE AGUA Y CAPTACIONES

### 2.1 Tipos de fuentes

Las aguas de las fuentes de abastecimiento pueden ser de dos orígenes, aguas subterráneas y de origen superficial.

Las fuentes de abastecimiento de origen subterráneo están constituidas por los acuíferos. Las fuentes de origen superficial son los ríos, los lagos y el agua de lluvia.

Figura 2. Ciclo del agua



P = precipitación

Q sub. = escurrimiento sub-superficial

Q = escurrimiento

Q subt. = escurrimiento subterráneo

I = infiltración

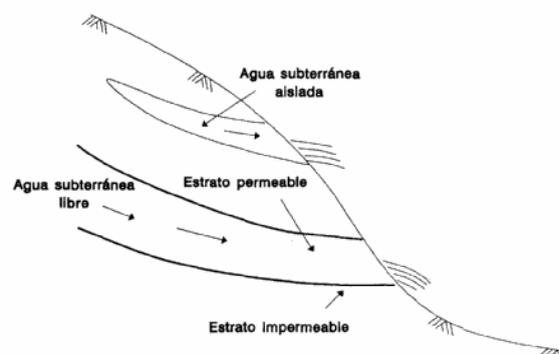
EVT = evapotranspiración

La circulación del agua en sus diferentes formas alrededor del mundo se conoce como el ciclo del agua. En el ciclo hidrológico, el agua se evapora de la superficie terrestre y de los cuerpos de agua, debido a la radiación solar. Ésta luego regresa a la tierra en forma de lluvia, nieve o granizo, es decir, en forma de precipitación; de la cual, una parte se evapora; otra es transpirada por la vegetación; otra parte se infiltra, hasta alimentar la napa freática, la que constituye el agua subterránea; y otra parte escurre superficialmente a través de los ríos, hasta desembocar en un cuerpo de agua, en donde de nuevo se evapora, constituyéndose en un ciclo.

### 2.1.1. Aguas de manantiales

El tipo de fuente más recomendada es la de los manantiales, ésta puede estar ubicada en una quebrada de un terreno y se obtiene al momento de que el agua brota del suelo.

**Figura 3. Aguas de manantiales**



### **2.1.2 Ríos**

El agua proveniente de los ríos generalmente es de muy baja calidad, ya que se contamina con el agua superficial que naturalmente corre hacia ellos, ya que éstas arrastran toda clase de desechos que se encuentran superficialmente, tiene turbiedad y algunas veces color, es por ello que si se quiere captar dicha agua, es necesario un tratamiento de potabilización.

Hay ríos que no necesariamente están contaminados, éstos son los que nacen en las montañas. Para este caso, las cuencas no tienen posibilidad de contaminarse con desechos de personas y animales.

### **2.1.3 Lagos**

Una de las fuentes más contaminadas en Guatemala es la de los lagos, ya que a ellos van a desembocar la mayoría de los ríos, de manera que su utilización no es recomendable, a menos que se incluya tratamiento para potabilizar el agua.

### **2.1.4. Aguas de lluvia**

El agua de lluvia como fuente es muy importante, esto es debido a que se puede tener una gran cantidad de agua al momento que llueva, además que es muy difícil que el agua de lluvia esté contaminada, aunque esto último puede suceder, sobre todo en los primeros aguaceros.

### **2.1.5 Aguas subterráneas**

El agua subterránea es un recurso muy bueno en cuanto a la calidad del agua se refiere, ya que ésta es muy difícil que esté contaminada.

## **2.2 Aforos**

El aforo es la operación para medir un caudal, es decir, el volumen de agua por unidad de tiempo y éste se mide en Lts/seg.

### **2.2.1 Métodos de aforo más utilizados en abastecimiento de agua**

El aforo de las fuentes de agua se debe practicar en la época de estiaje, con el objetivo de asegurar que el caudal mínimo de la fuente es capaz de suplir la demanda de agua de la población.

#### **2.2.1.1 Aforo volumétrico**

Consiste en determinar el tiempo que toma en llenarse un recipiente de volumen determinado. Este método se utiliza para aforar pequeños manantiales o brotes de agua.

$$Q = \frac{\text{volumen}}{t_1 - t_0} \quad 20$$

$t_1$  = tiempo cuando el recipiente está lleno.

$t_0$  = tiempo cuando se pone el recipiente.

### **2.2.1.2 Aforos utilizando flotadores**

El método de aforo por medio del flotador se usa cuando se va a aforar un río que no sea muy turbulento ni caudaloso. Para poder realizarlo hay que seguir los siguientes pasos:

- a) Ubicar un tramo recto del río en donde no exista turbulencia.
- b) Ubicar marcas iniciales y finales en donde se realizará el aforo y medir la distancia del tramo.
- c) Unos metros antes de la marca inicial, hay que soltar el flotador tratando de que éste esté a la mitad de la sección transversal del río.
- d) Cuando el flotador pase por la marca inicial, accionar el cronómetro y cuando pase por la marca final, parar el cronómetro.
- e) Medir la sección transversal del río.

f) Calcular el área de la sección transversal (A).

g) Determinar la velocidad del río.  $\text{velocidad} = \text{distancia}/\text{tiempo}$ .

h) Por último calcular el caudal.  $Q = \text{velocidad} * \text{Área}$ .

### **2.2.1.3 Aforo de pozos perforados**

El procedimiento que se usa para aforar un pozo es el de instalar una bomba de prueba, luego hay que construir un drenaje en el área para que el agua pueda correr sin ningún problema. Después de ello hay que empezar a medir el caudal y la profundidad del pozo, esta actividad hay que realizarla simultáneamente. Este procedimiento hay que realizarlo durante 24 a 48 horas continuas.

El caudal de prueba que se busca en un pozo puede oscilar entre un 10 a un 15 % del caudal de bombeo y la bomba de prueba debe de colocarse a una profundidad que resulte muy económica para el bombeo.

Hay dos formas de medir las profundidades de los pozos:

- Sonda eléctrica: esta medida es la más eficiente de usar, ya que esta sonda tiene un electrodo por cada pie o por cada metro y está conectada a un amperímetro. Al introducir la sonda al pozo y el electrodo haga contacto con el agua el amperímetro medirá la corriente en ese nivel.
- Cinta enyesada: para esto se necesita enyesar toda la cinta métrica y al momento de introducirla al pozo y sacarla se puede observar hasta donde se humedeció el yeso.

El abatimiento de un pozo es la diferencia de altura entre el nivel estático y el nivel dinámico. Una característica muy importante sobre el abatimiento es que a mayores caudales menores abatimientos y por ende el pozo es excelente para bombear agua.

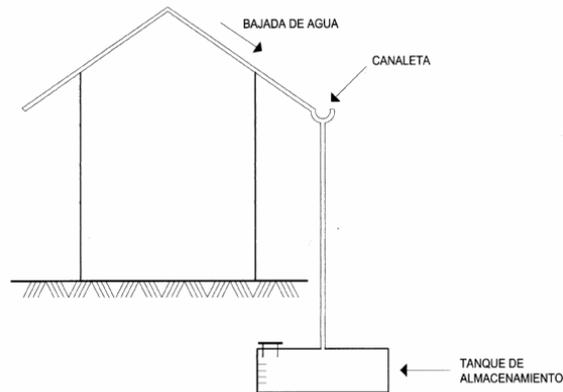
### **2.3 Obras de captación**

La captación consiste en recolectar y almacenar agua proveniente de diversas fuentes para su uso benéfico.

### 2.3.1 Captación de agua de lluvia

En general este tipo de fuente es utilizada para soluciones unifamiliares y en regiones donde la pluviosidad es alta. Consiste en captar el agua de techos y conducirla a un tanque.

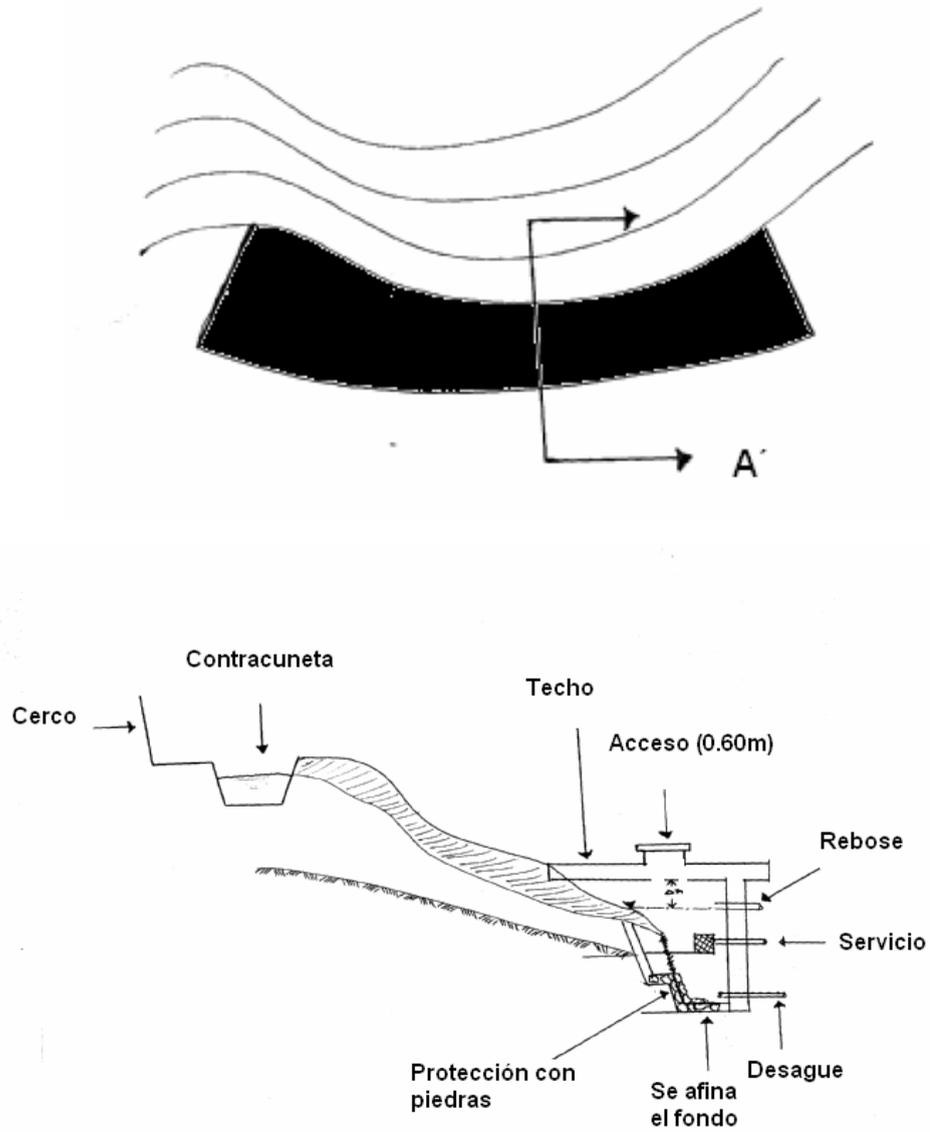
**Figura 4. Captación de aguas de lluvia**



### 2.3.2 Captación de agua de manantial

Las captaciones de agua provenientes de manantiales se diseñarán de tal manera que se garantice el libre flujo del agua hacia un tanque de recolección. El tanque o caja de recolección será construido de material impermeable y de tal manera que de completa protección sanitaria. Además de ello, se colocará una cuneta para evitar que entre el agua de lluvia. También se protegerá con un cerco para evitar que las personas y animales puedan ingresar. A continuación, se muestra un tipo de captación de agua de manantial:

**Figura 5. Planta y corte de un manantial con brote definido en ladera.**



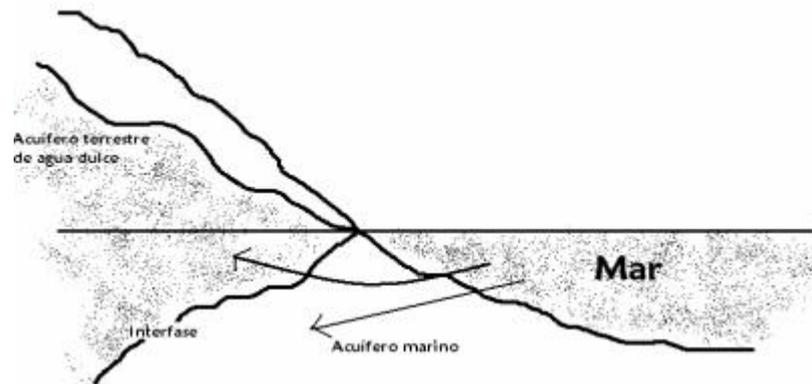
Corte A- A'

Planta

### 2.3.3 Captaciones de aguas subterráneas

Se puede obtener mediante la excavación o perforación de pozos, pero la desventaja que se puede encontrar en este tipo de fuente es que se necesita bombear el agua, por ende el valor de la extracción será alto.

**Figura 6. Captación de aguas subterráneas**



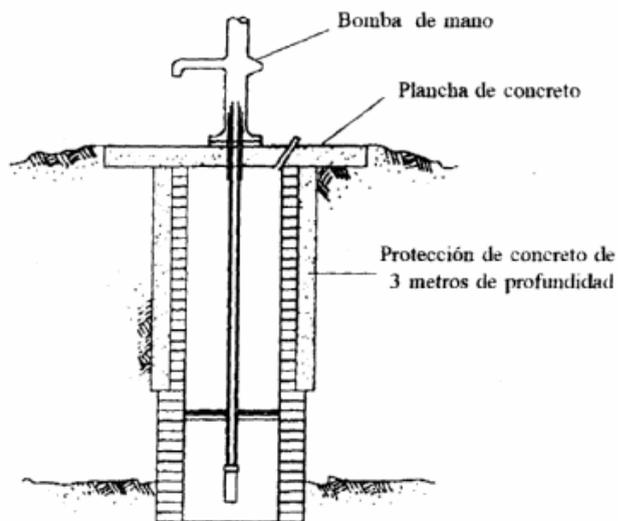
#### 2.3.3.1 Pozos excavados

Los pozos excavados se realizan manualmente y son probablemente el tipo de captación más antigua. Los pozos excavados deben llenar ciertas condiciones para su captación:

- Deben ubicarse en zonas no inundables o de fácil acceso para el agua superficial.
- Protegerse contra riesgos de contaminación.

- Excavarse aguas arriba de cualquier fuente real o potencial de contaminación.
- El subsuelo del sitio seleccionado no presente grietas, fallas o socavaciones que permitan el paso del agua superficial que pueda contaminar el acuífero.
- El área de captación debe acondicionarse con piedras.

**Figura 7. Pozos excavados**



### **2.3.3.2 Pozos hincados**

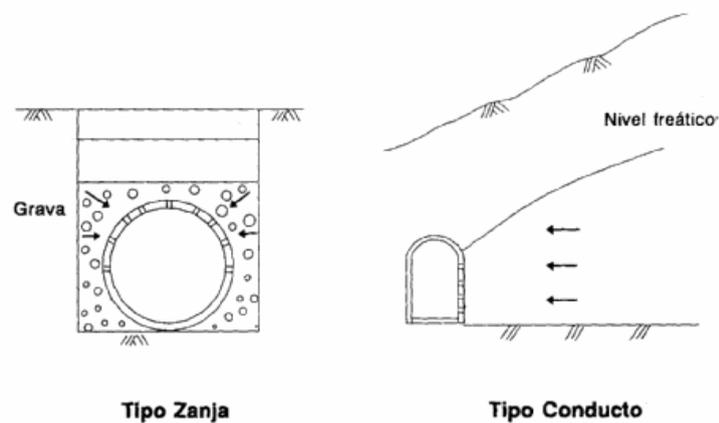
Los pozos hincados se realizan mediante percusión, eso quiere decir que se clava una punta. Este tipo de pozo es adecuado para terrenos arenosos, como por ejemplo en la bocacosta. La profundidad de estos pozos no debe ser muy profunda. La bomba de succión, se coloca dentro del entubado.

### **2.3.3.3 Galerías de infiltración**

Son conductos horizontales con cierta pendiente, construidos para interceptar y recolectar agua subterránea que fluye por gravedad. Generalmente se ubican paralelas a los lechos de los ríos para asegurar una recarga permanente. Se construyen con tubería de diámetro tal que garantice la capacidad que se requiere. Tendrán perforaciones convenientemente y estarán recubiertas con material adecuadamente graduado, tomando en cuenta la granulometría del material del acuífero y de las características del agua. Generalmente se coloca sobre el tubo colector 20 cms de grava de  $\frac{3}{4}$ ", 15 cms de grava fina y 15 cms de arena gruesa lavada. Como medio de protección sanitaria se le colocará una capa impermeable y drenajes laterales en la superficie.

Para fines de limpieza, inspección y desinfección, se diseñarán las cajas correspondientes. El agua deberá recolectarse en un depósito que esté cubierto.

**Figura 8. Galerías de infiltración**



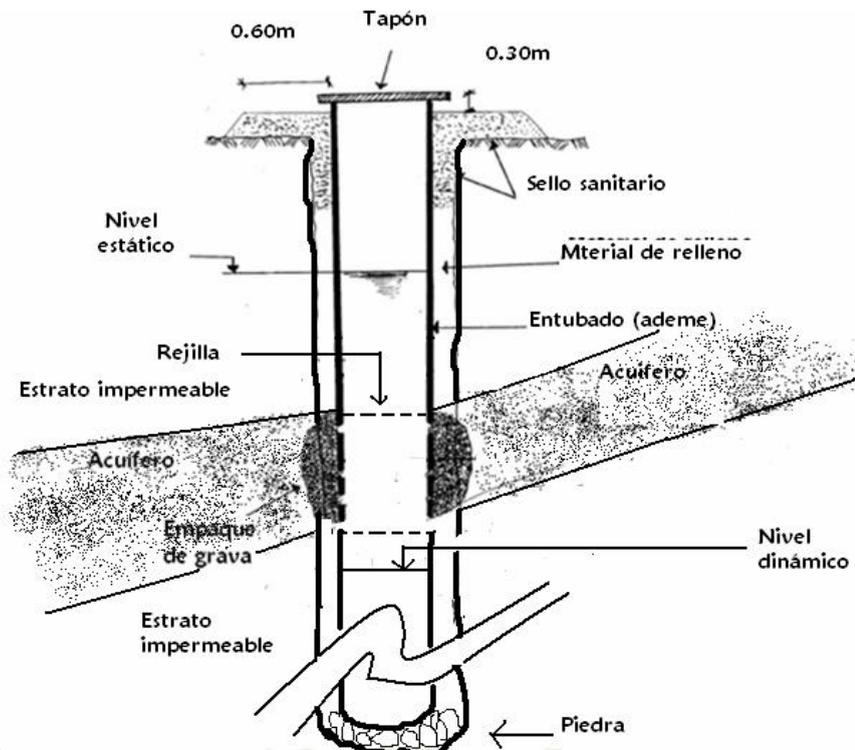
#### **2.3.3.4 Pozos perforados o mecánicos**

Al igual que los pozos excavados a mano, hay que tomar en cuenta varias características en los pozos mecánicos:

- Ubicarse en zonas no inundables y de fácil acceso para el agua superficial.
- Protegerse contra riesgos de contaminación.

- Terminada la perforación y después de entubar el pozo debe limpiarse y desarrollarse para sacar los residuos de perforación.
- La producción efectiva de los pozos deberá estimarse con base en la prueba de producción de bombeo continuo, midiendo el caudal y el abatimiento del nivel freático.
- En las zonas adyacentes al acuífero se colocarán rejillas previamente diseñadas de acuerdo a la granulometría del mismo, de tal modo que impidan el paso de arenas que puedan dañar los equipos de bombeo y obstruir el pozo.

**Figura 9. Pozos perforados**



- La rejilla puede ser prefabricada (acero inoxidable, plástico, latón rojo) o de fabricación propia, hecha por el diseñador del pozo (tubo ranurado con soplete de acetileno). La rejilla prefabricada tiene como característica que sus aberturas son más grandes, es por eso que las pérdidas de carga son menores ya que el agua fluye lentamente. La rejilla prefabricada es mejor que la ranurada, pero tiene como desventaja que es mucho más cara.
- El entubado del pozo, es decir, el ademe es de acero negro (con copla roscada o con unión roscada) o de plástico.
- El sello sanitario se realiza con concreto hecho en obra o con concreto premezclado y debe colocarse entre los primeros 3 a 5 metros del pozo.
- El empaque de grava debe tener más o menos 3" de espesor y éste se debe colocar principalmente en suelos muy flojos, en donde se han observado derrumbes. El empaque de grava se coloca a lo largo de toda la rejilla, y éste actúa como un filtro.
- El material de relleno que se utiliza para el pozo es de tierra normal.

## Pruebas de pozos perforados

- Alineamiento

Esta prueba se realiza para observar si hay un eje único en el pozo. Dicha prueba se realiza introduciendo en el pozo un tubo de 20 pies y de diámetro exterior igual al que tendrá la bomba. Si éste baja sin ningún tropiezo, quiere decir que está bien alineado.

- Verticalidad

Esta prueba se realiza para observar si coincide el eje con el trazo de la vertical. Se comprueba con una plomada. El límite que se busca es de  $2/3$  del diámetro interior por cada 30 metros de profundidad.

- Desarrollo del pozo

Consiste en someter al pozo a un primer bombeo, con el fin de acondicionar el material fino del acuífero en la proximidad del pozo. Se hace la primera extracción de agua del pozo de manera muy violenta, o bien a través de un pistón.

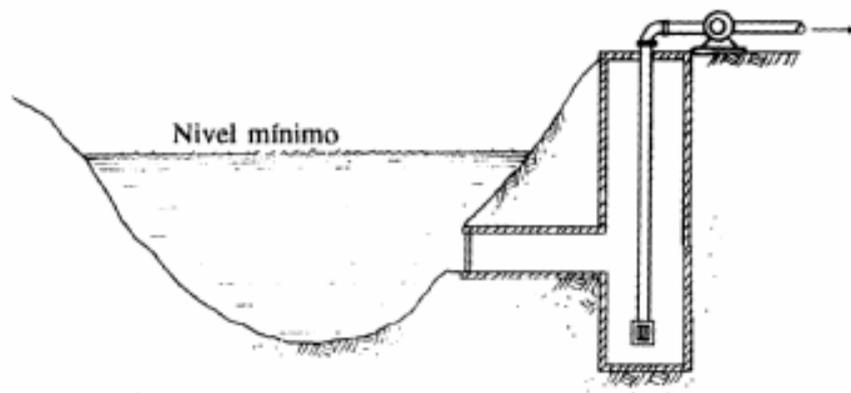
## 2.3.4 Captación de aguas superficiales

### 2.3.4.1 Ríos

La captación de un río se puede hacer mediante la construcción de una presa de derivación, la cual sirve para elevar el nivel del agua, lo que permite la construcción de las obras de toma.

Otra forma de captar el agua de un río sería por bombeo, mediante una instalación semejante a la mostrada a continuación:

**Figura 10. Captación de agua de río**



#### **2.3.4.2 Lagos**

En la captación del agua de un lago debe tomarse en cuenta la localización de las posibles fuentes que puedan contaminar el lago, los vientos fuertes, las corrientes superficiales y si hay algún paso de embarcaciones; de preferencia la toma debe ubicarse a cierta profundidad para mejorar la calidad del agua captada.

### **3. PARAMETROS DE DISEÑO**

#### **3.1 Levantamiento topográfico**

Se efectuará el levantamiento topográfico de las líneas que unan las fuentes de abastecimiento de agua con las poblaciones beneficiadas. En el levantamiento topográfico deben localizarse detalles importantes como los son las estructuras ya existentes, pasos de ríos, quebradas y zanjones. También deben trazarse las líneas principales y los ramales secundarios que se usarán para instalar la tubería que distribuirá el agua a las viviendas y edificios públicos. Previamente al inicio de los trabajos de topografía, es necesario tener la certeza que se tendrá el permiso de colocar la tubería en el lugar, es decir, contar con el derecho de paso.

Dependiendo del tamaño, tipo del proyecto, cantidad de habitantes a beneficiar, características del terreno, equipo a utilizar y los errores permisibles, el levantamiento topográfico puede ser de primer, segundo y tercer orden y éste se determinará en el estudio de prefactibilidad.

En el levantamiento topográfico se puede usar la nivelación taquimétrica, siempre que el terreno no sea plano, ya que en este caso es preferible utilizar un nivel de precisión.

En un sistema de abastecimiento de agua, es importante que se tome en cuenta a toda la población que se beneficiará, para ello es necesario que al momento de realizar la topografía se hagan radiaciones a todas las casas o edificios que se conectarán en la red de distribución. Una de las ventajas de realizar estas radiaciones, es que el topógrafo puede realizar el censo al mismo tiempo, para determinar cuántas personas viven en cada edificación.

### 3.2 Período de diseño

Período de diseño es el tiempo durante el cual una obra va a prestar un servicio satisfactorio y se empieza a contar desde el momento en que entra en servicio la obra. Para fijarlo se tomarán en cuenta varios factores que influyen en el período de diseño.

#### 3.2.1 Factores influyentes en el período de diseño

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

1. Vida útil de los materiales y equipos. A continuación se presentan ejemplos respecto de la vida útil de algunos de éstos.

**Tabla V. Vida útil de algunos materiales**

MATERIAL	VIDA ÚTIL (APROXIMADA)
Tubería PVC	Más de 30 años
Válvulas	Depende del uso y del mantenimiento
Equipos de bombeo	10 años o menos

2. La población de diseño o la población a servir, la cual podrá predecirse o estimarse a períodos muy cortos.
3. Facilidad de ampliación, es una de las formas de alargar la vida de las obras. Las facilidades de ampliación vienen a ser el toque de vida que le podría dar el ingeniero a las obras que está diseñando.
4. Comportamiento en los primeros años de la obra.
5. Costo de conexión y tasas de interés.

### **3.3 Estimación de la población futura**

La población a servir es una población que tiene que ser pronosticada. Hay que hacer pronósticos para todos aquellos componentes que lo integran, que en general son:

$$P = P_i + (N + I) - (D + E)$$

P = población futura a “n” años.

P<sub>i</sub> = población inicial o presente.

N = nacimiento durante “n” años.

I = inmigración durante “n” años.

D = defunciones durante “n” años.

E = emigración durante “n” años.

Como no es posible encontrar registros de los datos anteriores, es necesario utilizar modelos matemáticos para poder estimar una población futura. Estos modelos matemáticos se basan en el comportamiento del crecimiento bacteriano.

Modelos matemáticos para pronóstico de población:

Se plantean de acuerdo a la información que se tenga y éstos pueden ser:

- Analíticos
- Gráficos

- Métodos analíticos

Los métodos analíticos se aplican cuando se tiene suficiente certeza de los datos que se disponen.

Los métodos analíticos más comunes que se utilizan en un pronóstico son los siguientes:

- Método geométrico
- Método aritmético
- Método parabólico o tasa declinante
- Método logístico

- Métodos gráficos

Los gráficos se toman en cuenta cuando se tiene el número de datos suficientes, para acomodarlos en una curva.

- Proyección a ojo
- Proyección comparada

## Fuentes de información

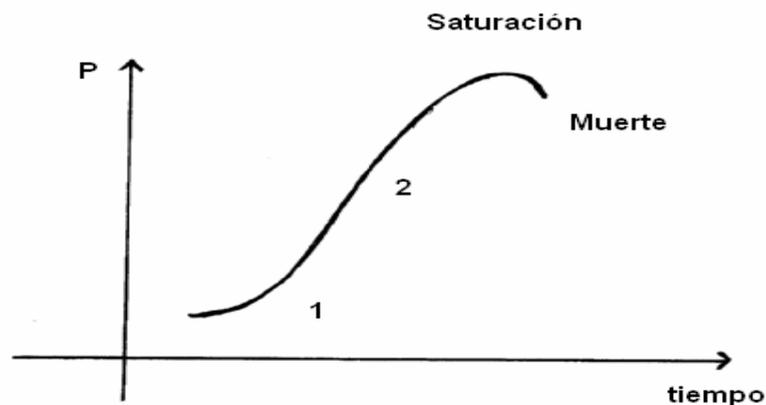
Las fuentes primarias pueden ser los servicios de estadística de los que disponga el país, en Guatemala se puede encontrar información en las siguientes instituciones:

1. Instituto Nacional de Estadística (es el responsable de realizar los censos de la población).
2. Registros municipales y de salud (nacimientos y defunciones).
3. Comités comunitarios de desarrollo (COCODES).
4. Censos escolares.
5. Censo de población que se efectúa previo al diseño (éste conviene realizarlo cuando la cuadrilla lleva a cabo los trabajos de topografía).

- Modelos analíticos

Tiene un patrón u origen común. Este modelo se basa en el crecimiento bacteriano en función del medio nutritivo. Al incubar una colonia de bacterias en un medio de cultivo ocurre que, en el inicio, dado que existe abundancia del medio nutritivo, las bacterias se reproducen rápidamente, de una forma exponencial. Al disminuir el alimento el crecimiento es menor, teniendo una forma lineal, hasta que llega al punto de saturación, es decir, que ya no hay espacio ni alimento para más bacterias; al llegar a esta etapa las bacterias se alimentan unas de otras, hasta llegar a la destrucción total.

**Figura 11. Gráfica de crecimiento bacteriano**



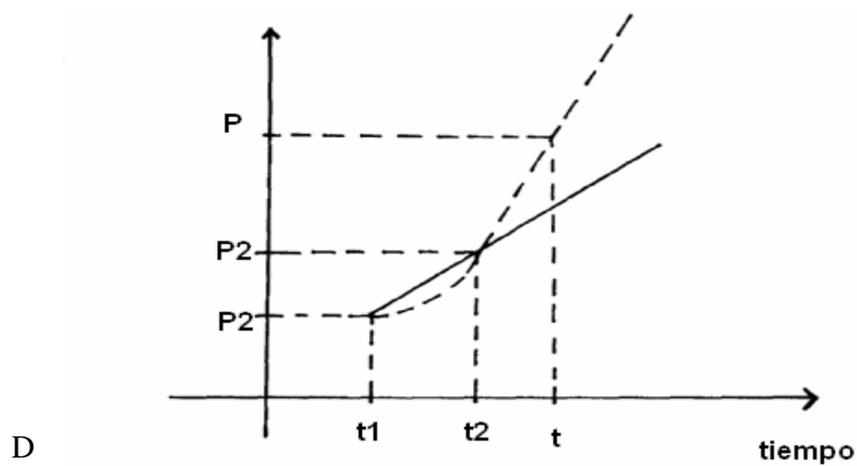
1. Crecimiento exponencial o geométrico

2. Crecimiento lineal

### 3.3.1 Método geométrico

Es el modelo matemático que más se adecúa para las poblaciones que se encuentran en vías de desarrollo (América latina, África y Asia).

**Figura 12. Gráfica de crecimiento poblacional exponencial o geométrico**



$$dp/dt = k = \text{constante de crecimiento}$$

Integrando entre  $(P_1 \text{ y } P_2)$  y  $(t_1 \text{ y } t_2)$

Se determina  $k$ .

$$k = \ln \frac{(P_2/P_1)}{t_2 - t_1}$$

Integrando entre  $P_1$  a  $P$  y  $t_1$  a  $t$

$$P = P_1 \frac{(P_2)^{(t-t_1)/(t_2-t_1)}}{(P_1)}$$

Sabiendo que  $(P_2/P_1)$  es  $(R+1)$ , entonces:

$$P = P_1 (R + 1)^{t-t_1}$$

Determinando que  $(t - t_1)$  es la diferencia entre las fechas del censo más reciente y el período de diseño (n).

$$P = P_1 (R + 1)^n$$

$P_1$  = población al tiempo  $t_1$  (censo más antiguo).

$P$  = población al tiempo  $t$ .

$R$  = tasa de crecimiento geométrico.

$n$  = período de diseño.

En Guatemala la tasa de crecimiento oscila entre un 3%, mientras que en otros países es del 6%. Ésta se puede obtener en el Instituto Nacional de Estadística para todos los municipios, existiendo tasas rurales y urbanas.

#### Ejemplo

Estimar una población al año 2010 para una población de una cabecera municipal, con base en los datos censales oficiales que se muestran a continuación, utilizando el método geométrico:

Año	Población
25 marzo 1973	4320
21 marzo 1981	5112

- Desglosando la integración de  $t_2$  y  $t_1$

Censo de 1981

Enero	31 días
Febrero	29 días
Marzo	<u>21 días</u>
	81 días

Censo de 1973

Enero	31 días
Febrero	28 días
Marzo	<u>25 días</u>
	84 días

Determinar  $t_2 = (81/365) = 0.22$

$$t_2 = 1981 + 0.22$$

$$\underline{t_2 = 1981.22}$$

Determinando  $t_1 = (84/365) = 0.23$

$$t_1 = 1973 + 0.23$$

$$\underline{t_1 = 1973.23}$$

- Calculo de la tasa de crecimiento entre el período de 1973 a 1981.

$$R = \left( \frac{P_2}{P_1} \right)^{1/(t_2-t_1)} - 1$$

$$R_{1973-1981} = \left( \frac{5112}{4320} \right)^{1/(1981.22-1973.23)} - 1$$

$$R = \underline{\underline{0.0213 \text{ o } 2.13\%}}$$

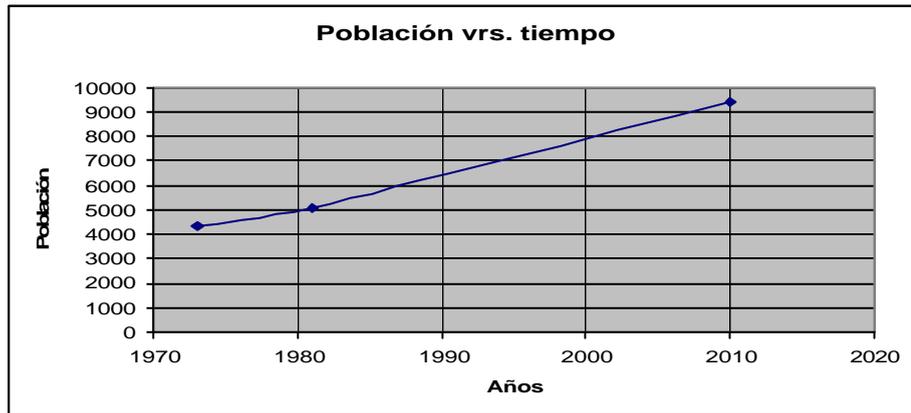
- Determinando la población futura para el año 2010

$$P = P_1 (R + 1)^{t-t_1}$$

$$P_{2010} = 5112(0.0213 + 1)^{2010-1981}$$

$$\mathbf{P_{2010} = \underline{\underline{9420 \text{ habitantes}}}}$$

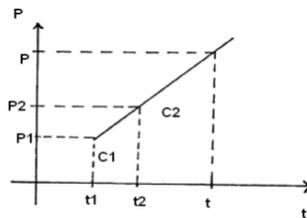
**Figura 13. Gráfica de ejemplo de proyección de población futura por el método geométrico**



### 3.3.2 Método aritmético

Se considera en las zonas en donde se espera que haya un crecimiento muy lento. Cuando la población está bastante desarrollada.

**Figura 14. Gráfica de crecimiento poblacional por el método aritmético**



$$dp/dt = k = \text{constante de crecimiento}$$

Se integra la ecuación, y se obtiene:

$$\frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} = \frac{P - P_1}{t - t_1} \quad P = P_1 + (P_2 - P_1) * \frac{t - t_1}{t_2 - t_1}$$

$P_1$  = población al tiempo  $t_1$  (censo mas antiguo)

$P_2$  = población al tiempo  $t_2$  (censo mas reciente)

$P$  = población al tiempo  $t$

Ejemplo:

Para una población los últimos datos censales fueron:

Año	Población
26 marzo 1995	9850 habitantes
19 marzo 2000	12325 habitantes

Se proyecta una ampliación, para un período de diseño para el 4 de marzo del año 2025. Calcular la población futura mediante el método aritmético.

$$P = P_1 + (P_2 - P_1) * \left( \frac{t - t_1}{t_2 - t_1} \right)$$

Censo de 1995		Censo de 2000	
Enero	31 días	Enero	31 días
Febrero	29 días	Febrero	28 días
Marzo	<u>26 días</u>	Marzo	<u>10 días</u>
	86 días		69 días

Censo de 2025

Enero	31 días
Febrero	28 días
Marzo	<u>04 días</u>
	63 días

Determinar  $t_2 = (86/365) = 0.23$   
0.19

$$t_2 = 1995 + 0.23$$

$$\underline{t_2 = 1995.23}$$

Determinar  $t_1 = (69/365) =$

$$t_1 = 2000 + 0.19$$

$$\underline{t_1 = 2000.19}$$

Determinar  $t_2 = (63/365) = 0.17$

$$t_2 = 2025 + 0.17$$

$$\underline{t_2 = 2025.17}$$

$$P = 12325 + (12325 - 9850) * \frac{(2025.17 - 2000.19)}{(2000.19 - 1995.23)}$$

$$P = 12325 + (2475) * (24.98/4.96)$$

$$P_{2035} = \underline{\underline{24790 \text{ habitantes}}}$$

### 3.3.3 Métodos de comparación gráfica

El método de comparación gráfica consiste en hacer una comparación de manera gráfica de la población en estudio y de otra población del país con características similares. El método supone que la población en cuestión tendrá una tendencia de crecimiento similar a la del crecimiento de la otra.

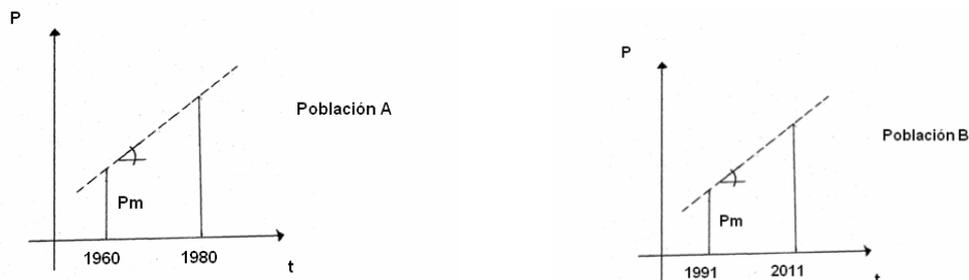
Se trabaja entonces con poblaciones de las siguientes características:

Población A: ciudad estudiada.

Población B: ciudad de la misma región, similar en desarrollo, clima y tamaño.

Se puede utilizar para analizar poblaciones donde no se tiene una información cierta, como los son las poblaciones que estuvieron implicadas en el conflicto armado interno, que fueron desplazados de sus comunidades y posteriormente al retornar fueron reasentados en otras localidades.

**Figura 15. Gráfica de crecimiento poblacional por el método de comparación**



$P_m$  = población modelo

$P_{mA} = P_{mB}$

Las poblaciones A y B tienen las características similares, ya que la pendiente es la misma, por lo tanto es posible hacer una proyección de B basada en la información de A.

### **3.4 Consumo de agua**

Los factores que afectan el consumo de una población son:

- Temperatura

Debido a las condiciones propias de la actividad del ser humano, entre mayor sea la temperatura, mayor será el consumo de agua. Por ejemplo, en climas cálidos se beberá más agua, el aseo personal será más frecuente, se emplean sistemas de aire acondicionado y el riego de jardines será más intensivo.

- Calidad del agua

El consumo de agua será mayor en la medida en que las personas tengan la seguridad de una buena calidad de agua. Lo anterior es válido para el sector doméstico e industrial.

- Características socioeconómicas

El consumo de agua depende también en buena parte del nivel de educación y del nivel de ingresos de la población. Por esta razón en ciudades desarrolladas, el consumo de agua es mayor que en los pueblos o caseríos.

- Servicio de alcantarillado

El hecho de disponer de una red de alcantarillado incrementa el consumo de agua potable, en comparación con sistemas de letrinas, o donde no existe ningún sistema para evacuar excretas.

- Presión en la red de distribución de agua

Si se tienen altas presiones en la red, se presentarán mayores desperdicios en el consumo doméstico al abrir las llaves de los lavamanos, regaderas, chorros etc. Igualmente se pueden presentar un mayor número de rupturas de tubos dentro del domicilio o en la misma red de distribución, aumentando así el volumen de agua perdida.

- Administración

Una administración eficiente controlará mejor el consumo de agua reduciendo las fugas y desperdicios, y vigilando las conexiones ilícitas.

- Medición y tarifa

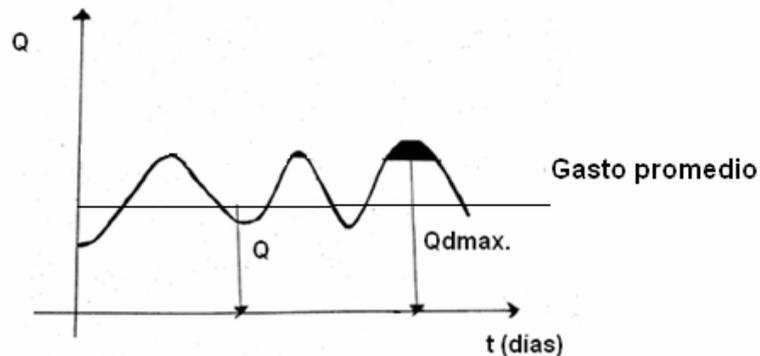
El costo del agua es un factor importante en el consumo y de éste dependerá el uso racional del servicio y el evitar desperdicios.

### 3.4.1 Factores de consumo

#### 3.4.1.1 Factor de día máximo:

Al observar la gráfica siguiente se nota que hay días en el año en que los consumos son máximos, debido a diferentes circunstancias.

**Figura 16. Gráfica del desvío del caudal promedio diario**



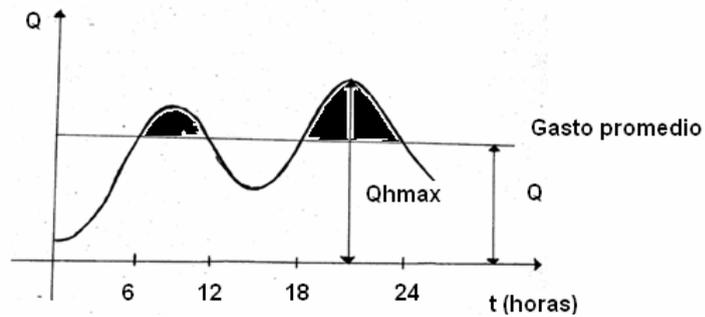
$$f_{dm} = \frac{Q_{\text{max. diario}}}{Q_{\text{md}}}$$

El factor de día máximo se usará pequeño cuando las poblaciones sean muy grandes y se utilizará un factor grande cuando las poblaciones sean pequeñas, ya que el mismo es para prever el uso simultáneo del servicio. Éste se usará para determinar el caudal de conducción.

### 3.4.2 Factor de hora máximo

En la gráfica siguiente se puede notar que durante el día hay horas en que los consumos son máximos, debido al uso simultáneo del servicio por parte de la mayoría de los habitantes de una comunidad.

**Figura 17. Gráfica del desvío del caudal promedio horario**



$$f_{hm} = \frac{Q_{\text{max. horario}}}{Q_{\text{md}}}$$

El factor de hora máximo se usará pequeño cuando las poblaciones sean muy grandes y se utilizará un factor grande cuando las poblaciones sean pequeñas, ya que el mismo es para prever el uso simultáneo del servicio. Éste se usará para determinar el caudal de distribución.

### 3.5 Caudales de diseño

#### 3.5.1 Dotaciones

Dotación es una cantidad (volumen por unidad de tiempo) asignada a la unidad consumidora (habitante, cama de hospital, área de riego, lavado, etc) y está expresada en litros por habitante por día. (lt/hab/día).

Para fijar la dotación, hay que tomar en cuenta los estudios de demanda para la población o de poblaciones similares, si los hubiere. Cuando no se haya realizado ninguno, las normas de diseño de las instituciones encargadas del abastecimiento de agua indican los siguientes valores:

**Tabla VI. Dotaciones indicadas en las normas de diseño**

DESCRIPCIÓN	DOTACIÓN (LTS/HAB/DÍA.)
Llenacántaros	15-40
Conexiones prediales	60-90
Conexiones domiciliarias en el área rural	90-150
Conexiones domiciliarias en el área urbana	150-250

La dotación se integra con los siguientes consumos:

- Doméstico: casas particulares, condominios.
- Comercial: supermercados, locales comerciales.
- Industriales: todo lo que tiene que ver con fábricas.
- Público: riego de parques públicos.
- Fugas

- Desperdicios

### 3.5.2 Caudal medio diario

El caudal medio diario es el producto de multiplicar la dotación adoptada por el número de habitantes que se hayan estimado para el final del período de diseño, dividido entre el número de segundos que tiene un día.

$$Q_{md} = \frac{\text{dotación} * \text{población}}{86400}$$

### 3.5.3 Caudal máximo diario

El caudal máximo diario o caudal de conducción es el máximo caudal producido en un día durante un período de observación de un año. Es el resultado de multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo. El factor de día máximo oscila entre 1.2 y 1.8. El factor a utilizar dependerá del tamaño de la población a servir.

$$Q_{\text{max. diario}} = \text{fdm} * Q_{md}$$

### 3.5.4 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario o caudal de distribución, es el máximo caudal producido durante una hora en un período de observación de un año y este se calcula multiplicando el caudal medio por el factor de hora máxima. El factor de hora máximo se encuentra entre 2 y 3. El factor a utilizar dependerá del tamaño de la población a servir.

$$Q_{\text{max. horario}} = f_{\text{hm}} * Q_{\text{md}}$$

### 3.6 Presiones máximas y mínimas

La presión hidrostática máxima en líneas de conducción y de distribución debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería a utilizar, aunque hay que tomar en cuenta la calidad de los accesorios y las válvulas, para evitar fugas cuando el acueducto esté en servicio.

Las presiones en las redes de distribución van a depender de las diferentes alturas que tenga el terreno tendrán los siguientes valores:

- Presión mínima      10 metros (presión de servicio)
- Presión máxima      40 metros (presión de servicio)

### **3.7 Tipos y clases de tuberías**

Toda tubería cuenta con tres características fundamentales, las cuales son, el diámetro, la clase y el tipo de tubería. Con respecto al diámetro, se debe mencionar que comercialmente a cada tubería se le asigna un diámetro nominal que no es el mismo diámetro interno del conducto. La clase de tubería se refiere a la norma que se usó para su fabricación, íntimamente relacionada con la presión de trabajo. También indica la razón entre el diámetro externo y el espesor de la pared de la tubería. Y por último el tipo de tubería se refiere al material de que está fabricada. Los materiales más comunes usados para las tuberías de acueductos son el cloruro de polivinilo (PVC) y el acero galvanizado (H.G.).

#### **3.7.1 Tuberías de acero galvanizado**

El acero galvanizado tiene su principal aplicación cuando se encuentre sobre la superficie del terreno, ya que si se entierra empieza a corroerse.

Según la ASTM (American Society for Testing and Materials), la tubería de acero galvanizado, debe cumplir con la norma ANSI-ASTM A 120-79. Las siglas ANSI se refiere a American National Standard Institute y 79 al año en que se puso en vigor la norma.

La tubería se fabrica bajo las denominaciones cédula 30, 40 y 80. Por ejemplo, la fabricada bajo la denominación cédula 40 se conoce como “tubería estándar”. La tubería de acero galvanizado existe en tres presentaciones.

- a) Tubería “peso estándar”, para diámetros nominales de 1/8” a 6”.
- b) “Extra fuerte”, para diámetros entre 1/8” y 12”
- c) “Doble extra fuerte”, para diámetros entre 1/2” y 8”.

Las tablas Nos. VII y VIII proporcionan los datos correspondientes a la tubería de acero galvanizado cédula 40 y 80.

**Tabla VII. Dimensiones, pesos nominales y presiones de prueba para tubería de  
acero galvanizado peso estándar (Cédula 40)**

TAMAÑO PULG.	DIÁMETRO EXTERIOR		ESPESOR DE LA PARED		PESO				PRESIÓN DE TRABAJO			
					Extremos lisos		Extremos roscados y coplas		Soldadura a tope		Sin costura	
	Pulg.	Mm	Pulg	Mm	Lb/pie	Kg/m	lb/pie	kg/m	psi	MPa	Psi	MPa
1/8	0.405	10.3	0.068	1.73	0.24	0.4	0.24	0.4	700	4.83	700	4.83
¼	0.540	13.7	0.088	2.24	0.42	0.6	0.42	0.6	700	4.83	700	4.83
3/8	0.675	17.1	0.091	2.31	0.57	0.8	0.57	0.8	700	4.83	700	4.83
½	0.840	21.3	0.109	2.77	0.85	1.3	0.85	1.3	700	4.83	700	4.83
¾	1.050	26.7	0.113	2.87	1.13	1.7	1.13	1.7	700	4.83	700	4.83
1	1.315	33.4	0.133	3.38	1.68	2.5	1.68	2.5	700	4.83	700	4.83
1 ¼	1.660	42.1	0.140	3.56	2.27	3.4	2.28	3.4	1000	6.89	1000	6.89
1 ½	1.900	48.3	0.145	3.68	2.72	4.0	2.73	4.1	1000	6.89	1000	6.89
2	2.375	60.3	0.154	3.91	3.65	5.4	3.68	5.5	1000	6.89	1000	6.89
2 ½	2.875	73.0	0.203	5.16	5.79	8.6	5.82	8.7	1000	6.89	1000	6.89
3	3.500	88.9	0.216	5.49	7.58	11.3	7.62	11.4	1000	6.89	1000	6.89
3 ½	4.000	101.6	0.226	5.74	9.11	13.6	9.20	13.7	1200	8.27	1200	8.27
4	4.500	114.3	0.237	6.02	10.79	16.1	10.89	16.2	1200	8.27	1200	8.27
5	5.563	141.3	0.258	6.55	14.62	21.8	14.81	22.1	---	---	1200	8.27
6	6.625	168.3	0.280	7.11	18.97	28.3	19.18	28.6	---	---	1200	8.27

**Tabla VIII. Dimensiones, pesos nominales y presiones de prueba para  
tubería de acero galvanizado extra fuerte (Cédula 80)**

Tamaño pulg.	Diámetro exterior		Espesor de la pared		Peso		Presión de trabajo			
					Extremos lisos		Soldadura a tope		Sin costura	
	Pulg.	Mm	Pulg.	Mm	lb/pie	Kg/m	psi	MPa	psi	MPa
1/8	0.405	10.3	0.095	2.41	0.31	0.46	850	5.86	850	5.86
¼	0.540	13.7	0.119	3.02	0.54	0.80	850	5.86	850	5.86
3/8	0.675	17.1	0.126	3.20	0.74	1.10	850	5.86	850	5.86
½	0.840	21.3	0.147	3.73	1.09	1.62	850	5.86	850	5.86
¾	1.050	26.7	0.154	3.91	1.47	2.19	850	5.86	850	5.86
1	1.315	33.4	0.179	4.55	2.17	3.23	850	5.86	850	5.86
1 ¼	1.660	42.2	0.191	4.85	3.00	4.47	1300	8.96	1500	10.34
1 ½	1.900	48.3	0.200	5.08	3.63	5.41	1300	8.96	1500	10.34
2	2.375	60.3	0.218	5.54	5.02	7.48	1300	8.96	1500	10.34
2 ½	2.875	73.0	0.276	7.01	7.66	11.41	1300	8.96	1500	10.34
3	3.500	88.9	0.300	7.62	10.25	15.27	1300	8.96	1500	10.34
3 ½	4.000	101.6	0.318	8.08	12.51	18.63	1700	11.72	1700	11.72
4	4.500	114.3	0.337	8.56	14.98	22.31	1700	11.72	1700	11.72
5	5.563	141.3	0.375	9.52	20.78	30.95	---	---	1700	11.72
6	6.625	168.3	0.432	10.97	28.57	42.56	---	---	1700	11.72
8	8.625	219.1	0.500	12.70	43.39	64.63	---	---	1700	11.72
10 <sup>G</sup>	10.750	273.0	0.500	12.70	54.74	81.54	---	---	1600	11.03
12 <sup>H</sup>	12.750	323.8	0.500	12.70	65.42	97.44	---	---	1600	11.03
14 <sup>I</sup>	14.000	355.6	0.500	12.70	72.09	107.38	---	---	1300	8.96
16 <sup>J</sup>	16.000	406.4	0.500	12.70	82.77	123.29	---	---	1100	7.58

### **3.7.2 Tubería PVC**

El cloruro de polivinilo (PVC) es el material que más se emplea en la actualidad, esto es debido a que es más económico, más liviano, fácil de instalar, durable y no se corroe, pero también tiene muchas desventajas, es más frágil y no se puede dejar en la intemperie, ya que se vuelve quebradizo.

La tubería PVC se fabrica según la Norma ASTM D-1785, bajo la clasificación de cédulas 40, 80 y 120. De ellas, la que más se emplea para pequeños y medianos sistemas de abastecimiento de agua es la de cédula 40.

### **3.7.3 Uniones**

La tubería de PVC cuenta con dos tipos de uniones, la unión con campana y la unión de junta rápida. Para la unión con campana se requiere utilizar cemento solvente, para lo cual deben limpiarse perfectamente los bordes de la tubería y luego colocar el cemento solvente y empalmar los dos tubos. La unión de junta rápida trae un empaque de hule, el cual permite una unión más firme.

La ventaja de la unión con campana está en su costo y la ventaja de la junta rápida está en el tipo de unión que es más segura.

### 3.7.3.1 Diámetros comerciales de tubería PVC

**Tabla IX. Diámetros comerciales de tuberías PVC**

<b>PRESION</b>	<b>DIÁMETRO COMERCIAL (PULG)</b>
125 psi = 87.88 m.c.a	3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 18
160 psi = 112.49 m.c.a	1, 1¼, 1½, 2, 2½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15
250 psi = 175.77 m.c.a	¾, 1, 1¼, 1½, 2, 2½, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12

Las tablas Nos. X, XI y XII indican las características de la tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 17, 26 y 32.5.

**Tabla X. Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 32.5**

Presión de trabajo a 23 °C: 125 psi = 8.80 kg/cm<sup>2</sup> = 87.88 m.c.a  
 Presión mínima de ruptura: 400 psi = 28.12 kg/cm<sup>2</sup>  
 (falla en 60 a 90 segundos)  
 Longitud de cada tubo: 20 pies = 6.09 m

<b>Diámetro nominal</b>		<b>Diámetro Exterior</b>		<b>Espesor de pared (mm)</b>		<b>Diámetro Interior</b>		<b>Peso aproximado</b>	
Mm	Pulg.	Mm	pulg.	Mm	Pulg.	Mm	Pulg.	kgs.	lbs.
75	3	88.90	3.500	2.74	0.108	83.41	3.284	6.56	14.47
100	4	114.30	4.500	3.51	0.138	107.29	4.224	10.78	23.77
125	5	141.30	5.563	4.35	0.171	132.60	5.221	16.52	36.42
150	6	168.28	6.625	5.18	0.204	157.91	6.217	23.47	51.73
200	8	219.08	8.625	6.73	0.265	205.62	8.095	39.69	87.50
250	10	273.05	10.750	8.41	0.331	256.23	10.088	61.78	136.21
300	12	323.85	12.750	9.96	0.392	303.93	11.966	86.79	191.33
375	15	388.62	15.300	11.96	0.471	364.70	14.358	104.60	230.12
450	18	457.01	18.701	14.61	0.575	427.79	17.551	195.82	430.80

**Tabla XI. Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 26**

Presión de trabajo a 23 °C: 160 psi = 11.2 kg/cm<sup>2</sup> = 112.49 m.c.a  
 Presión mínima de ruptura: 500 psi = 35.15 kg/cm<sup>2</sup>  
 (falla en 60 a 90 segundos)  
 Longitud de cada tubo: 20 pies = 6.09 m

Diámetro nominal		Diámetro exterior		Espesor de pared (mm)		Diámetro interior		Peso aproximado	
Mm	Pulg.	Mm	pulg.	Mm	Pulg.	Mm	Pulg.	kgs.	lbs.
25	1	33.40	1.315	1.52	0.060	30.35	1.195	1.35	2.97
31	1 ¼	42.16	1.660	1.63	0.064	38.91	1.532	1.83	4.03
38	1 ½	48.26	1.900	1.85	0.073	44.55	1.754	2.39	5.27
50	2	60.33	2.375	2.31	0.091	55.70	2.193	3.72	8.21
62	2 ½	73.03	2.875	2.79	0.110	67.45	2.655	5.45	12.01
75	3	88.90	3.500	3.43	0.135	82.04	3.230	8.14	17.94
100	4	114.30	4.500	4.39	0.173	105.51	4.154	13.41	29.57
125	5	141.30	5.563	5.43	0.214	130.43	5.135	20.51	45.21
150	6	168.28	6.625	6.48	0.255	155.32	6.115	29.10	64.15
200	8	219.08	8.625	8.43	0.332	202.21	7.961	49.32	108.74
250	10	273.05	10.750	10.49	0.413	252.07	9.924	76.48	168.61
300	12	323.85	12.750	12.45	0.490	298.95	11.770	107.62	237.26
375	15	388.62	15.300	14.94	0.588	358.74	14.124	162.44	357.38

**Tabla XII. Tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 17**

Presión de trabajo a 23 C: 250 psi = 17.6 kg/cm<sup>2</sup> = 175.77 m.c.a  
 Presión mínima de ruptura: 800 psi = 56.3 kg/cm<sup>2</sup>  
 (falla en 60 a 90 segundos)  
 Longitud de cada tubo: 20 pies = 6.09 m

Diámetro nominal		Diámetro Exterior		Espesor de pared (mm)		Diámetro Interior		Peso aproximado	
mm	Pulg.	Mm	pulg.	Mm	Pulg.	Mm	pulg.	kgs.	lbs.
18	¾	26.67	0.840	1.57	0.062	23.52	0.926	1.10	2.42
25	1	33.40	1.315	1.96	0.077	29.49	1.161	1.71	3.77
31	1 ¼	42.16	1.660	2.49	0.098	37.19	1.464	2.74	6.05
38	1 ½	48.26	1.900	2.84	0.112	42.57	1.676	3.59	7.91
50	2	60.33	2.375	3.56	0.140	53.21	2.095	5.61	12.36
62	2 ½	73.03	2.875	4.29	0.169	64.44	2.537	8.20	18.07
75	3	88.90	3.500	5.23	0.206	78.44	3.088	12.16	26.81
100	4	114.30	4.500	6.73	0.265	100.84	3.970	20.11	44.34
125	5	141.30	5.563	8.30	0.327	124.69	4.909	30.68	67.64
150	6	168.28	6.625	9.91	0.390	148.46	5.845	43.58	96.07
200	8	219.08	8.625	12.90	0.508	193.27	7.609	73.89	162.90
250	10	273.05	10.750	16.05	0.632	240.94	9.486	114.59	252.63
300	12	323.85	12.750	19.05	0.750	285.75	11.250	161.28	355.56

### 3.8 Accesorios

Los accesorios en un sistema de abastecimiento de agua son todas aquellas piezas que son necesarias para poder unir los tubos de conducción y de distribución, unir ramificaciones, para cambiar diámetros y tipos de tuberías y cambio de direcciones, entre otras cosas.

Entre los principales accesorios se pueden encontrar: codos de 45 y 90 grados, reducidos, bushing, adaptadores machos y hembras, tapones machos y hembras, tees, uniones, coplas y uniones universales.

Algunos de estos accesorios de PVC tienen un extremo con rosca, son útiles cuando se cambia el tipo de tubería o para la instalación de válvulas. Estos accesorios al igual que los tubos PVC trabajan a cierta presión.

En la tabla X que se presenta a continuación, se da a conocer la información sobre el uso de los diferentes accesorios en PVC.

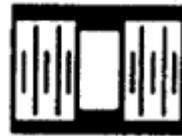
**Tabla XIII. Uso de accesorios de PVC**

<b>ACCESORIO</b>	<b>USO</b>
Codo de 90	Cambiar la dirección de la tubería a 90 grados
Codo de 45	Cambiar la dirección de la tubería a 45 grados
Reducidores bushing	Para cambiar el diámetro de la tubería.
Adaptadores machos	Para cambiar tubería de PVC a Hg y éstos entran en la tubería
Adaptadores hembras	Para cambiar tubería de PVC a Hg y la tubería entra en el adaptador.
Tapones machos con o sin rosca	Para terminar un conducto.
Tapones hembras con o sin rosca	Para terminar un conducto.
Tees	Para conectar tres tuberías.
Unión universal con o sin rosca	Para efectuar reparaciones.
Copla con y sin rosca	Para unir tuberías.

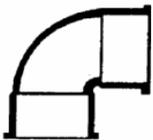
Figura 18. Accesorio de PVC



Coplas



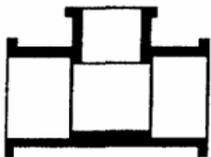
Copla roscada



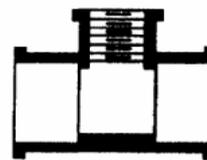
Codo a 90



Codo a 45



Tee reducida



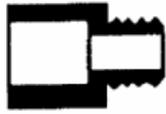
Tee reducida con rosca



Reducidor bushing



Reducidor bushing con rosca



Adaptador macho



Adaptador hembra



Tapón macho



Tapón macho con rosca



Tapón hembra



Tapón hembra con rosca



Unión universal



Unión universal con rosca



## 4. LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

La conducción es la tubería, canales y túneles por donde se transporta el caudal de día máximo, desde la fuente hacia la planta de tratamiento y en caso de no existir ésta hacia los depósitos o tanques de almacenamiento.

### 4.1 Tipos de líneas de conducción

Hay dos regímenes de conducción, que pueden ser, régimen libre que se utiliza mediante canales o túneles y el régimen forzado, que es el de conducción por gravedad o por bombeo. Estas dos últimas, son las más utilizadas para transportar el agua a los tanques de almacenamiento. Aunque es preferible utilizar la conducción por gravedad, ya que su costo es mucho más económico.

Conducciones libres

En líneas de conducción libres hay que seguir ciertos criterios:

- El diámetro mínimo a usar será de 6" o su equivalente en secciones no circulares.
- Las velocidades deben estar comprendidas entre 0.6 y 3.0 m/s.

- Para el diseño de este tipo de conducción, generalmente se utiliza la fórmula de Manning descrita anteriormente.

#### Conducciones forzadas

Al igual que en las conducciones libres hay que seguir ciertas normas.

- Se recomienda usar un diámetro mínimo de 1½”.
- Atendiendo razones económicas se puede aceptar diámetros de ¾”.
- Si se trata de agua con material en suspensión sedimentable o erosivo, la velocidad mínima debe de ser mayor de 0.4 m/s y menor de 3.0 m/s.
- Si es agua sin material sedimentable o erosivo no hay límite mínimo y el máximo se fijará solamente de acuerdo a la sobre presión del golpe de ariete y en ningún caso mayor a 5 m/s.
- La tubería debe enterrarse a una profundidad mínima de 0.80 metros sobre la corona (nivel superior del tubo).

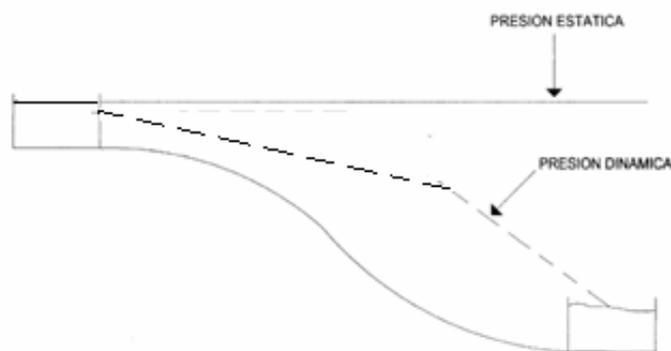
- Para tuberías instaladas bajo calles de tránsito, la profundidad de colocación se calculará en función de las cargas vivas y muertas, el tipo de suelo y la tubería a usar. En estos casos la profundidad de colocación no será menor de 1.20 m.
- En terrenos inclinados, la tubería deberá protegerse mediante la construcción de muros que eviten el deslave.
- En los puntos más bajos y en los cruces de corrientes, se podrá dejar la tubería aérea, para tal efecto se usará tubería metálica.
- Se deben instalar válvulas de aire, ventosas o chimeneas en los puntos más altos.
- Deben instalarse válvulas de limpieza en los puntos más bajos.
- Se instalarán cajas-rompe presión con el objeto de que la máxima presión estática no exceda la presión de trabajo de la tubería.
- De ser necesario se construirán anclajes en los cambios de dirección.

La presión estática se produce cuando todo el líquido en la tubería y en el recipiente que la alimenta está en reposo.

La presión dinámica se produce cuando hay flujo de agua, la presión estática modifica su valor disminuyéndose por la resistencia o fricción de las paredes de la tubería.

La cota piezométrica es la máxima presión dinámica en cualquier punto de una línea de conducción o distribución, que alcanzaría una columna de agua si en dicho punto se colocara un manómetro. Es equivalente a la cota de superficie del agua en el punto de salida, menos la pérdida de carga por fricción que ocurre en la distancia que los separa.

**Figura 19. Presión estática y dinámica**



### 4.1.1 Líneas por gravedad

Para el diseño de líneas de conducción por gravedad se deben determinar las longitudes y los diámetros para poder ajustar las pérdidas a las alturas disponibles

Figura 20. Conducción por gravedad



Al aplicar la ecuación de Bernoulli se tiene

$$H + \frac{P_a - P_b}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} = S \text{ pérdidas}$$

muy pequeña = 0

Pero  $P_a - P_b = 0$ , por lo tanto,

$$H + 0 + 0 = \text{sumatoria de pérdidas}$$

$$H = S \text{ pérdidas}$$

La altura disponible H es igual a la sumatoria de todas las pérdidas en la línea de conducción, aunque por razones de seguridad hay algunos diseñadores que tienden a dejar un margen de seguridad de unos cinco metros.

Hay varios tipos de pérdidas en una línea de conducción, se encuentra la pérdida por fricción que es provocada por el roce del agua y la tubería, y las pérdidas menores que son producidas por los accesorios, la entrada de agua y la descarga de la misma.

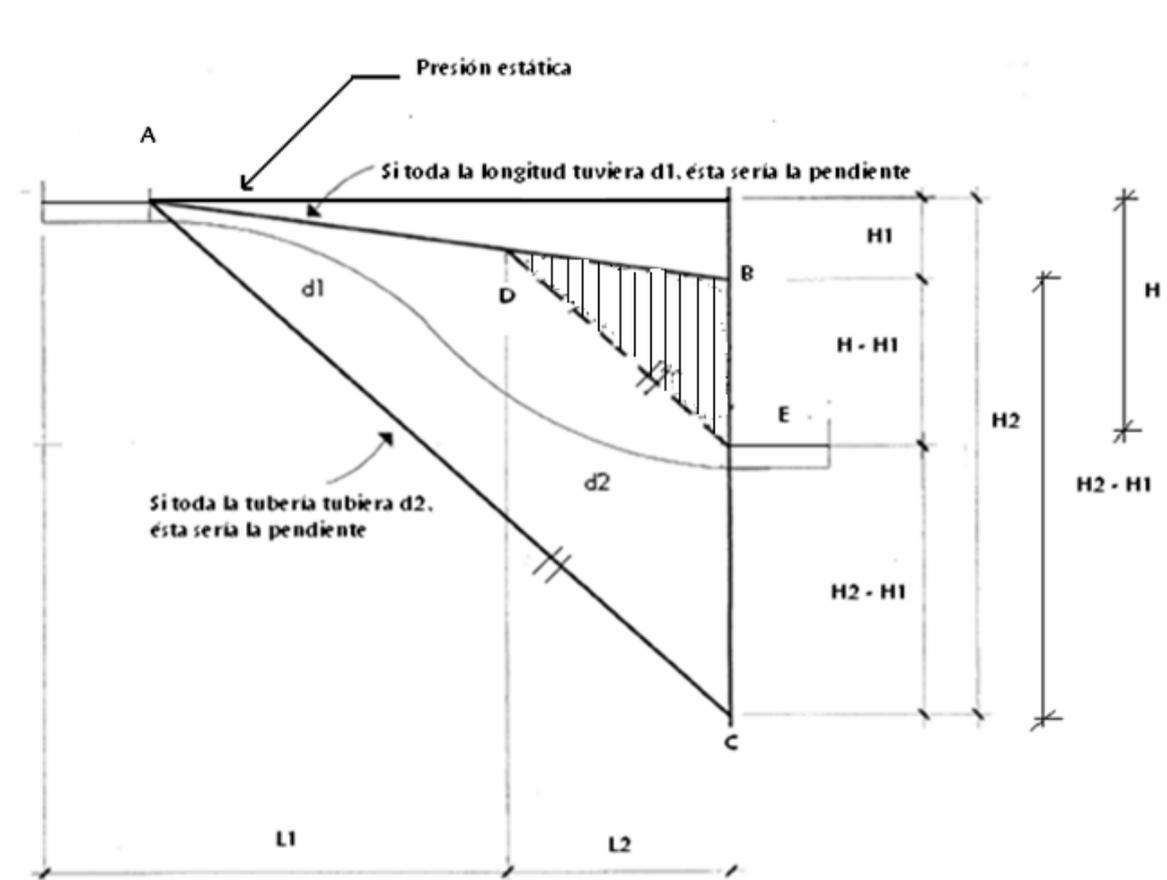
Para poder realizar un diseño de una línea de conducción por gravedad es necesario tener el caudal que viene del análisis previo, aunque para este cálculo hay que utilizar el caudal de día máximo que se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_{\text{día max.}} = Q * f_{hm}$$

Las longitudes de la tubería al igual que las alturas de la misma, se determinan en el levantamiento topográfico; y es importante tomar en consideración que las distancias son horizontales, mientras que en la realidad al estar enterradas las tuberías éstas siguen la pendiente del terreno, de manera que la longitud real es mayor, por lo tanto, como seguridad adicional, se recomienda afectar la longitud por un factor que varía entre el cinco y el diez por ciento.

En una línea de conducción, hay que tomar en cuenta que hay que combinar dos diámetros, uno grande y el otro menor, para hacer que las pérdidas sean iguales a las alturas disponibles. Para ello hay que determinar cuál es la longitud de tubería para cada uno de ellos. Eso se puede determinar con una relación de triángulos como la que se muestra a continuación.

**Figura 21. Gráfica para determinar longitudes y diámetros en líneas por conducción por gravedad**



En la gráfica anterior, la relación de triángulos se puede observar de la siguiente forma, el triángulo pequeño (D-B-C) tiene una altura  $H - H_1$  y una longitud  $L_2$ , mientras que el triángulo grande (A-B-C) tiene una altura  $H_2 - H_1$  y una longitud  $L$ , es por ello que se llega a la siguiente relación:

$$\frac{H - H_1}{L_2} = \frac{H_2 - H_1}{L}$$

$$L_2 = \frac{L (H - H_1)}{H_2 - H_1}$$

$$L_1 = L - L_2$$

Para realizar el diseño de una línea de conducción, hay que determinar los diámetros con que se va a trabajar, y después hay que calcular las pérdidas con los diámetros antes encontrados. Estas pérdidas se pueden conocer por medio de la fórmula de Hazen & Williams.

Después hay que conocer cuál será la longitud que se usará para cada diámetro con la fórmula antes descrita

Como último paso, después de conocer la longitud que se usará para cada tubería, hay que calcular las pérdidas reales, éstas tienen que dar un resultado muy próximo a la diferencia de cotas. Algo muy importante de resaltar es que en las líneas de conducción los diámetros mayores irán al principio de las mismas.

### Ejemplo

El  $Q_{\text{día max}}$  es de 10 lt/seg y se debe conducir de la captación (cota 1000) al tanque de almacenamiento (cota 963), cuya distancia es de 800 m. Diseñar la conducción con tubería PVC, clase 160.

$$Q = 10 \text{ lt/seg} \quad L = 800 * 1.05 = 840 \text{ m.} \quad C = 150$$
$$h = 1000 - 963 = 37 \text{ m.}$$

1. Cálculo del diámetro por medio de Hazen & William.

$$d = \left( \frac{1743.811 * 840 * 10^{1.85}}{150^{1.85} * 37} \right)^{1/4.87}$$

$$\mathbf{d = 3.14 \text{ pulg.}}$$

Hay que aproximar a los dos diámetros comerciales más próximos:

1.  $\mathbf{d_1 = 4 \text{ pulg.}}$

2.  $\mathbf{d_2 = 3 \text{ pulg.}}$

2. Determinar las pérdidas usando los diámetros encontrados anteriormente.

$$hf_4'' = \left( \frac{1743.811 * 840 * 10^{1.85}}{150^{1.85} * 4^{4.87}} \right)$$

$$\mathbf{hf_4'' = 11.43 \text{ m.}}$$

$$hf_3'' = \left( \frac{1743.811 * 840 * 10^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} \right)$$

$$\mathbf{hf_3'' = 46.39 \text{ m.}}$$

3. Conocer las longitudes de tubería que se usarán para cada diámetro, usando la relación de triángulos antes mostrada.

$$L_2 = \frac{(840 * (37 - 11.43))}{46.39 - 11.43}$$

$$\underline{\underline{L_2 = 614.38 \text{ m.}}}$$

$$L_1 = 840 - 578.01$$

$$\underline{\underline{L_1 = 225.62 \text{ m.}}}$$

4. Como último paso se determinan las pérdidas reales de la línea.

$$hf_4'' = \left( \frac{1743.811 * 225.62 * 10^{1.85}}{150^{1.85} * 4^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_4'' = 3.06 \text{ m.}}}$$

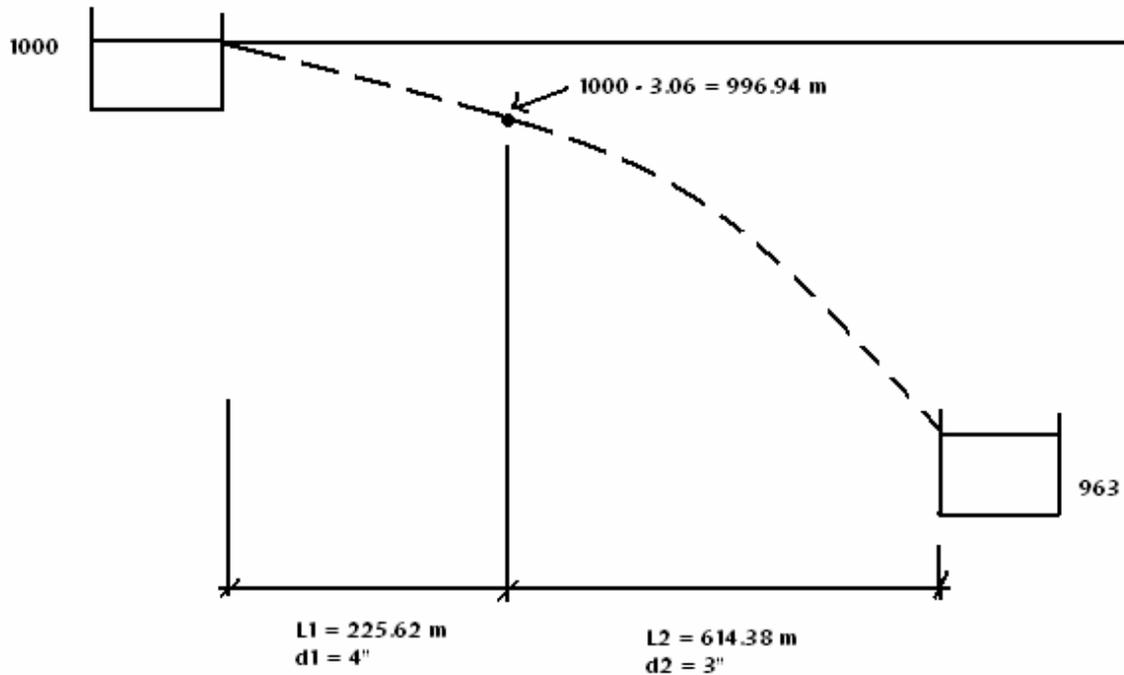
$$hf_3'' = \left( \frac{1743.811 * 614.38 * 10^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_3'' = 33.93 \text{ m.}}}$$

5. Como prueba, se puede observar que la suma de las pérdidas reales es aproximadamente igual a la diferencia de cotas del terreno.

- Pérdidas reales:  $3.06\text{m} + 33.93\text{m} = \underline{\underline{36.99 \text{ m.}}}$
- Diferencia de cotas:  $1000\text{m} - 963\text{m} = \underline{\underline{37 \text{ m.}}}$

**Figura 22. Esquema de líneas de presión estática y dinámica en una línea de conducción por gravedad**



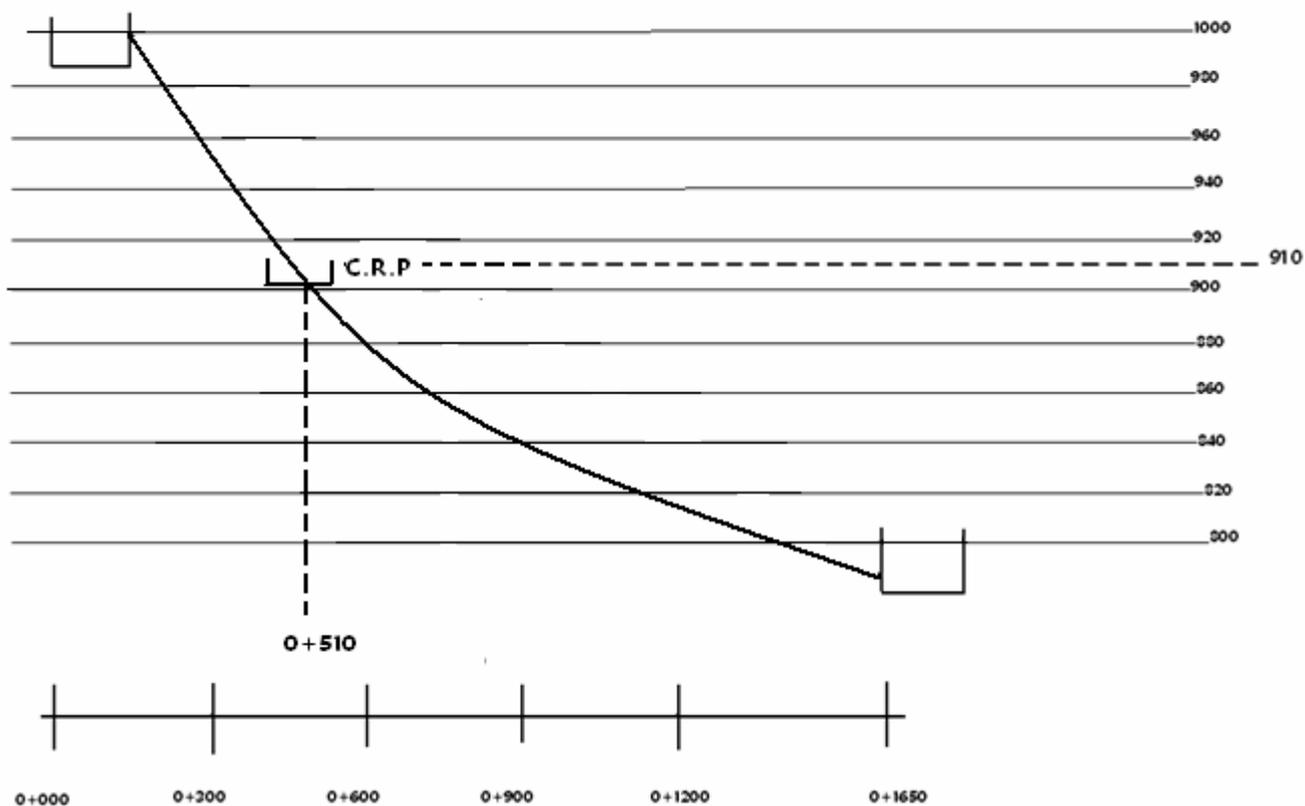
En una línea de conducción, hay que saber que la tubería de PVC, solo soporta cierta presión, por lo tanto las pendientes de las tuberías no deben sobrepasar esa presión y así evitar que la tubería se rompa. Para evitar esa problema, se debe colocar una caja rompe presión.

#### **4.1.1.1 Uso de cajas rompe-presión**

En oportunidades, sobre todo cuando se aprovechan como fuentes de abastecimiento, manantiales que afloran en las mañanas, puede darse que la presión estática exceda la presión de trabajo de las tuberías, por lo que es necesario ubicar una o varias cajas rompe-presión.

El diseño de estas conducciones se efectúa por tramos, como se ilustra en el siguiente ejemplo:

**Figura 23. Localización de caja rompe-presión**



En este caso la presión estática equivale a 180 m.c.a. y la presión de trabajo de la tubería PVC clase 160 es de aproximadamente 112 m.c.a, por lo que en la estación 0+510 debe instalarse una caja rompe-presión en la cota 910.

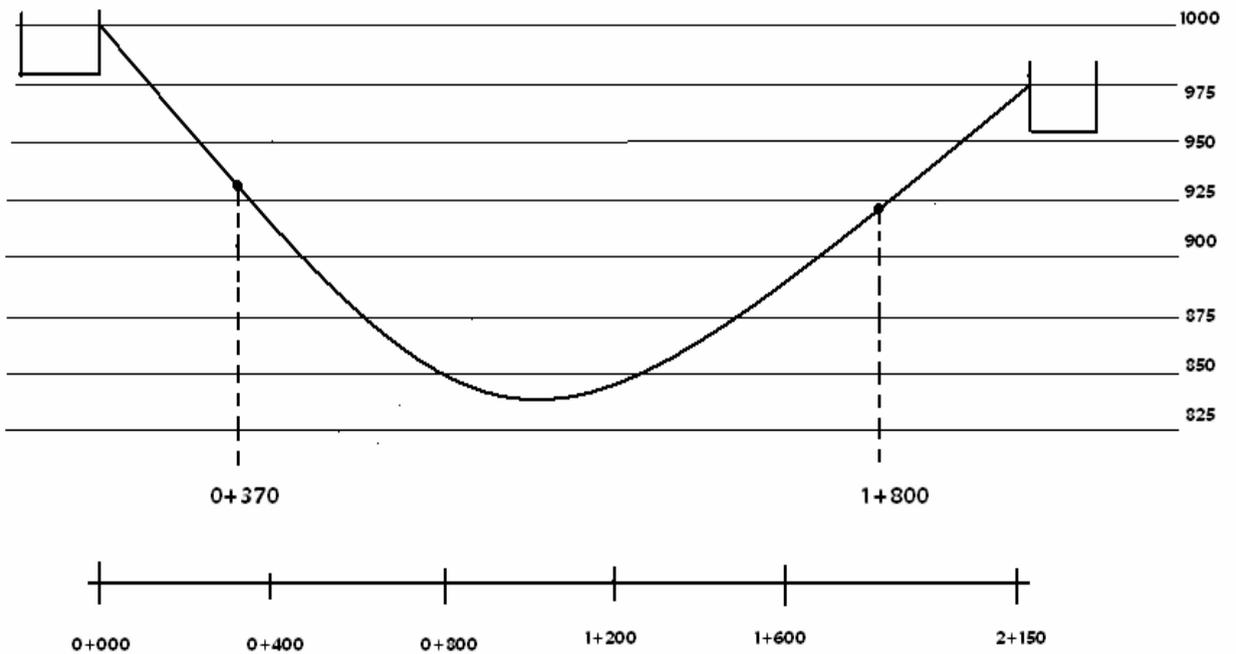
El diseño se realiza determinando los diámetros y longitudes para los tramos:

- a) Estación 0+000 a C.R.P (Estación 0+510)
- b) C.R.P (estación 0+510) a estación 0+1650

#### 4.1.1.2 Uso de tuberías de mayor presión de trabajo

Existen oportunidades en que las líneas de conducción deben pasar por hondonadas y que por razones topográficas no es posible el uso de cajas rompepresión, ya que el agua no llegaría por gravedad al punto deseado, de manera que habrá que utilizar tubería de mayor presión, tal como se ilustra en el siguiente esquema:

**Figura 24. Uso de tuberías de mayor presión de trabajo**



La presión estática en el punto más bajo, aproximadamente en la estación 1 + 110 es de 160 m.c.a.; pero la altura disponible entre la captación y el tanque de almacenamiento es de 25 m, lo que no permite utilizar una caja rompe-presión, de manera que de la estación 0+370 a la estación 1+800 se colocará tubería PVC clase 250, cuya presión de trabajo es de aproximadamente 175 m.c.a. que es superior a los 160 m.c.a. de presión estática máxima.

#### **4.1.2 Líneas por bombeo**

##### **4.1.2.1 Diámetro económico**

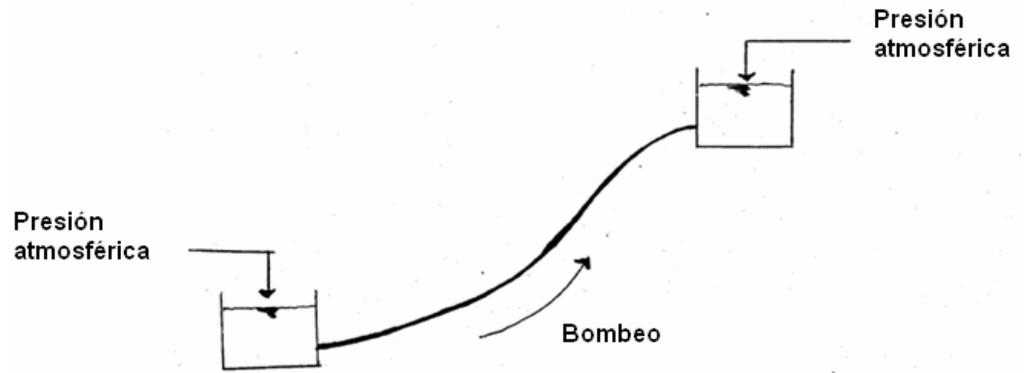
Previo al diseño de la línea de impulsión (bombeo), debe calcularse el caudal que se impulsará, el cual se denomina caudal de bombeo y se calcula de la siguiente manera:

$$1) Q_B = \frac{Q_{\text{día max}} * 24}{t_B}$$

donde  $t_B$  es el tiempo de bombeo y se expresa en horas al día.

Es muy importante tomar en cuenta la velocidad con la que se conducirá el agua al momento de diseñar una línea de conducción por bombeo, ya que para disminuir la sobre presión generada por el golpe de ariete se recomienda que la velocidad mínima debe ser 0.6 m/s y la velocidad máxima de 2.0 m/s.

**Figura 25. Línea de impulsión o línea de conducción por bombeo**



Para diseñar una línea de conducción por bombeo hay que tener cierto criterio, ya que hay que tomar en cuenta cuál será el diámetro más económico de la tubería; si se escoge una tubería de diámetro grande, la pérdida será pequeña y por ende el costo de energía sería bajo, pero el costo de la tubería sería muy alto; mientras que si la tubería es de diámetro pequeño, el costo sería barato, pero las pérdidas serían mayores y por lo tanto el costo de energía sería más alto.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, es necesario calcular el diámetro económico de la tubería, el cual será el que presente el menor costo del tubo y de la energía.

Existen fórmulas para el cálculo del diámetro económico, sin embargo, es preferible realizar un análisis económico de menor costo, el cual se describe a continuación:

- a) Determinar los posibles diámetros a utilizar, los que deben cumplir con los rangos de velocidad indicados anteriormente.

$$d = \sqrt{\frac{1.974 * Q}{v}}$$

es decir, el diámetro inferior corresponderá a 0.2 m/s y el superior a 2 m/s, debiéndose analizar todos los diámetros comerciales que se encuentren dentro de dicho rango.

- b) Calcular el costo de la tubería por mes para los diámetros encontrados en la literal anterior. Para ello como primer paso, hay que determinar la amortización, usando la siguiente fórmula:

$$A = \frac{r * (r + 1)^n}{(r + 1)^n - 1}$$

donde: A = amortización

r = tasa de interés

n = el tiempo (número de meses) en que se desea pagar la tubería.

Luego de haber conocido la amortización, se calcula el costo por longitud de tubería. Finalmente se puede conocer cual es el costo final de la tubería por mes, multiplicando la amortización por el costo de longitud de tubería.

$$C_T = A * C$$

donde: A = amortización

C = costo por longitud de tubería.

Es razonable usar 10 años para la amortización de una tubería, ya que la vida útil de un equipo de bombeo oscila entre ese tiempo.

- c) Determinar el costo de bombeo, y éste va depender de las pérdidas de carga por longitud de tubería, para lo cual habrá que calcular para cada uno de los diámetros las pérdidas por fricción y luego calcular la potencia.

$$P = \frac{Q * h}{76 * e}$$

donde: Q = gasto o caudal (lt/s).

h = pérdidas por fricción (m)

e = eficiencia a la que trabaja la bomba, lo más común es usar 0.6.

P = potencia de la bomba en caballos de fuerza.

Convertir los caballos de fuerza en kilo vatios.

$$5. \text{ 1H.P.} \longrightarrow 0.746 \text{ Kw}$$

y luego calcular la energía requerida mensualmente

$$\text{Kw} * \text{hora de bombeo al mes.}$$

La que multiplicada por el costo del kilo vatio hora proporcionará el costo mensual del bombeo.

En el caso que no se cuente con energía eléctrica la eficiencia para el cálculo de la potencia es la del conjunto bomba-motor.

A continuación se presentan rendimientos de los combustibles:

**Tabla XIV. Rendimiento de combustibles**

<b>TIPO DE COMBUSTIBLE</b>	<b>RENDIMIENTO</b>
Diesel	0.065 gal/hp/hora
Gasolina	0.11 gal/hp/hora

d) Sumar los costos de tubería por mes y el costo de bombeo, y el diámetro económico corresponderá al menor costo.

#### **4.1.2.2 Carga dinámica total para los diferentes tipos de bombas**

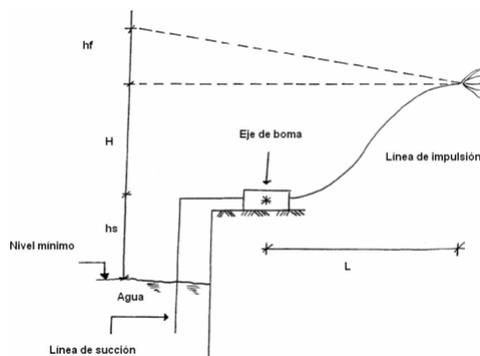
a) Bomba de eje horizontal

Perdidas de carga que debe vencer la bomba:

- La primera altura que debe vencer la bomba es la altura del nivel mínimo al eje de la bomba (hs).
- Después la pérdida de carga en la línea de succión, esta altura se calcula utilizando la formula de Hazen & Williams.
- La altura del eje de la bomba a la descarga (H).

- La pérdida de carga en la línea de impulsión, al igual que en la línea de succión se utiliza la formula de Hazen & Williams ( $h_f$ ).
- La pérdida de carga de velocidad ( $v^2/2g$ ).
- Pérdidas menores, éstas se deben a los accesorios y válvulas que tenga la línea y generalmente se estiman como el diez por ciento de las pérdidas por fricción en la línea de impulsión.

**Figura 26. Pérdidas de carga a considerar en bomba de eje horizontal**



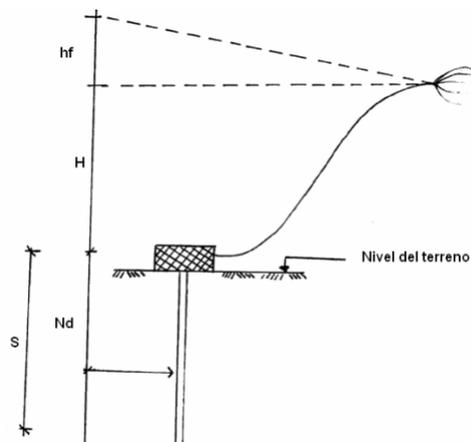
b) Bomba vertical de motor externo

Pérdidas de carga que debe vencer la bomba:

- La altura del nivel dinámico a la boca de pozo.
- La pérdida de carga en conjunto de columna, se determina de la siguiente manera:  $h = (4 \text{ a } 5 \text{ m}) * (S/100)$ , donde  $S$  es el lugar en donde se colocará la bomba.

- La altura de la boca del pozo a la descarga
- La pérdida de carga en la línea de impulsión, utilizando la formula de Hazen & Williams.
- La cargas por la velocidad. ( $v^2/2g$ ).
- Las pérdidas menores que son causadas por accesorios de la tubería, se determinan casi siempre como el 10% de la pérdida de carga en la línea de impulsión.

**Figura 27. Pérdidas de carga a considerar en bomba de motor externo**

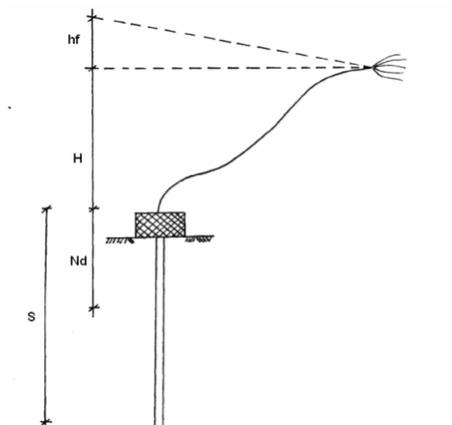


### c) Bomba sumergible

La carga total para la bomba sumergible es muy parecida a la de motor externo.

- La altura del nivel dinámico al nivel de la boca del pozo.
- Las pérdidas de carga en tubo de columna utilizando a formula de Hazen & Williams.
- La altura de la boca del pozo a la descarga.
- Las pérdidas de carga en la línea de impulsión, usando Hazen & Williams.
- La carga de velocidad ( $v^2/2g$ ).
- Las perdidas menores son el 10% de la pérdida de carga en la línea de impulsión. .

**Figura 28. Pérdidas de carga a considerar en bomba sumergible**



En resumen cuando se diseña una línea de conducción por bombeo, hay que considerar que la operación de todo el sistema de bombeo es mucho más costosa que la operación de un sistema similar por gravedad, además se debe tomar en cuenta el mantenimiento y operación del sistema.

#### 4.1.2.3 Golpe de ariete:

El golpe de ariete es un fenómeno que se produce al momento de cerrar una válvula bruscamente o cuando hay algún cese de energía. Por lo tanto hay que verificar que la tubería sea capaz de aguantar esta sobrepresión. En algunos casos se puede colocar una válvula de alivio para reducir el golpe de ariete.

El golpe de ariete es una onda de presión que se propagará con una velocidad llamada celeridad “a” que se calcula de la siguiente manera:

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} * \frac{Di}{e}}}$$

donde: k = modulo de elasticidad volumétrica del agua. ( $2.07 * 10^4$  kg/cm<sup>2</sup>)

E = módulo de elasticidad del material.

**Tabla XV. Valores de módulo de elasticidad volumétrica de materiales**

<b>MATERIAL</b>	<b>E (KG/CM<sup>2</sup>)</b>
PVC	$3 * 10^4$
Hierro fundido	$1.05 * 10^6$
Acero	$2.05 * 10^6$
Asbesto de cemento	$(1.85 - 2.5) * 10^6$

Di = diámetro interno del tubo.

e = espesor de la pared del tubo.

La sobrepresión generada, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$? P = \frac{a * v}{g}$$

donde:

a = celeridad

v = velocidad de servicio (m/s)

g = gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

? P = sobrepresión (m.c.a)

La verificación de la resistencia de la tubería a soportar el golpe de ariete se realiza sumando la altura de bombeo más la sobre presión, lo que debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería.

## Ejemplo

El caudal de bombeo para abastecer a una población es de 15 lt/seg., utilizando un equipo de motor externo, desde un pozo de 8 pulgada de diámetro, cuya boca se encuentra en la cota 1000 m., nivel dinámico en la 940 m. y nivel estático en la cota 975 m.; la bomba está ubicada en la cota 920 m. El tanque de almacenamiento se encuentra a 900 m. de distancia y su cota es de 1050 m.; el período de bombeo es de 12 hrs. Se dispone de energía eléctrica cuyo valor es de Q 2.00 el Kw-h.; el período de amortización es de 10 años con una tasa de interés de 15% anual. Diseñar la línea de impulsión, determinar la potencia del equipo de bombeo y verificar si la tubería resiste la sobre presión generada por el golpe de ariete.

### (a) Diámetro económico:

1. Determinado los diámetros a usar.

$$Q = A * v \quad Q = (\pi/4 * d^2) * v \quad Q = 1.974 * v * d^2 \quad d = \sqrt{\frac{1.974 * Q}{v}}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{1.974 * 15}{2}} = 3.8477'' \quad \underline{\underline{d = 3.8477''}}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{1.974 * 15}{0.6}} = 7.02496'' \quad \underline{\underline{d = 7.02496''}}$$

Como son diámetros no comerciales, hay que aproximarlos, por lo tanto los diámetros comprendidos dentro del rango de velocidades son 4'', 5'' y 6''.

2. Calcular la amortización

$$A = \frac{r * (r + 1)^n}{(r + 1)^n - 1} \quad A = \frac{(0.15/12) * ((0.15/12) + 1)^{120}}{((0.15/12) + 1)^{120} - 1}$$

**A = 0.016133**

3. Determinar la cantidad de tubos a utilizar.

Cantidad de tubos = L/6      Cant. tubos = 900m/6m

**Cant. tubos = 150**

4. Determinar en el mercado local el costo de la tubería que se quiere usar.

5. Realizar la tabla con los datos antes determinados para conocer cuál es el costo por mes de la tubería. .

**Tabla XVI. Costos por tubo de PVC, clase 160, junta rápida**

DIÁMETRO	AMORTIZACIÓN	COSTO DE LA TUBERÍA	CANTIDAD DE TUBOS	COSTO POR MES
4"	0.016133	Q 345.00*	150	Q 834.88
5"	0.016133	Q 390.00*	150	Q 953.46
6"	0.016133	Q 430.00*	150	Q 1040.58

\* Catálogo de precio de Durman Esquivel.

6. Calcular las pérdidas de carga con la fórmula de Hazen & Williams

$$Q = 15 \text{ lt/seg} \quad L = 900 * 1.05 = 945\text{m} \quad C = 150$$

$$hf_4'' = \left( \frac{1743.811 * 945 * 15^{1.85}}{150^{1.85} * 4^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_4'' = 27.2207 \text{ m.}}}$$

$$hf_5'' = \left( \frac{1743.811 * 945 * 15^{1.85}}{150^{1.85} * 5^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_5'' = 9.1822 \text{ m.}}}$$

$$hf_6'' = \left( \frac{1743.811 * 945 * 15^{1.85}}{150^{1.85} * 6^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_6'' = 3.7786 \text{ m.}}}$$

7. Determinar la potencia para cada diámetro, la potencia se calcula en caballos de fuerza (HP).

$$\text{Pot} = \frac{Q * h}{76 * e}$$

Como se desconoce la eficiencia del equipo de bombeo, se recomienda utilizar sesenta por ciento.

$$\text{Pot}_4'' = (15 * 27.2207)/(76 * 0.6)$$

$$\underline{\underline{\text{Pot}_4'' = 8.9542 \text{ hp}}}$$

$$\text{Pot}_5'' = (15 * 9.1822)/(76 * 0.6)$$

$$\underline{\underline{\text{Pot}_5'' = 3.0237 \text{ hp}}}$$

$$\text{Pot}_6'' = (15 * 3.7786)/(76 * 0.6)$$

$$\underline{\underline{\text{Pot}_6'' = 1.2430 \text{ hp}}}$$

8. Convertir los caballos de fuerza a kilo vatios, sabiendo que 1hp = 0.746kilo vatio.

$$\text{Pot}_4'' = 8.9542 \text{ hp} * 0.746 \text{ kw} \quad \underline{\underline{\text{Pot}_4'' = 6.6798 \text{ kw}}}$$

$$\text{Pot}_5'' = 3.0237 \text{ hp} * 0.746 \text{ kw} \quad \underline{\underline{\text{Pot}_5'' = 2.2557 \text{ kw}}}$$

$$\text{Pot}_6'' = 1.2430 \text{ hp} * 0.746 \text{ kw} \quad \underline{\underline{\text{Pot}_6'' = 0.9273 \text{ kw}}}$$

9. Calcular las horas de bombeo al mes

$$t_B = 12 \text{ horas} \quad 12 \text{ horas/día} * 30 \text{ días/mes} \quad \underline{\underline{t_B = 360 \text{ horas/mes}}}$$

10. Determinar la energía requerida por mes.

$$\text{Pot}_4'' = 6.6798 \text{ kw} * 360 \text{ hora/mes} = 2404.73 \text{ kw hora/mes}$$

$$\text{Pot}_5'' = 2.2557 \text{ kw} * 360 \text{ hora/mes} = 812.052 \text{ kw hora/mes}$$

$$\text{Pot}_6'' = 0.9273 \text{ kw} * 360 \text{ hora/mes} = 333.828 \text{ kw hora/mes}$$

11. Determinar el costo de energía por mes.

$$Q_4'' = 2404.73 \text{ kw hora/mes} * 2 \text{ kw hora} \quad \underline{\underline{Q_4'' = 4809.46/\text{mes}}}$$

$$Q_5'' = 812.05 \text{ kw hora/mes} * 2 \text{ kw hora} \quad \underline{\underline{Q_5'' = 1624.10/\text{mes}}}$$

$$Q_6'' = 333.82 \text{ kw hora/mes} * 2 \text{ kw hora} \quad \underline{\underline{Q_6'' = 667.64/\text{mes}}}$$

12. Determinar el costo total

Costo total = costo de tubería + costo de bombeo

$$Q_4'' = Q 834.88 + Q 4809.46 \quad \underline{\underline{Q_4'' = 5644.34}}$$

$$Q_5'' = Q 953.46 + Q 1624.10 \quad \underline{\underline{Q_5'' = 2577.56}}$$

$$Q_6'' = Q 1040.58 + Q 667.64 \quad \underline{\underline{Q_6'' = 1708.22}}$$

Como se puede observar, el diámetro económico a usar es el de 6", debido a que es el de menor costo.

(b) Potencia del equipo de bombeo:

1. Cálculo de la carga dinámica total:

1.1 Altura del nivel dinámico a la boca del pozo: 60.00 m

1.2 Pérdida de carga en conjunto columna eje:

$$S = (80 * 5) / 100 \quad 4.00 \text{ m.}$$

1.3 Altura de la boca del pozo a la descarga: 50.00 m.

1.4 Pérdida de carga en línea de impulsión:

$$h_f = \left[ \frac{1743.811 * (900 * 1.05) * 15^{1.85}}{150^{1.85} * 6^{4.87}} \right] \quad 3.78 \text{ m.}$$

1.5 Carga de velocidad:

$$H = v^2 / 2g$$

$$v = (1.974 * Q) / d^2 = (1.974 * 15) / 6.115^2 = \quad 0.79 \text{ m.}$$

1.6 Pérdidas menores:

$$0.10 * 3.78 = \quad \underline{0.38 \text{ m.}}$$

Carga dinámica total: **118.95 m.**

2. Cálculo de la potencia:

$$\text{Pot} = \frac{CDT * Q}{76 * e}$$

$$\text{Pot} = \frac{118.95 * 15}{76 * 0.6}$$

$$\text{Pot} = 39.13 \text{ H.P (caballos de fuerza)}$$

(c) Golpe de Ariete:

1. Cálculo de la celeridad.

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k}{E} * \frac{Di}{e}}}$$

NOTA: el dato de Di y e se obtuvieron de las tablas No. 8 de la tubería de PVC.

$$a = \left[ \frac{1420}{1 + \frac{2.07 * 10^4 \text{ kg/cm}^2}{3.00 * 10^4 \text{ kg/cm}^2} * \frac{155.32 \text{ mm}}{6.48 \text{ mm}}} \right]^{1/2}$$

$$\mathbf{a = 339.07 \text{ m/s}}$$

2. La velocidad para determinar la sobrepresión.

$$v = (1.974 * Q)/d^2$$

$$v = (1.974 * 15)/6.48^2$$

$$v = 0.82 \text{ m/s}$$

3. Calcular la sobre presión

$$? P = \frac{a * v}{g}$$

$$? P = \frac{339 * 0.82}{9.81}$$

$$\mathbf{? P = 28.33 \text{ m.c.a}}$$

4. Verificar si la tubería resiste la sobrepresión generada por el golpe de ariete.

$$P_{\max} = 28.33 \text{ m.c.a} + 60 \text{ m.c.a}$$

$$\mathbf{P_{\max} = 88.3 \text{ m.c.a.}}$$

5. Convertir m.c.a a lb/in<sup>2</sup>

$$P_{\max} = 88.3 * 1.419$$

$$\mathbf{P_{\max} = 125.30 \text{ lb/in}^2}$$

$P_{max} = 125.30 \text{ lb/in}^2 < 160 \text{ lb/in}^2$ , de manera que la tubería PVC clase 160, resiste dicha presión.

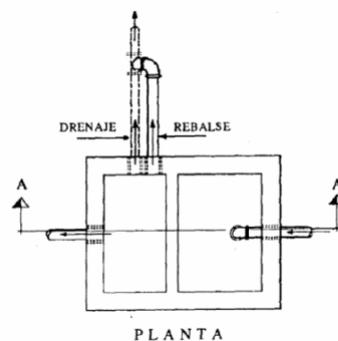
## 4.2 Obras de arte utilizadas en líneas de conducción

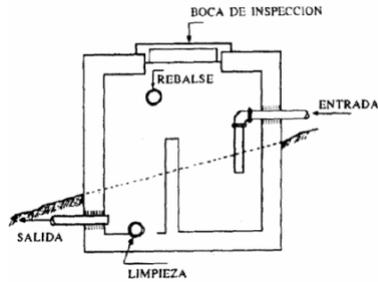
### 4.2.1 Caja rompe-presión

Cuando en un tramo de tubería se tiene un fuerte desnivel, puede ser necesario seccionarlo, con el fin de que cada fracción trabaje con una carga acorde con la presión de trabajo de la tubería que se emplee.

Las cajas rompe-presión que se utilizan en una línea de conducción, no cuentan con válvulas con flotador. La localización de las cajas está regida por la presión de trabajo de la tubería que se vaya a instalar.

**Figura 29. Planta y corte de caja rompe-presión**



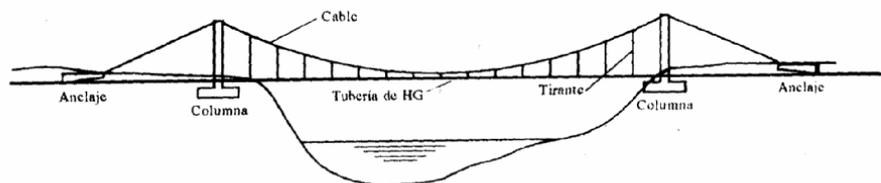


Corte A – A de una caja rompe-presión

#### 4.2.2. Pasos aéreos y de zanjon es

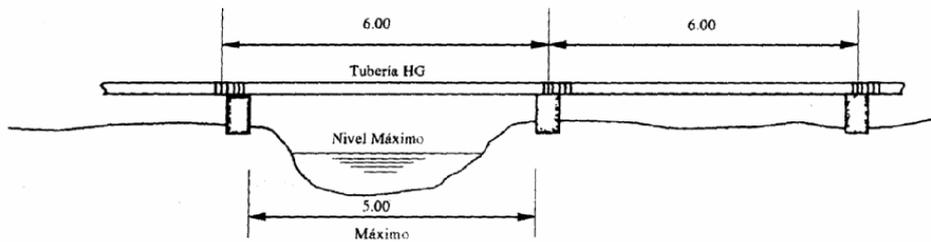
Cuando es necesario salvar una depresión del terreno o atravesar un río es necesario emplear un paso aéreo, tal como se indica a continuación

**Figura 30. Paso aéreo**



Si la depresión no es muy grande, se puede salvar mediante el denominado paso de zanjón, tal como está indicado esquemáticamente en la figura.

**Figura 31. Paso de zanjón**

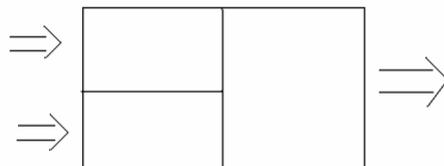


Para los pasos aéreos y de zanjones solo se puede utilizar tubería de acero galvanizado.

#### 4.2.3 Cajas unificadoras de caudal

Es la caja que sirve para reunir dos o más caudales previamente captados. Su capacidad será de acuerdo al número de fuentes a reunir y al caudal de cada una de ellas.

**Figura 32. Planta de caja unificadora de caudales**

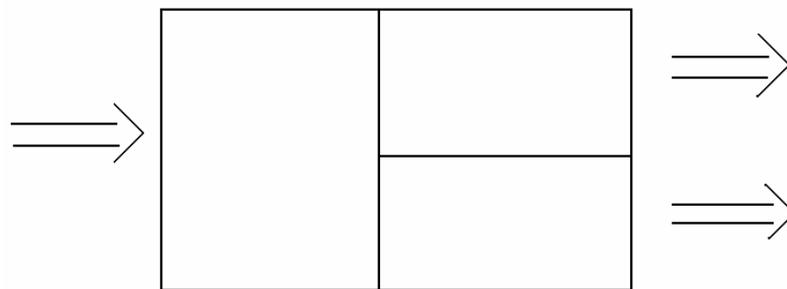


#### 4.2.4 Cajas distribuidoras de caudal

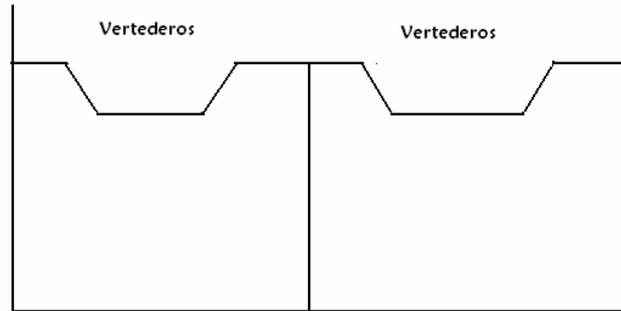
La caja distribuidora de caudales se emplea para poder dividir el caudal en uno, dos o más partes, dependiendo del número de comunidades o sectores a las que se les vaya a brindar el servicio. Poseen cámaras, divididas por una pantalla en la que se instalan los vertederos que son los que distribuyen el agua.

La caja de distribución de caudales puede realizar otras funciones como lo es servir de tanque de distribución. Lo anterior ocurre cuando uno de los ramales que sale de la caja alimenta a un bajo número de viviendas; en este caso puede ser necesario incrementar la capacidad de la caja, de acuerdo al número de usuarios.

**Figura 33. Planta y corte de caja distribuidora de caudales**



Planta

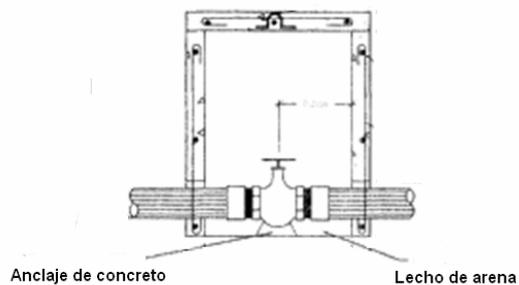


Corte

#### 4.2.5 Cajas para válvulas

Sirven para proteger cualquier válvula que sea necesario instalar en el sistema, tales como válvulas de compuerta, válvulas de paso, válvulas de aire, válvulas de limpieza, válvulas reguladoras de presión, etc.

**Figura 34. Cajas para válvulas**



## 5. TANQUES DE ALMECENAMIENTO

Los tanques de almacenamiento tienen como fin principal cubrir las variaciones de los horarios para el consumo, teniendo como objetivo almacenar el agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día. También se puede proporcionar agua durante algunas horas en un caso de emergencia, como por ejemplo cuando una tubería se rompe, o cuando se suspende el servicio de flujo del agua en una línea de conducción.

Todos los tanques de almacenamiento de concreto o de mampostería, deberán cubrirse con losa de concreto reforzada, provista de boca de inspección con tapa sanitaria, para efectos de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser de preferencia metálica, hermética y tener cierre de seguridad. El acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación para poder realizar aforos cuando sea necesario.

Por razones económicas es recomendable que los tanques estén ubicados lo más cercano posible a la población a servir, pero tomando en consideración que su cota debe ser tal que permita mantener las presiones en la red dentro de los límites recomendados.

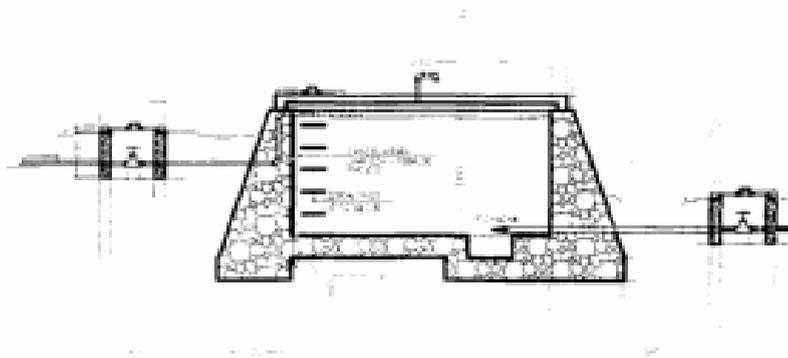
Para todos los tanques de almacenamiento deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- La tubería de rebalse debe descargar libremente y su cota debe ser menor que la cota de la tubería de entrada. .

- El nivel mínimo del agua en el tanque debe ser suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.
- La tubería de salida hacia el servicio debe ser reentrante como mínimo 20 cm.
- El tubo de desagüe debe contar con su correspondiente válvula de compuerta, que permita vaciar el tanque.
- Debe tener dispositivos de ventilación convenientemente protegidos, instalándolos uno por cada 30 m<sup>2</sup> de superficie, como mínimo. Éstos consisten en dos codos de 90 grados, con malla en el extremo para impedir el paso de insectos.
- Debe tener escaleras interiores y exteriores en caso que las dimensiones excedan 1.20 metros de alto.
- Los extremos de las tuberías de rebose y desagüe deben protegerse para impedir el paso de insectos y otros similares.
- La relación de largo-ancho es de 1.5:1 a 2:1.

- La entrada debe encontrarse diametralmente opuesta a la salida, para permitir un buen flujo del agua.

**Figura 35. Sección de un tanque de distribución**



Materiales de construcción:

Los materiales usados para la construcción, deben ser apropiados y duraderos. Los más recomendables son concreto, mampostería y acero. En lo posible se deben aprovechar al máximo los materiales y la mano de obra disponibles en la región.

### **5.1 Forma de los tanques**

La forma de los tanques de almacenamiento puede ser:

- Rectangular
- Circular

### **5.1.1 Ubicación de los tanques respecto a la rasante**

Los tanques de almacenamiento pueden ser enterrados, semienterrados, superficiales y los tanques elevados.

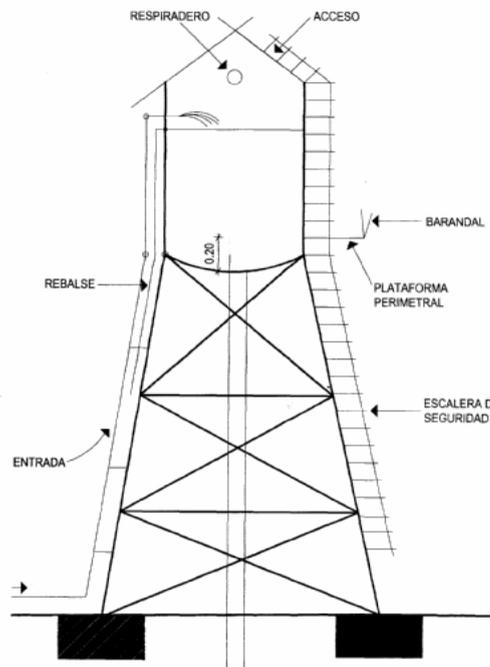
Los tanques enterrados deben estar a menos de 50 % de la altura sobre la rasante, el área donde se localicen deberá aislarse mediante cerco, para evitar la entrada de personas o animales, o ser usada para disposición de desechos. La superficie del terreno alrededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial. El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático, en caso necesario debe instalarse un sistema de drenaje adecuado para las aguas de infiltración.

Los tanques semienterrados son los más usados, ya que éstos permiten que las estructuras sean más livianas y el terreno alrededor del tanque absorbe parte del empuje de la tierra, además debe localizarse a una distancia mínima horizontal de 30 metros, respecto a cualquier posible fuente de contaminación.

Otro tipo de tanque es el superficial, éstos están contruidos directamente sobre el terreno.

Por último se encuentran los tanques elevados que se utilizan especialmente en lugares muy planos, y pueden ser de concreto reforzado o de metal.

**Figura 36. Esquema de un tanque elevado**



## 5.2. Número de unidades

El número de unidades a usar es como mínimo de 2, pero esta norma no se cumple debido a que el costo es muy alto.

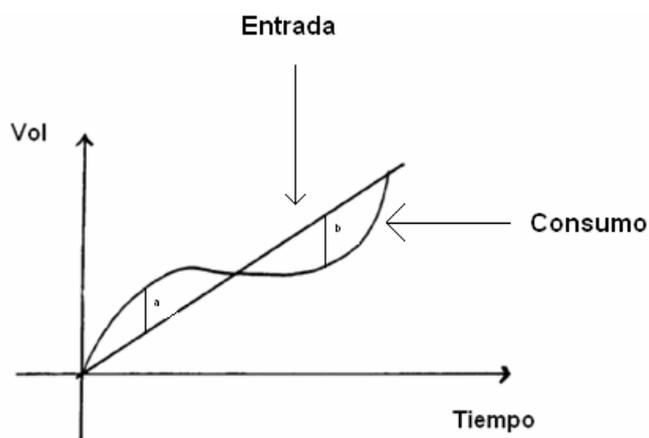
## 5.3 Cálculo de volúmenes de almacenamiento

### 5.3.1 Volumen compensador

Un depósito compensador únicamente tiene volúmenes compensadores, eso quiere decir que no se toman en cuenta volúmenes de incendio. El volumen compensador tendrá un caudal de entrada constante y un caudal de salida que es variable conforme a las horas de consumo.

Para determinar el volumen lo más adecuado es disponer de un estudio de demandas, en el cual se determinen los consumos y gráficamente los caudales de entrada y salida tendrán la forma siguiente:

**Figura 37. Caudales de entrada y salida al tanque de almacenamiento**



y el volumen será la sumatoria del valor absoluto de a y b.

$$V_c = /a/ + /b/$$

### Ejemplo

La población x tiene abastecimiento medio de 17 l/s., los consumos son los indicados en la tabla siguiente. Calcular el almacenamiento compensador.

**Tabla XVII. Ejemplo de porcentajes de consumo**

HORA	QS (%)
0 – 4	8
4 – 8	12
8 – 12	31
12 – 16	26
16 – 20	15
20 – 24	8

$$S = 100\%$$

- Calcular consumo de entrada

$$\frac{100\%}{6} = \underline{\underline{16.67\%}}$$

**Tabla XVIII. Ejemplo de cálculo de volumen compensador**

NO	HORA	QE (%)	QS (%)	QE - QS	S QE - QS
1	0 – 4	16.67	8	8.67	8.67
2	4 – 8	16.67	12	4.67	13.34
3	8 – 12	16.67	31	-14.33	-0.99
4	12 – 16	16.67	26	-9.33	-10.32
5	16 – 20	16.67	15	1.67	-8.65
6	20 – 24	16.67	8	8.67	0*

QS = caudal de salida

QE = caudal de entrada

\* Si con la suma no se llega a cero, es debido a las aproximaciones decimales.

- Determinar el volumen compensador

$$V_{\text{comp.}} = \text{Consumo máximo} - \text{consumo mínimo}$$

$$V_{\text{comp.}} = /13.34/ + /-10.32/$$

$$\underline{V_{\text{comp.}} = 23.66\%}$$

El volumen compensador es de 23.66% del volumen medio diario.

- Determinando el volumen compensador en m<sup>3</sup>

$$17 \frac{\text{lbs}}{\text{s}} * \frac{1\text{m}^3}{1000\text{lbs.}} = 0.017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{comp.}} = 0.2366 * 0.017 \text{ m}^3/\text{s} * 86400\text{s}/\text{día}$$

$$\underline{V_{\text{comp.}} = 347.518 \text{ m}^3}$$

Hay que tomar en cuenta que si no es posible realizar algún estudio de demanda, hay que recurrir a las normas, las que indican que el volumen compensador debe estar entre un 25% y un 40% del volumen medio diario.

$$V_{\text{comp.}} = 25\% \text{ a } 40\% * (V_{\text{medio diario}})$$

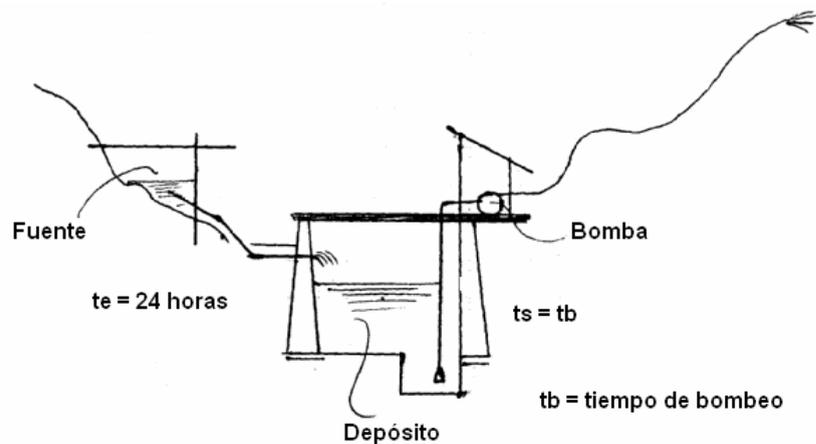
### 5.3.2 Depósito de succión

En oportunidades, sobre todo en pequeños abastecimientos, el agua captada es conducida desde la fuente hacia un tanque, para luego ser bombeada hasta otro tanque de almacenamiento para posteriormente ser distribuida.

Dicho depósito debe estar ubicado entre la fuente donde se genera el agua y la bomba que la succiona

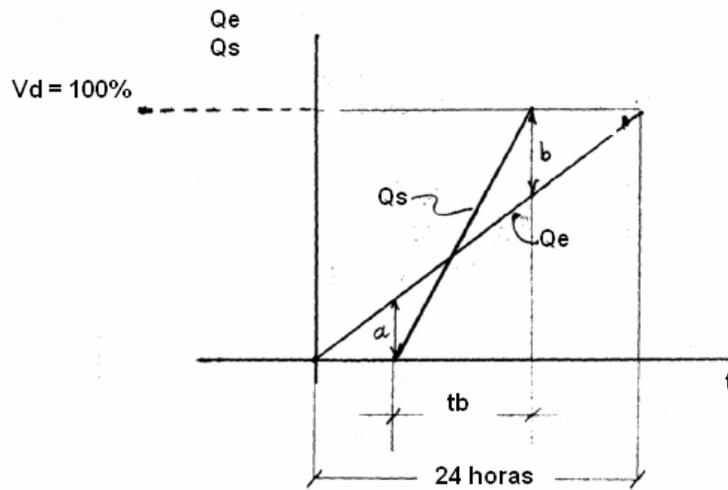
El depósito de succión, compensa la entrada de un caudal constante durante un tiempo " $t_s$ " y la salida de un caudal constante durante un tiempo " $t_b$ ".

**Figura 38. Esquema de un depósito de succión**



Para calcular el volumen del depósito de succión o tanque de almacenamiento se puede seguir el siguiente procedimiento:

**Figura 39. Caudales de entra y salida en depósitos de succión**



Volumen de compensación  $V_c = a + b$

Semejanza de triángulos semejantes  $\frac{V_d}{24} = \frac{V_d - (a + b)}{t_b}$

Se sabe que  $V_c = a + b$

Por lo tanto  $\frac{V_d}{24} = \frac{V_d - V_c}{t_b}$

Despejando  $V_c$  se obtiene  $-V_c = \frac{V_d * t_b}{24} - V_d$

De manera que el volumen compensador está dado por la siguiente expresión:

$$V_c = V_d \left( 1 - \frac{t_b}{24} \right)$$

## **6. REDES DE DISTRIBUCIÓN**

Se le da el nombre de red de distribución al conjunto de tuberías cuya función es la de suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad.

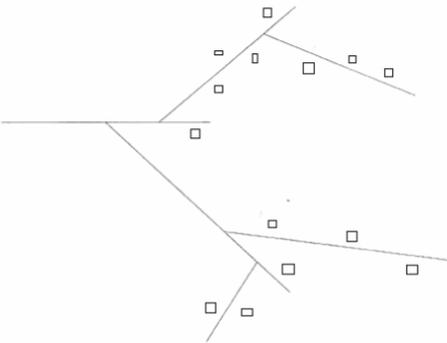
La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una tubería denominada línea de distribución, la cual conduce el agua al punto o a los puntos de entrada a la red de distribución.

La red de distribución está conformada por tuberías principales y secundarias. La red de tuberías principales es la encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población, mientras que las tuberías secundarias son las encargadas de hacer las conexiones domiciliarias.

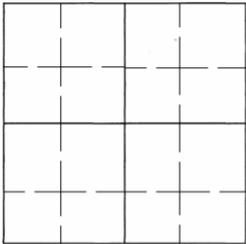
### **6.1 Tipos de redes**

El trazado de la red debe obedecer a la disposición física de la población y por tanto no existe una forma predefinida. Hidráulicamente, se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas, dependiendo de las condiciones anteriores.

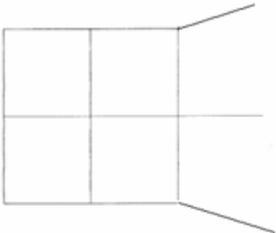
**Figura 40. Tipos de redes**



**RAMALES  
ABIERTOS**



**CIRCUITO  
CERRADO**



**RED COMBINADA**

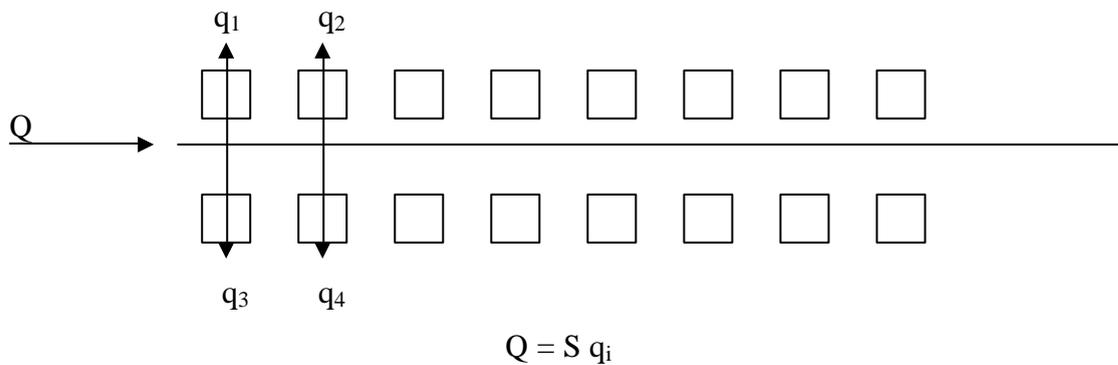
## 6.2 Consideraciones generales

### 6.2.1 Determinación de puntos de consumo

Los puntos de consumo se determinan con el número de viviendas del área de influencia que abastecerá cada sector, por ejemplo en los siguientes esquemas se muestran como determinar éstos:

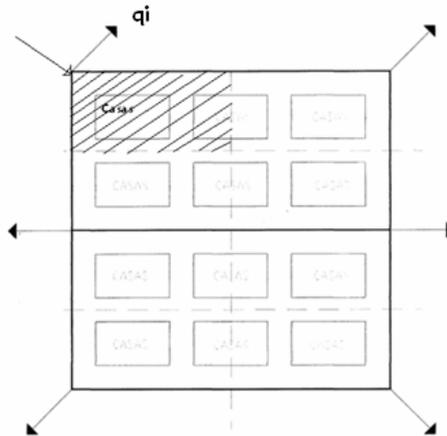
#### Redes abiertas

**Figura 41. Determinación de puntos de consumo de redes abiertas**



## Circuitos cerrados

**Figura 42. Determinación de puntos de consumo de circuitos cerrados**



$q_i = S$  caudales de las viviendas abastecidas

En el caso de circuitos, es importante indicar que en cada nodo los caudales de entrada deben ser iguales a los caudales de salida, es decir:

$$SQ \text{ entrada} = SQ \text{ salida}$$

### **6.2.2 Dirección de los caudales**

La dirección la fija el diseñador y por tratarse de tuberías forzadas, es decir, a presión puede ir en cualquier dirección, pero lo recomendable es que la misma siga la pendiente del terreno.

### 6.2.3 Cálculo de las presiones

En general debe buscarse que la cota piezométrica sea paralela a la superficie del terreno; y la presión será igual a la diferencia de cotas piezométricas y del terreno.

### 6.3 Diseño hidráulico de redes abiertas

En los sistemas rurales de agua potable, es muy frecuente utilizar redes abiertas, esto es debido a que las viviendas se encuentran dispersas y no en bloque como ocurre en el área urbana, es por ello que las condiciones de diseño de una red en un área rural es mucho más complejo.

El diseño de los ramales abiertos se hace empleando las siguientes ecuaciones:

1. Caudal de uso simultáneo  $Q_1 = \sqrt{k(N-1)}$

2. Caudal unitario  $Q_2 = \frac{f_{dm} * f_{hm} * d * N * n}{86400}$

donde:

$f_{dm}$  = factor de día máximo,

$f_{hm}$  = factor de hora máximo,

$d$  = dotación escogida,

$N$  = número de viviendas estimadas para el final de período,

$n$  = número de habitantes por vivienda,

$k$  = coeficiente, cuyo valor se encuentra entre 0.15 y 0.20.

La primera ecuación da la probabilidad estadística del uso simultáneo de las conexiones domiciliarias en un ramal, el caudal de uso simultáneo, no debe ser menor de 0.2 lt/s.

Para el diseño se adopta el mayor de los caudales, es decir, se calcula el caudal unitario, el que se multiplica por el número de viviendas a servir y se compara con el caudal de uso simultáneo.

Los ramales se diseñan utilizando la formula de Hazen & Williams, debiendo, posteriormente, verificar que las velocidades y las presiones se encuentran dentro de los rangos permisibles.

## **6.4 Diseño hidráulico de circuitos**

### **6.4.1 Método de la gradiente hidráulica**

Este método también se le conoce como el método del Ingeniero Bustamante, en honor a la persona que lo inventó, el Ingeniero Ricardo Bustamante. Este método sólo se usa cuando se realizan circuitos cerrados y consiste en compensar las presiones en la red, y es muy adecuada su utilización cuando no se dispone de mayor experiencia en el diseño de redes, o se trata de un solo circuito. El procedimiento es el siguiente:

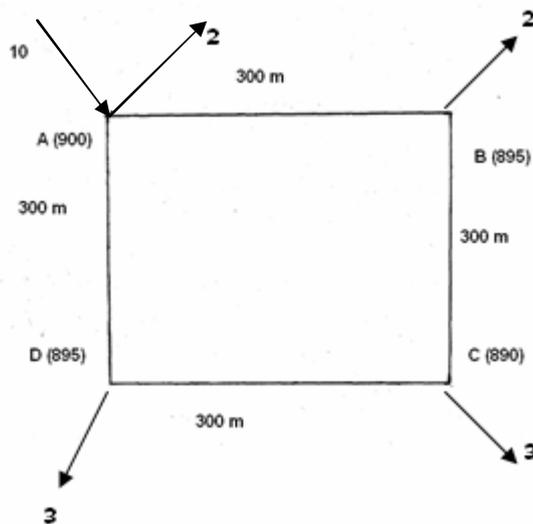
- a. Habiendo fijado previamente los puntos de consumo y la distribución de los caudales en los circuitos y conociendo además las cotas en los nodos, las que vienen del levantamiento topográfico; se trata de conducir los caudales con una pérdida de carga similar a la diferencia de altura de las cotas, es decir, para cada tramo del circuito, con excepción del que servirá para compensar las presiones, se aplica la fórmula de Hazen & Williams, para determinar el diámetro de la tubería, ya que se conoce el caudal, la longitud y la altura, que es la diferencia de nivel entre nodos.
- b. El diámetro que se obtiene no es comercial, por lo que éste se debe aproximar al más cercano, el cual se utilizará en todo el tramo, siempre tomando en consideración que el diámetro mínimo debe ser 2",
- c. Aplicar la fórmula de Hazen & Williams para obtener las pérdidas de carga en cada tramo, las cuales serán positivas si el caudal sigue la pendiente del terreno y negativas si dicho caudal se conduce en contra pendiente, teniendo presente que la sumatoria de pérdidas de carga debe ser igual a cero.
- d. Analizar el tramo que se utilizará para la compensación, del cual al aplicar la consideración anterior ( $S_{hf} = 0$ ) se determina la pérdida de carga que debe existir.
- e. Aplicar la fórmula de Hazen & Williams para obtener la combinación de los dos diámetros que produzcan dicha pérdida de carga, con lo cual el circuito queda compensado.

- f. Calcular las presiones en la red.

### Ejemplo

Diseñar la red de distribución indicada en la figura que se muestra a continuación utilizando el método de la gradiente hidráulica.

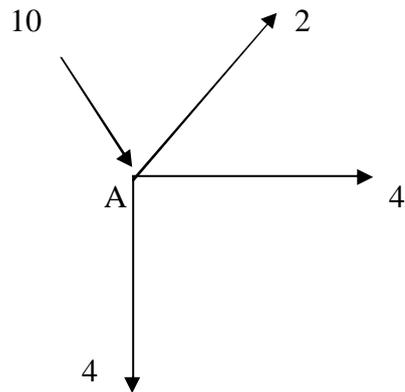
**Figura 43. Esquema de red de distribución**



1. Distribuir los caudales, tomando en consideración que en cada nodo la sumatoria de caudales de entrada debe ser igual a la sumatoria de caudales de salida; y que es conveniente que la dirección del caudal siga la pendiente del terreno.

**Figura 44. Distribución de caudales en red de distribución**

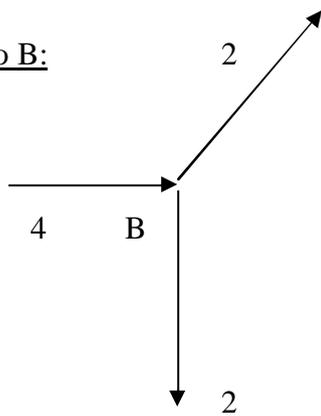
Nodo A:



$$SQ_e = 10$$

$$SQ_s = 2 + 4 + 4 = 10$$

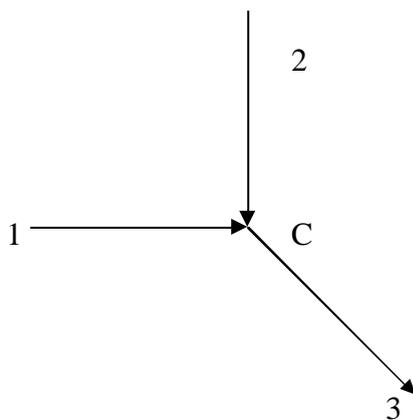
Nodo B:



$$SQ_e = 4$$

$$SQ_s = 2 + 2 = 4$$

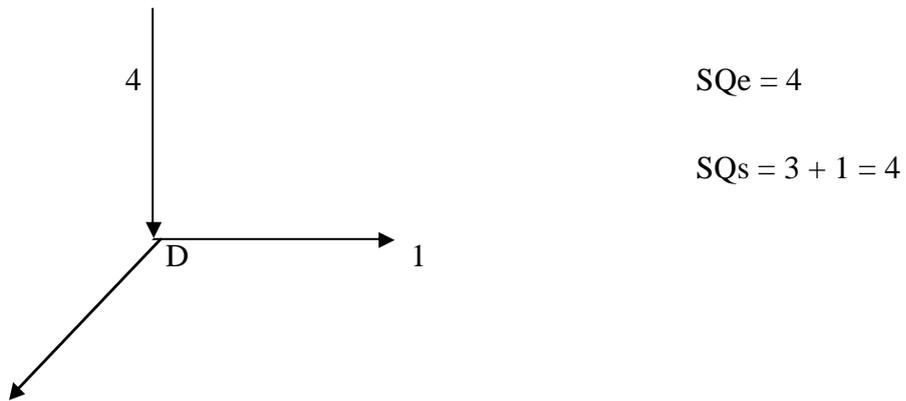
Nodo C:



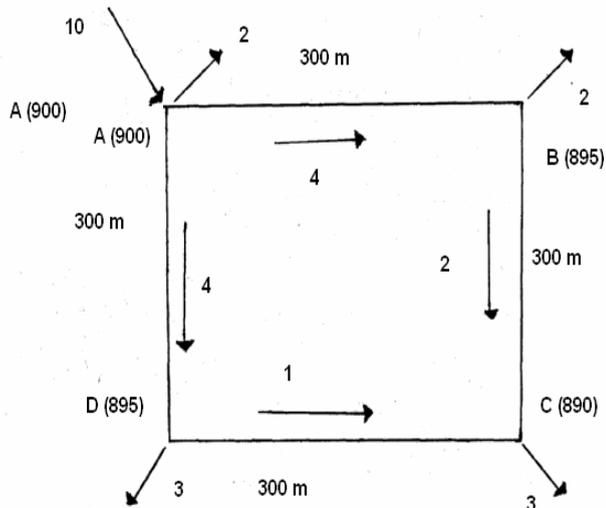
$$SQ_e = 3$$

$$SQ_s = 3$$

Nodo D:



**Figura 45. Esquema de distribución de puntos de consumo y distribución de caudales**



2. Calcular los diámetros de cada tramo y aproximarlos a diámetros comerciales, tomando en consideración que hay que dejar un tramo que no se tiene que analizar; ya que éste servirá para compensar las presiones. En el presente caso, el tramo A-D servirá para compensar el circuito.

Tramo A-B

$$d = \left( \frac{1743.811 * 300 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 2.71''$       aproximado a       $d = 2\frac{1}{2}''$

Tramo B-C

$$d = \left( \frac{1743.811 * 300 * 2^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 2.08''$       aproximado a       $d = 2''$

Tramo C-D

$$d = \left( \frac{1743.811 * 300 * 1^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 1.59''$       aproximado a       $d = 2''$

3. Calculando las pérdidas de carga:

Tramo A-B

$$hf_{2\frac{1}{2}''} = \left( \frac{1743.811 * 300 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 2.5^{4.87}} \right)$$

$$hf_{2\frac{1}{2}''} = 7.39 \text{ m.}$$

Tramo B-C

$$hf_2'' = \left( \frac{1743.811 * 300 * 2^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}} \right)$$

$$hf_2'' = 6.07 \text{ m.}$$

Tramo C-D

$$hf_2'' = \left( \frac{1743.811 * 300 * 1^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}} \right)$$

$$hf_2'' = 1.69 \text{ m.}$$

4. Determinar la pérdida de carga en el tramo A-D:

$$Sh = 0$$

$$h_{f A-B} + h_{f B-C} = h_{f D-C} + h_{f A-D}$$

$$7.39 + 6.07 = 1.69 + h_{f A-D}$$

$$13.46 = 1.69 + h_{f A-D}$$

$$h_{f A-D} = 11.77 \text{ m.}$$

5. Determinar la combinación de diámetros y longitudes que se usarán en el tramo para compensar el circuito.

Tramo A-D

$$d = \left( \frac{1743.811 * 300 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 11.77} \right)^{1/4.87}$$

$$d = 2.27'' \text{ se aproxima a dos diámetros comerciales } d_1 = 2'' \text{ y } d_2 = 2\frac{1}{2}''$$

Calcular las pérdidas de carga reales con los dos diámetros antes encontrados:

Diámetro 2''

$$hf_2'' = \frac{1743.811 * 300 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}}$$

$$hf_2'' = 21.91 \text{ m.}$$

Diámetro 2½"

$$hf_{2\frac{1}{2}}'' = \left( \frac{1743.811 * 300 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 2.5^{4.87}} \right)$$

$$hf_{2\frac{1}{2}}'' = 7.39 \text{ m.}$$

Determinar la longitud que se usará en cada diámetro:

$$L_2 = \frac{L(H - H_1)}{H_2 - H_1}$$

$$L_2 = \frac{300(11.77 - 7.39)}{(21.91 - 7.39)}$$

$$\underline{\underline{L_2 = 90.50 \text{ m.}}}$$

$$L_1 = 300 - 160.33$$

$$\underline{\underline{L_1 = 209.50 \text{ m.}}}$$

Determinar las perdidas reales utilizando las longitudes reales que se calcularon anteriormente:

$$hf_2'' = \left( \frac{1743.811 * 90.50 * -4^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}} \right)$$

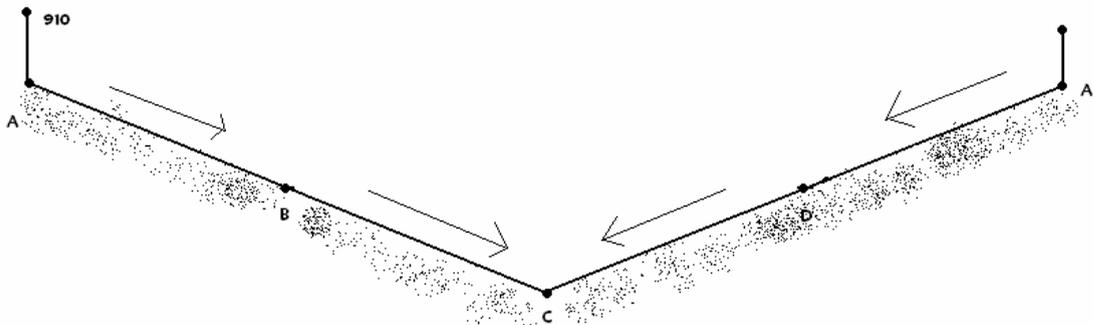
$$\underline{\underline{hf_2'' = 6.61 \text{ m.}}}$$

$$hf_{2\frac{1}{2}}'' = \left( \frac{1743.811 * 209.50 * -4^{1.85}}{150^{1.85} * 2.5^{4.87}} \right)$$

$$\underline{\underline{hf_{2\frac{1}{2}}'' = 5.16 \text{ m.}}}$$

6. Calcular las cotas piezométricas y las presiones en cada nodo del circuito.
- Las presiones en la red de distribución deben encontrarse dentro de los 10 y los 40 metros columna de agua (m.c.a.), de manera que para cumplir con dicho requerimiento es necesario que en la entrada de la red exista una presión que permita satisfacer dicha condición.
- Si se asume en el nodo A una presión de 10 m.c.a. entonces las cotas piezométricas y las presiones serán las siguientes:

**Figura 46. Presiones en la red de distribución**



$$900 + 10$$

$$\underline{\underline{Cp_{zA} = 910 \text{ m.}}}$$

$$\underline{\underline{P_A = 10 \text{ m.}}}$$

$$Cp_{zB} = Cp_{zA} - hf_{A-B}$$

$$Cp_{zB} = 910 - 7.39$$

$$\underline{\underline{Cp_{zB} = 902.61 \text{ m.}}}$$

$$P_B = Cp_{zB} - C_B$$

$$P_B = 902.61 - 895$$

$$\underline{\underline{P_B = 7.61 \text{ m.}}}$$

$$Cp_{zC} = Cp_{zB} - hf_{B-C}$$

$$Cp_{zC} = 902.61 - 6.07$$

$$\underline{Cp_{zC} = 896.54 \text{ m.}}$$

$$P_C = Cp_{zC} - C_C$$

$$P_C = 896.54 - 890$$

$$\underline{P_C = 6.54 \text{ m.}}$$

$$Cp_{zD} = Cp_{zA} - hf_{A-D}$$

$$Cp_{zD} = 910 - 11.77$$

$$\underline{Cp_{zD} = 898.23 \text{ m.}}$$

$$P_D = Cp_{zD} - C_D$$

$$P_D = 898.23 - 895$$

$$\underline{P_D = 3.23 \text{ m.}}$$

Como se puede observar en los cálculos anteriores, al haber asumido una presión de 10 m.c.a, no se cumple con lo indicado anteriormente, en lo referente a que las presiones deben estar entre 10 y 40 mc.a; en este caso el punto crítico es el nodo B y C, cuyas presiones son 7.61m y 6.54m.

Si se asume en el nodo A una presión de 20 m.c.a, las cotas piezométricas y las presiones serán las siguientes:

$$C_{pzA} = 900 + 20$$

$$\underline{C_{pzA} = 920 \text{ m.}}$$

$$\underline{P_A = 20 \text{ m.}}$$

$$C_{pzB} = C_{pzA} - hf_{A-B}$$

$$C_{pzB} = 920 - 7.39$$

$$\underline{C_{pzB} = 912.61 \text{ m.}}$$

$$P_B = C_{pzB} - C_B$$

$$P_B = 912.61 - 895$$

$$\underline{P_B = 17.61 \text{ m.}}$$

$$C_{pzC} = C_{pzB} - hf_{B-C}$$

$$C_{pzC} = 912.61 - 6.07$$

$$\underline{C_{pzC} = 906.54 \text{ m.}}$$

$$P_C = C_{pzC} - C_C$$

$$P_C = 906.54 - 890$$

$$\underline{P_C = 16.54 \text{ m.}}$$

$$C_{pzD} = C_{pzA} - hf_{A-D}$$

$$C_{pzD} = 920 - 11.77$$

$$\underline{C_{pzD} = 908.23 \text{ m.}}$$

$$P_D = C_{pzD} - C_D$$

$$P_D = 908.23 - 895$$

$$\underline{P_D = 13.23 \text{ m.}}$$

Figura 47. Presiones finales en la red de distribución

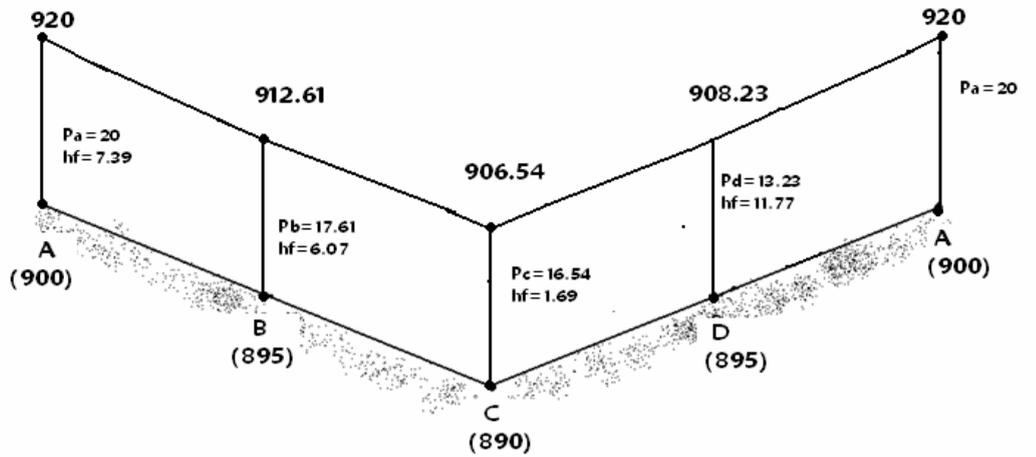
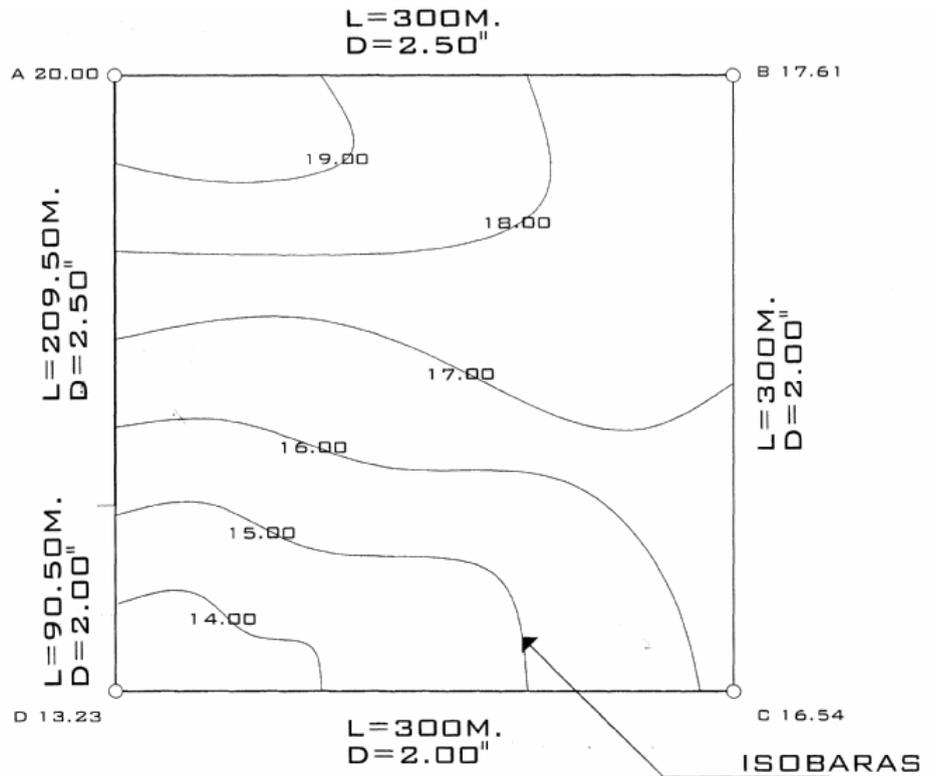


Figura 48. Esquema de flujo y presiones



## 6.4.2 Método de Cross

El método de Cross, se utiliza al igual que el de la gradiente hidráulica, solo en circuitos cerrados.

Este método, mediante iteraciones, compensa los caudales que circularán en las tuberías, y se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- a) Conviene que la dirección de los caudales siga la pendiente del terreno.
- b) En cada nodo la sumatoria de caudales de entrada debe ser igual a la sumatoria de caudales de salida.
- c) El signo de los caudales que circulan a favor de las agujas del reloj es positivo y el de los que van en contra de dicho sentido es negativo.
- d) El valor de las correcciones de los caudales se deriva de la aplicación del binomio de Newton, el cual se desarrolla a continuación:

$$Shf = 0$$

Sería muy difícil que  $Shf = 0$ , por ello se verá la forma de corregir en función de ecuaciones de pérdidas de carga.

$$hf = k \cdot Q^n$$

$$Sk(Q + ?)^n = 0$$

Se desarrolla el binomio de Newton

$$Sk(Q^n + n? Q^{n-1} + \dots) = 0$$

$$SkQ^n + n?SkQ^{n-1} = 0$$

Se simplifica y se despeja

$$? = \frac{-SkQ^n}{n?SkQ^{n-1}}$$

Corrección ? sobre los caudales

$$? = \frac{-Sh}{nSh/Q}$$

donde:

hf = pérdida de carga

n = exponente al que está elevado el caudal en la fórmula de Hazen & Williams.

$$? = \frac{-Sh}{1.85} * \frac{Shf}{Q}$$

- e) En los tramos comunes a varios circuitos, se deberán aplicar las correcciones de los otros circuitos pero con signo cambiado.
- f) Los circuitos se considerarán compensados cuando el valor absoluto de todas las iteraciones sea menor al uno por ciento del caudal de entrada, calculándose en ese momento los caudales finales y sus correspondientes pérdidas de carga.

Procedimiento de aplicación del método:

- a) Fijar los puntos de consumo y determinar los caudales.
- b) Distribuir los caudales.
- c) Fijar los diámetros de las tuberías para los diferentes tramos de los circuitos, es recomendable, cuando no se tiene experiencia, determinar los mismo a través de la aplicación de la fórmula de Hazen & Williams, equiparando la pérdida de carga a la diferencia de altura entre cotas de cada nodo, aproximando el resultado al diámetro comercial más próximo.
- d) Mediante la aplicación de la fórmula de Hazen & Williams, calcular la pérdida de carga en cada tramo.
- e) Calcular la relación  $H_f/Q$  en cada tramo.
- f) Efectuar las sumatorias
- g) Calcular el valor de la corrección para cada circuito

- h) Calcular el nuevo caudal. Como comprobación de que se ha operado correctamente, los caudales que se conducen en los tramos comunes a varios circuitos deben ser iguales.
  
- i) Iniciar una nueva iteración, es decir, repetir los pasos indicados desde la literal (d), hasta que las correcciones sean inferiores al valor recomendado.
  
- j) Calcular los caudales finales
  
- k) Calcular las pérdidas de carga finales
  
- l) Determinar las presiones en la red.

Es recomendable que los cálculos se presenten en una tabla como la que se muestra a continuación:

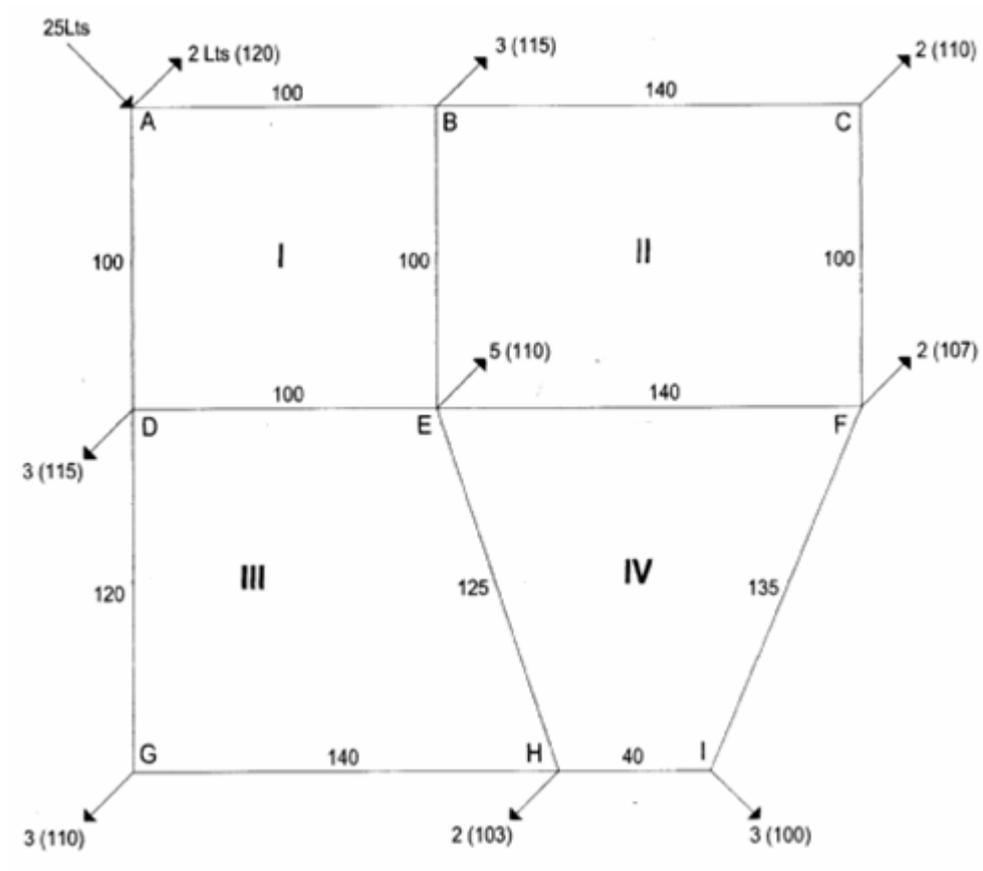
**Tabla XIX. Datos requeridos para la aplicación del método de Cross.**

CIRCUITO	TRAMO	DIAMETRO (D)	LONGITUD (L)	C (PVC O HG)	CAUDAL (Q)	PERDIDA DE CARGA ( $H_{FF}$ )	$H_f/Q$	DELTA (? )	$Q_1$ $Q + ?$
----------	-------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------	----------------------------------	---------	---------------	------------------

Ejemplo

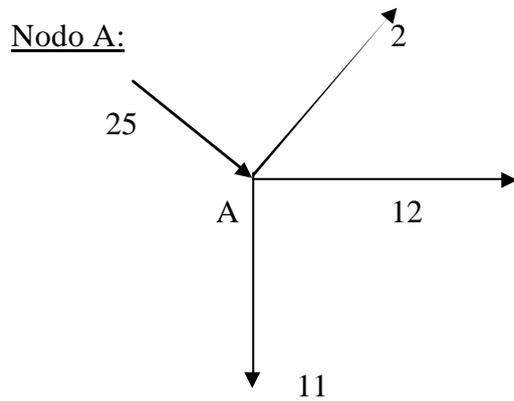
Compensar el circuito mostrado en la gráfica siguiente utilizando el método de Cross

**Gráfica 49. Esquema de los circuitos**



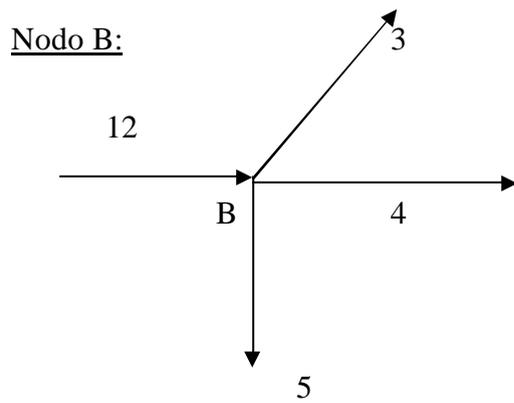
1. Distribuir los caudales, tomando en consideración que en cada nodo la sumatoria de caudales de entrada debe ser igual a la sumatoria de caudales de salida; y que es conveniente que la dirección del caudal siga la pendiente del terreno.

**Figura 50. Distribución de caudales en red de distribución**



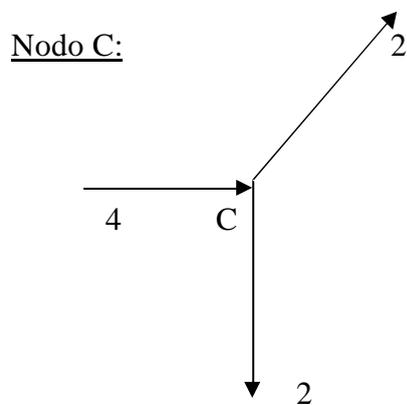
$$SQ_e = 25$$

$$SQ_s = 2 + 12 + 11 = 25$$



$$SQ_e = 12$$

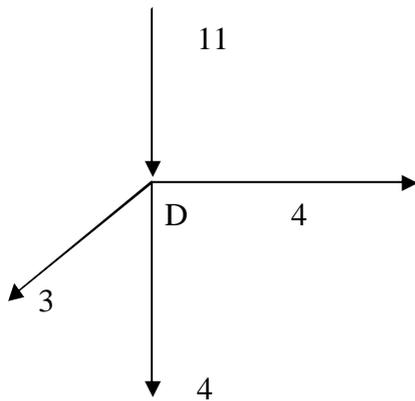
$$SQ_s = 3 + 4 + 5 = 12$$



$$SQ_e = 4$$

$$SQ_s = 2 + 2 = 4$$

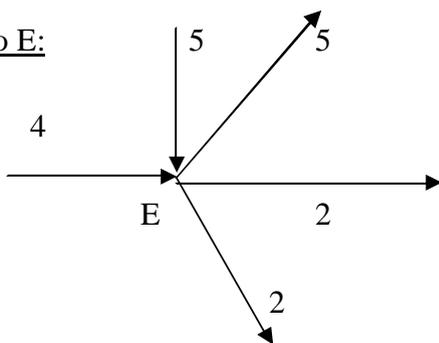
Nodo D:



$$SQ_e = 11$$

$$SQ_s = 3 + 4 + 4 = 11$$

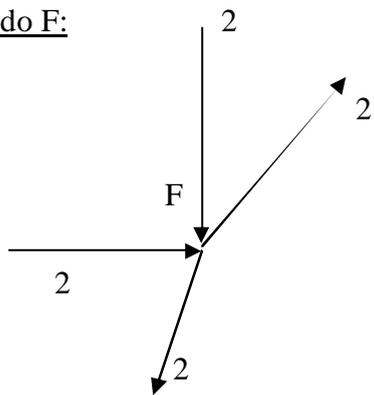
Nodo E:



$$SQ_e = 4 + 5 = 9$$

$$SQ_s = 2 + 2 + 5 = 9$$

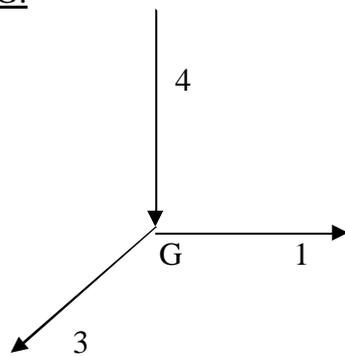
Nodo F:



$$SQe = 2 + 2 = 4$$

$$SQs = 2 + 2 = 4$$

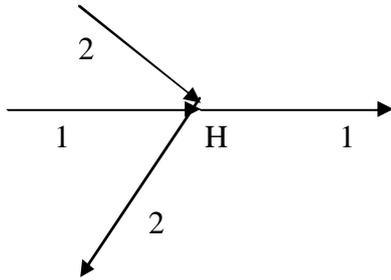
Nodo G:



$$SQe = 4$$

$$SQs = 3 + 1 = 4$$

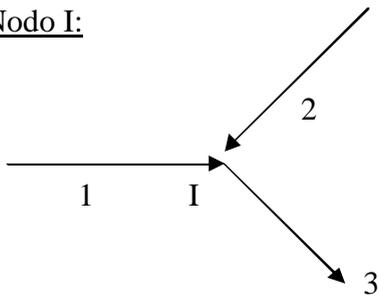
Nodo H:



$$SQe = 2 + 1 = 3$$

$$SQs = 2 + 1 = 3$$

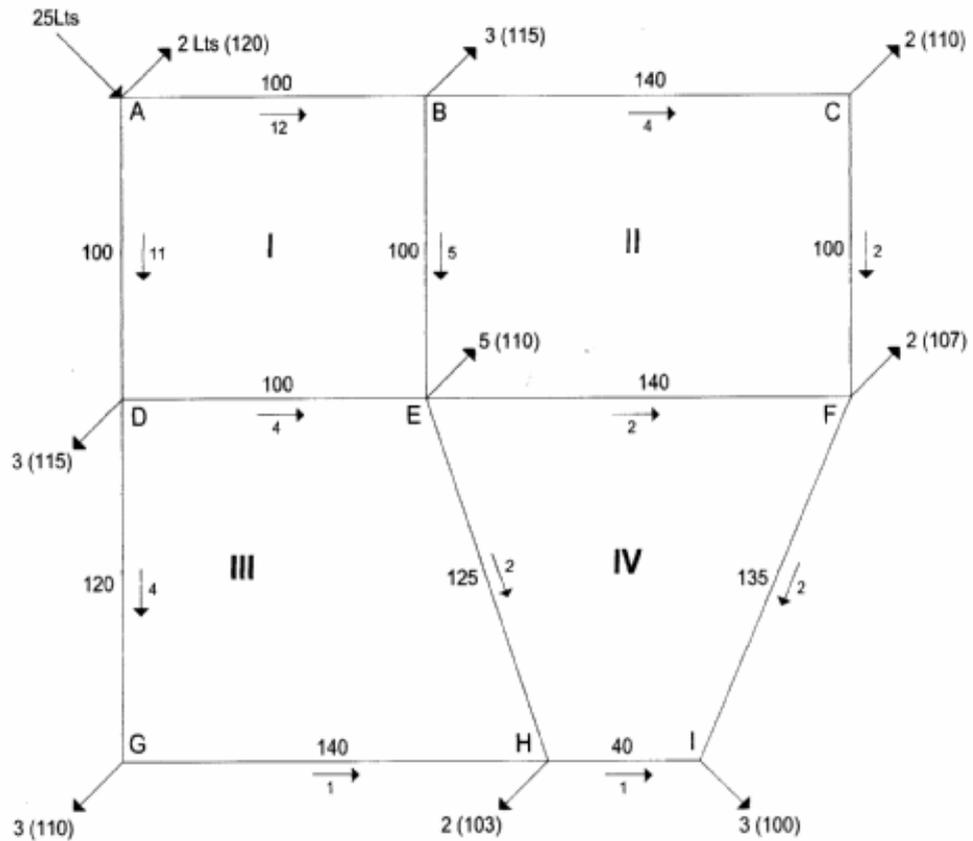
Nodo I:



$$SQe = 1 + 2 = 3$$

$$SQs = 3$$

Figura 51. Esquema de distribución de puntos de consumo y distribución de caudales



1. Calcular los diámetros de cada tramo y aproximarlos a diámetros comerciales:

Ejemplo: Tramo A-B

$$d = \left( \frac{1743.811 * 100 * 12^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$$d = 3.2148'' \quad \text{aproximado a} \quad d = 3''$$

Ejemplo: Tramo B-C

$$d = \left( \frac{1743.811 * 140 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 2.3164''$  aproximado a  $d = 2\frac{1}{2}''$

Ejemplo: Tramo D-E

$$d = \left( \frac{1743.811 * 100 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 2.1618''$  aproximado a  $d = 2''$

Ejemplo: Tramo E-F

$$d = \left( \frac{1743.811 * 140 * 2^{1.85}}{150^{1.85} * 5} \right)^{1/4.87}$$

$d = 1.9771''$  aproximado a  $d = 2''$

En igual forma se calcula el resto de los tramos, cuyos resultados se presentan en la tabla correspondiente.

2. Calcular las pérdidas de carga para cada tramo.

Ejemplo: Tramo A-B

$$hf_3'' = \left( \frac{1743.811 * 100 * 12^{1.85}}{150^{1.85} * 3^{4.87}} \right)$$

$hf_3'' = 7.7381 \text{ m.}$

Ejemplo: Tramo B-C

$$hf_{2\frac{1}{2}}'' = \left( \frac{1743.811 * 140 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 2.5^{4.87}} \right)$$

$hf_{2\frac{1}{2}}'' = 3.4491 \text{ m.}$

Ejemplo: Tramo D-E

$$hf_2'' = \left( \frac{1743.811 * 100 * 4^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}} \right)$$

$hf_2'' = 7.3034 \text{ m.}$

Ejemplo: Tramo E-F

$$hf_2'' = \left( \frac{1743.811 * 140 * 2^{1.85}}{150^{1.85} * 2^{4.87}} \right)$$

$$hf_2'' = 2.8363 \text{ m.}$$

En igual forma se calculan los otros tramos, cuyas pérdidas de carga se presentan en la tabla correspondiente.

3. Calcular la relación pérdida de carga caudal.

Ejemplo: Tramo A-B

$$hf/Q = (7.7381/12) = 0.6448$$

Ejemplo: Tramo B-C

$$hf/Q = (3.4491/4) = 0.4491$$

Ejemplo: Tramo D-E

$$hf/Q = (7.3034/4) = 1.8258$$

Ejemplo: Tramo E-F

$$hf/Q = (2.8363/2) = 1.4181$$

4. Efectuar la sumatoria en cada circuito.

Circuito 1: 3.7922

Circuito 2: 3.6247

Circuito 3: 6.0698

Circuito 4: 4.2766

5. Calcular las correcciones.

Circuito 1

$$?_1 = -\frac{Sh}{1.85} * \frac{Shf}{Q}$$

$$?_1 = 0.34639$$

Circuito 2

$$?_2 = -\frac{Sh}{1.85} * \frac{Shf}{Q}$$

$$?_2 = 0.16165$$

Circuito 3

$$?_3 = -\frac{Sh}{1.85} * \frac{Shf}{Q}$$

$$?_3 = -0.02538$$

Circuito 4

$$?_4 = -\frac{Sh}{1.85} * \frac{Shf}{Q}$$

$$?_4 = -0.35568$$

**Tabla XX. Aplicación del método de Cross, primera iteración.**

CIRCUITO 1

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q	Hf	hf/Q	DELTA	Q1	hf1
A-B	100	3"	150	12	7,7381	0,6448	0,3464	12,3464	8.1564
B-E	100	2½ "	150	5	3,7227	0,7227	0,1848	5,1847	3.9811
E-D	100	2"	150	-4	-7,3034	1,8258	0,3718	-3,6282	-6.0975
D-A	100	3"	150	-11	-6,5876	0,5989	0,3464	-10,653	-6.2089
SUMATORIA					S=2,4302	S=3,7922			S=-0.1689

CIRCUITO 2

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q	hf	hf/Q	DELTA	Q1	hf1
B-C	140	2½ "	150	4	3,4491	0,4491	0,16161	4,1616	3.7113
C-F	100	2"	150	2	2,0259	1,0129	0,1616	2,1616	2.3392
F-E	140	2"	150	-2	-2,8363	1,4181	0,5173	-1,4827	-1.6303
E-B	100	2½ "	150	-5	-3,7227	0,7445	-0,1848	-5,1847	-3.9811
SUMATORIA					S = -1,084	S=3,6247			S=0.4391

CIRCUITO 3

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q	hf	hf/Q	DELTA	Q1	hf1
D-E	100	2 "	150	4	7,3034	1,8258	-,03718	3,6282	6.0974
E-H	125	2"	150	2	2,5323	1,2662	0,3303	2,3303	3.3599
H-G	140	2"	150	-1	-0,7868	0,7868	-0,0253	-1,0254	-0.8241
G-D	120	2 "	150	-4	-8,7641	2,1910	-0,0258	-4,0254	-8.8672
SUMATORIA					S = 0,2849	S=6,0698			S=-0.2339

#### CIRCUITO 4

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q	Hf	hf/Q	DELTA	Q1	hf1
E-F	140	2 "	150	2	2,8363	1,4181	-0,5173	1,4827	1.6303
F-I	135	2"	150	2	2,7350	1,3675	-0,3557	1,6443	1.9038
I-H	40	2"	150	-1	-0,2248	0,2248	-0,3557	-1,3557	-0.3947
H-E	125	2 "	150	-2	-2,5323	1,2662	0,7367	-2,3303	-3.3599
SUMATORIA					S = 2,8141	S=4,2766			S=-0.2205

Como en este caso, el valor absoluto de las correcciones de dos de los cuatro circuitos no es menor del uno por ciento del caudal de entrada, se requiere continuar con otra iteración.

$$| \Delta 1 | = | 0.3464 | > 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

$$| \Delta 2 | = | 0.1616 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

$$| \Delta 3 | = | 0.0254 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

$$| \Delta 4 | = | 0.3556 | > 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

**Tabla XXI. Método de cross, segunda iteración.**

#### CIRCUITO 1

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q1	hf1	hf/Q	DELTA	Q2	hf2
A-B	100	3"	150	12,3464	8,1564	0,6606	0,02473	12,3711	8.1867
B-E	100	2½ "	150	5,1847	3,9811	0,7679	0,08651	5,2712	4.1049
E-D	100	2"	150	-3,6282	-6,0975	1,6806	0,0041	-3,6241	-6.0847
D-A	100	3"	150	-10,6536	-6,2090	0,5828	0,02473	-10,628	-6.1823
SUMATORIA					S=-0,168	S=3,6918			S=0.0245

### CIRCUITO 2

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q1	hf1	hf/Q	DELTA	Q2	hf2
B-C	140	2½ "	150	4,1616	3,7113	0,8918	-0,0617	4,0999	3.6101
C-F	100	2"	150	2,1616	2,3392	1,0821	-0,0617	2,0999	2.2170
F-E	140	2"	150	-1,482	-1,6303	1,0995	-0,0319	-1,5743	-1.8216
E-B	100	2½ "	150	-5,184	-3,9811	0,7679	-0,0916	-5,2712	-4.1049
SUMATORIA					S = 0,439	S=3,8414			S=-0.0099

### CIRCUITO 3

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q1	hf1	hf/Q	DELTA	Q2	hf2
D-E	100	2 "	150	3,6282	6,0975	1,6806	0,1816	3,6241	6.0847
E-H	125	2"	150	2,3303	3,3599	1,4419	0,0505	2,3211	3.3353
H-G	140	2"	150	-1,025	-0,8241	0,8037	0,02063	-1,0047	-0.7937
G-D	120	2 "	150	-4,025	-8,8672	2,2028	-0,0206	-4,0047	-8.7833
SUMATORIA					S = -0,2339	S=6,1290			S=-0.1569

### CIRCUITO 4

TRAMO	LONG	DIAMETRO	C	Q1	hf1	hf/Q	DELTA	Q2	hf2
E-F	140	2 "	150	1,4827	1,6303	1,0995	0,09165	1,5743	1.8216
F-I	135	2"	150	1,6443	1,9038	1,1578	0,02987	1,6749	1.9683
I-H	40	2"	150	-1,355	-0,3947	0,2911	0,02987	-1,3258	-0.3788
H-E	125	2 "	150	-2,330	-3,3599	1,4419	0,00924	-2,3211	-3.3354
SUMATORIA					S = 0,2205	S=3,9904			S=0.0758

El valor absoluto de las correcciones de los cuatro circuitos es menor del uno por ciento del caudal de entrada, por lo que no se requiere continuar con las iteraciones.

$$| \Delta 1 | = | 0.0247 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

$$| \Delta 2 | = | 0.0617 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

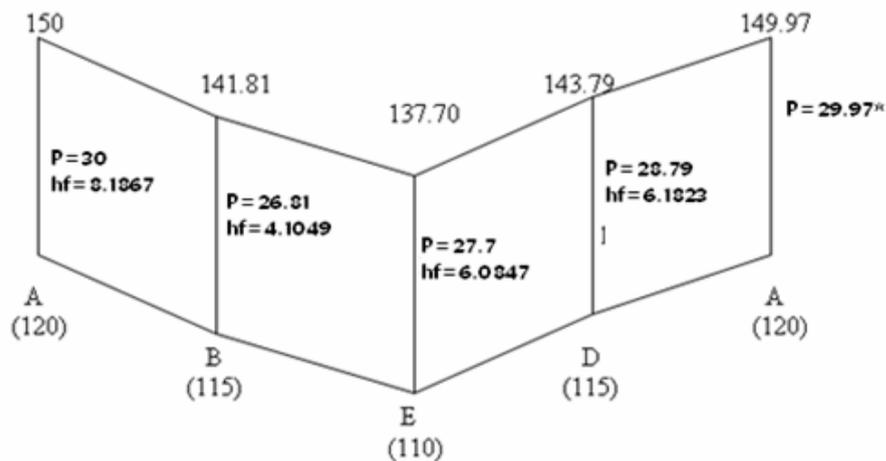
$$| \Delta 3 | = | 0.0206 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

$$| \Delta 4 | = | 0.0298 | < 0.01 * 25 \text{ lt/s}$$

6. Calcular las presiones en la red tomando en cuenta que las presiones deben encontrarse dentro de los 10 y los 40 metros columna de agua (m.c.a), de manera que para cumplir con dicho requerimiento es necesario que en la entrada de la red exista una presión que permita satisfacer dicha condición.

Asumiendo una presión en el nodo A equivalente a 30 m.c.a., las presiones en la red serían las que se indican a continuación.

**Figura 52. Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito 1**



\* La diferencia en las presiones debe ser mínima, en éste caso es de 0.03 m y se debe a que la compensación de los caudales no es exacta.

Figura 53. Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito 2.

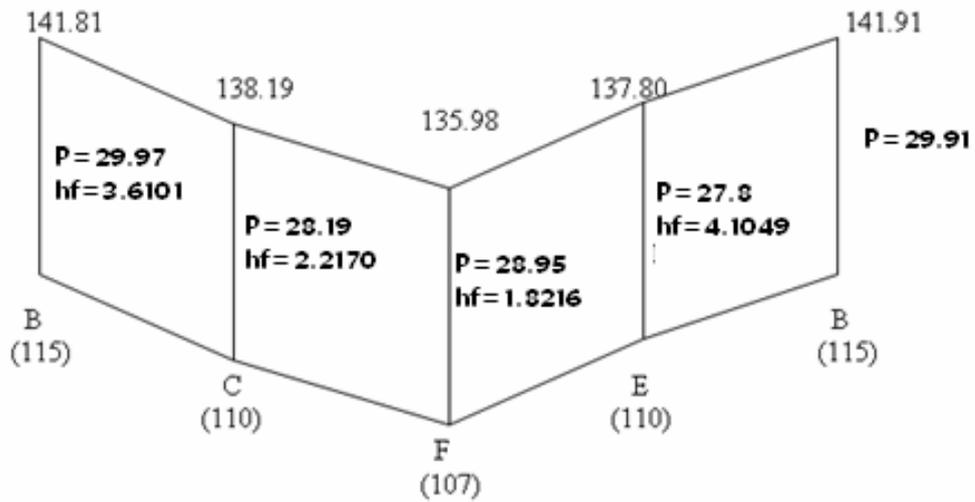
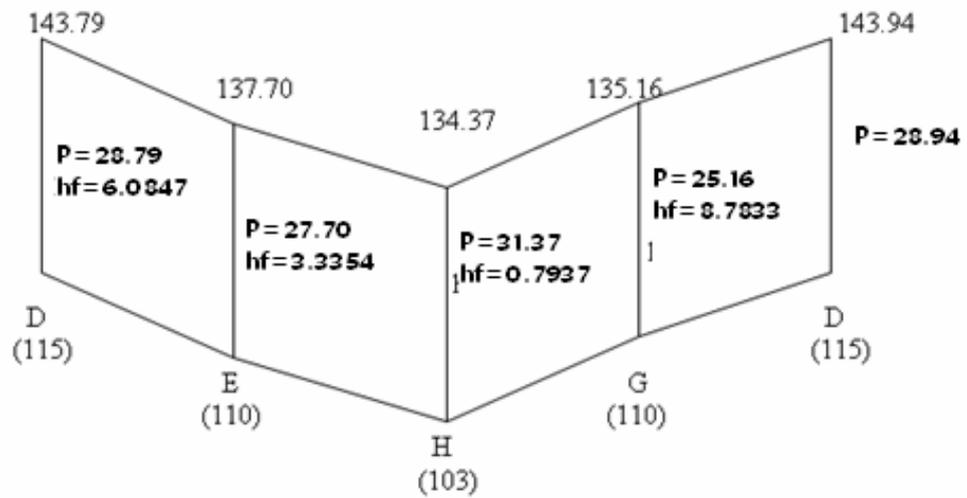
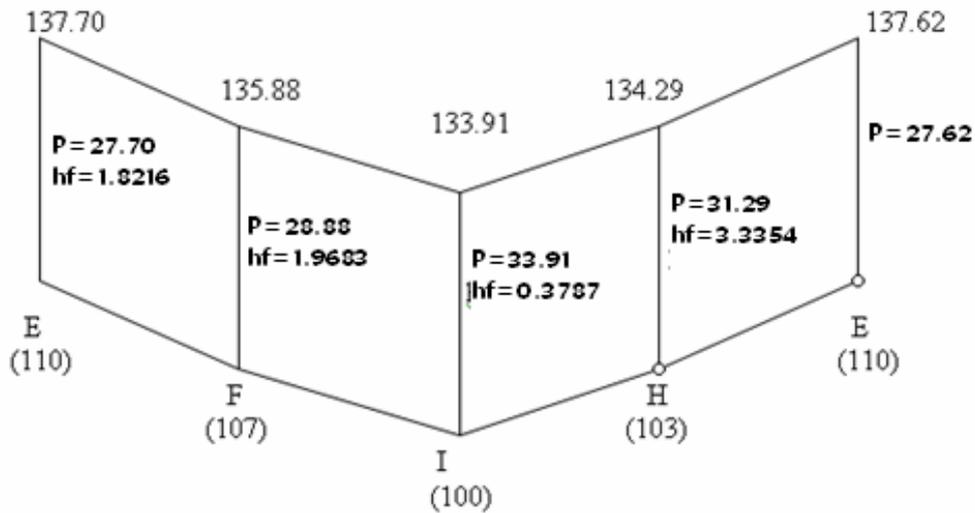


Figura 54. Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito 3.

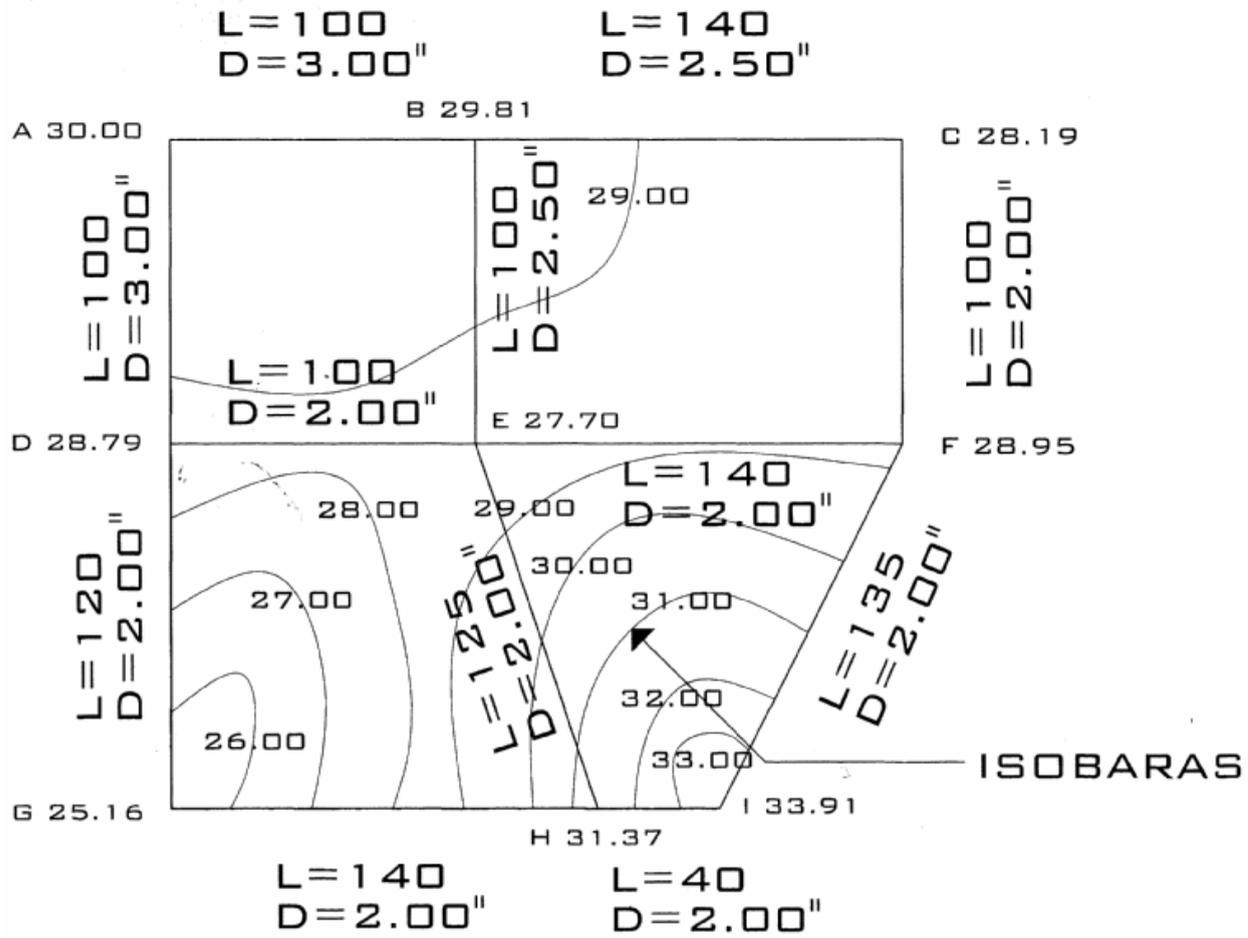


**Figura 55. Esquema de pérdidas de carga y de presiones del circuito 4.**



Como puede notarse, todas las presiones se encuentran dentro de los rangos permisibles, de manera que la cota piezométrica de entrada a la red de distribución debe ser 150. Esto significa que la cota piezométrica de la salida del tanque de almacenamiento debe ser tal que, al restar las pérdidas de carga que se provoquen en la línea de distribución, se debe llegar a la entrada de la red con la cota piezométrica antes indicada.

Figura 56. Esquema de flujo y presiones en la red



#### **6.4.4 Obras de arte en distribución:**

En las líneas de distribución en general, se podrán utilizar, de acuerdo a la topografía del terreno, las mismas obras de arte que en líneas de conducción, con la única diferencia que de ser necesaria ubicar cajas rompe-presión, éstas deberán contar con una válvula de flotador para evitar los rebalses.

## 7. VÁLVULAS

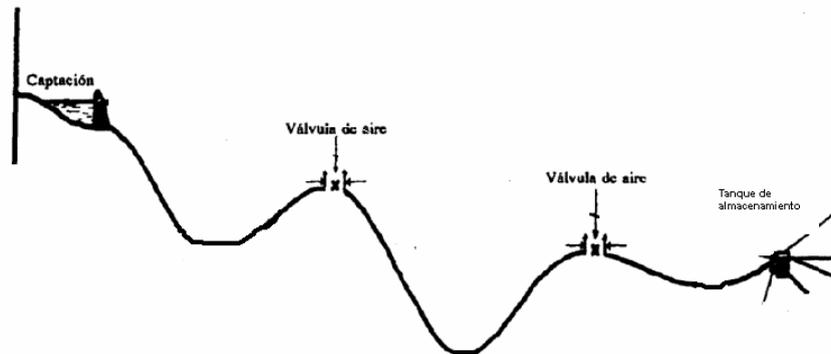
Una válvula se puede definir como un aparato mecánico con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación (paso) de líquidos o gases mediante una pieza móvil que abre, cierra u obstruye en forma parcial uno o más orificios o conductos.

### 7.1 Válvulas de aire

El aire disuelto en el agua, o aquel que quede atrapado dentro de la tubería, tiende a depositarse en los puntos altos del perfil de la tubería. La cantidad de aire que puede acumularse puede reducir la sección de la tubería y por lo tanto, su capacidad de conducción. La cantidad acumulada de aire puede ser tanta que llega a impedir completamente la circulación del agua. Las válvulas de aire permiten tanto el ingreso como la salida de éste, el acceso de aire se produce cuando se inicia bruscamente la salida del agua, como en el caso de una ruptura, de no contarse con una válvula de aire, pueden producirse presiones negativas dentro de la misma y se puede llegar a romper la tubería si es de PVC, o a colapsarse si es de acero. El diámetro a usar en una válvula de aire es normalmente de  $\frac{3}{4}$ ".

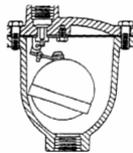
A continuación se muestra un perfil de una línea de conducción, para ilustrar donde se debe colocar la válvula de aire.

**Figura 57. Ubicación de válvulas de aire**



La eliminación del aire se obtiene con el empleo de una válvula de aire, la cual se muestra a continuación.

**Figura 58. Sección de válvula de aire**

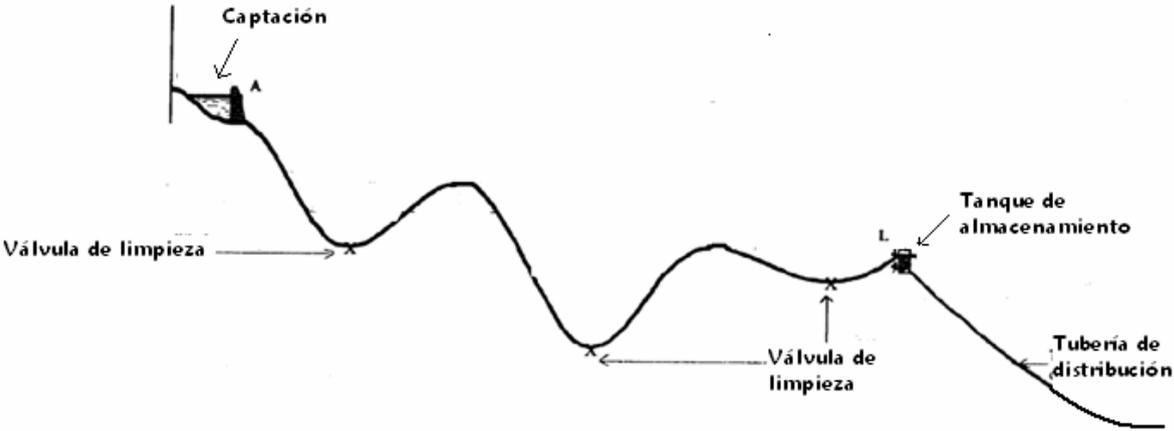


## 7.2 Válvula de limpieza

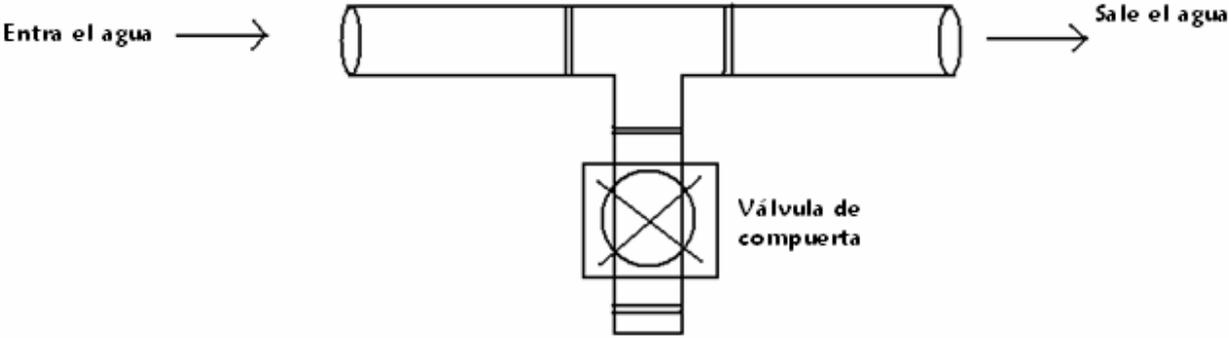
Estas válvulas sirven para extraer de la tubería la arena que haya ingresado a la tubería, la cual tiende a depositarse en los puntos más bajos del perfil. Como válvula de limpieza se emplea una de compuerta, de diámetro igual al de la tubería que sirve, pero nunca puede ser menor de 2”.

A continuación se muestra un perfil de una línea de conducción, para ilustrar donde se debe colocar la válvula de limpieza, así como un esquema en planta de la conexión de la válvula.

**Figura 59. Ubicación de válvula de limpieza**



**Figura 60. Ubicación en planta de válvula de limpieza**

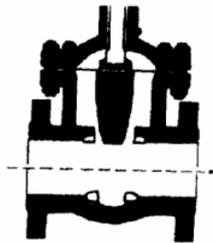


Planta de válvula de limpieza

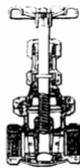
### 7.3 Válvulas de compuerta

Las válvulas de compuerta sirven para abrir o cerrar el flujo de agua en un sistema de agua. es completamente incorrecto utilizarla para regular el flujo. En forma esquemática se muestra en la figura 61 la sección parcial de una válvula de este tipo, en la cual se ve el paso, prácticamente libre, que tiene el agua cuando la válvula está abierta.

**Figura 61. Sección de válvula de compuerta**



El cierre y la apertura se realizan mediante un disco, el cual es accionado por un vástago. El vástago puede subir al abrir la válvula de compuerta o permanecer en la misma posición y solamente elevar el disco. En las figuras 61 (a) y 61 (b) se muestran los dos casos.



Válvula de compuerta con vástago sin desplazamiento vertical

Figura 61 (a)



Válvula de compuerta de vástago con desplazamiento vertical.

Figura 61 (b)

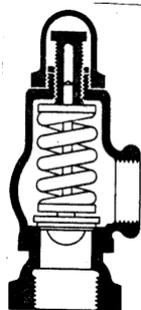
Las válvulas de compuerta pueden ser de hierro fundido, de bronce o de plástico. Las primeras se emplean principalmente para diámetros de 6" en adelante; las de bronce son más económicas que las de hierro fundido de 4" de diámetro o menos, las de plástico se emplean en los equipos dosificadores de solución de hipoclorito de calcio.

## **7.4 Otras válvulas**

### **7.4.1 Válvulas de alivio**

Una válvula de alivio (fig. 62) es de acción automática para tener regulación automática de la presión. El uso principal de esta válvula es para compensar el golpe de ariete y se abre con lentitud conforme aumenta la presión, para regularla.

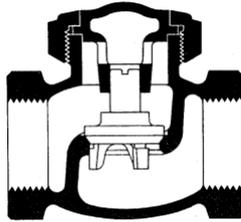
**Figura 62. Sección de válvula de alivio**



### 7.4.2 Válvulas de retención

La válvula de retención, que se muestra en la figura 63, generalmente se utiliza en las líneas de bombeo y está destinada a impedir una inversión de la circulación. La circulación del líquido en el sentido deseado abre la válvula y al invertirse la circulación, se cierra.

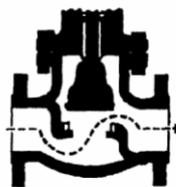
**Figura 63. Sección de válvula de retención**



### 7.4.3 Válvulas de globo

Las válvulas de globo se emplean en las conexiones domiciliarias para regular el caudal. Como se muestra en la figura 64 la sección parcial de una válvula de este tipo, en la cual se ve el recorrido que tiene el agua a su paso por la válvula, lo que produce una considerable pérdida de carga, aún con una válvula completamente abierta.

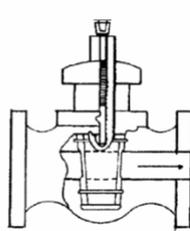
**Figura 64. Sección de válvula de globo.**



#### 7.4.4 Válvulas de paso

Estas válvulas se emplean en las conexiones domiciliarias, mediante una pieza que gira permite interrumpir o permitir rápidamente el paso del agua. Una de las desventajas que tiene es que se desgastan rápidamente si con ellas se trata de controlar el caudal, es por ello que usualmente se sustituyen por válvulas de globo.

**Figura. 65. Sección de válvula de paso.**



#### 7.4.5 Válvula de flotador

Las válvulas de flotador se emplean dentro de las cajas rompe-presión en tuberías de distribución para suspender el flujo cuando el agua dentro de la caja alcanza un nivel máximo, evitando así el desperdicio del agua.

**Figura 66. Sección de válvula de flotador**





## **8. DESINFECCIÓN**

Aunque no se requiera de la construcción de una planta de purificación de aguas convencionales, el tratamiento mínimo que se le debe dar al agua es la desinfección con el fin de entregarla libre de organismos patógenos que son los causantes de enfermedades en el organismo humano. También se debe prever una protección adicional contra la contaminación en una red de distribución.

La mayoría de agua que se encuentra en los ríos, lagos y mares de Guatemala, se puede decir que se encuentra contaminada. Es por ello que el agua que se va a utilizar para el abastecimiento de una población cualquiera, puede estar contaminada, en cuyo caso es de vital importancia desinfectarla. Para el área rural, este proceso se puede ejecutar de una manera más sencilla que en el área urbana.

### **8.1 Medios de desinfección**

Hay varios medios que se usan para desinfectar el agua como los son:

1. **Desinfección por medio de rayos ultravioleta.**

En éste método se hace pasar el agua en capas delgadas por debajo de lámparas de rayos ultravioleta. Para que la desinfección sea efectiva, el agua debe ser de muy baja turbiedad, lo cual limita su aplicación y adicionalmente no se obtiene una desinfección posterior.

2. Desinfección por medio de ozono.

El empleo del ozono como desinfectante es un sistema muy efectivo y su uso en Europa es muy común. El sistema de ozonificación consiste básicamente en una elevación de voltaje que al producir chispas y al entrar en contacto con el oxígeno produce el ozono.

3. Desinfección por medio de cloro.

Este procedimiento es también bastante efectivo y su uso es generalizado en América y especialmente en Guatemala. Es un sistema de desinfección más económico que los métodos anteriores.

## **8.2 Desinfección por medio de cloro**

La desinfección del agua mediante cloración, introducida por primera vez a comienzos del siglo XX, fue quizás el evento tecnológico más importante en la historia del tratamiento del agua. La cloración de abastecimientos de agua en países en vías de desarrollo es sumamente importante. Ha resultado ser el procedimiento más práctico y económico para desinfectar el agua por medios químicos. El saneamiento deficiente, que resulta en la contaminación fecal de las fuentes de agua, plantea frecuentemente la amenaza más grande a la salud humana. En muchos casos, la cloración efectiva de los abastecimientos de agua ha logrado una reducción sustancial de aquellas enfermedades entéricas que primariamente están relacionadas con el agua. Estudios recientes, aún en progreso, han enunciado la posibilidad de que los compuestos orgánicos ("halogenados") formados cuando se añade cloro al agua, puedan causar ciertas formas de cáncer en el hombre. Debido al número de variables involucradas, hasta ahora no se dispone de ninguna evidencia definitiva. Por otro lado, las propiedades desinfectantes del cloro están bien establecidas y, hasta la fecha, deben compensar los posibles efectos laterales surgidos cuando se les usa para salvaguardar la salud pública.

Aunque la operación destruye los microorganismos patógenos y otras muchas bacterias, no se usa para esterilizar el agua, cosa que, después de todo, no es necesaria. El cloro es un agente muy activo, que reacciona rápidamente con las materias orgánicas e inorgánicas contenidas en el agua, por este motivo, al desinfectar el agua, debe añadirse una cantidad suficiente de cloro para que esas reacciones sea completas y quede además cloro residual para ejercer una acción bactericida.

El cloro es un gas tóxico de color amarillo-verdoso, que se encuentra en la naturaleza sólo en estado combinado, principalmente con el sodio como sal común. Tiene un olor característico penetrante e irritante, es más pesado que el aire y se le puede comprimir para formar un líquido claro de color ámbar. El cloro líquido- es más pesado que el agua. Se vaporiza bajo temperatura y presión atmosférica normal. Comercialmente se fabrica el cloro mediante la electrólisis de salmuera, con producción de soda cáustica e hidrógeno como productos secundarios. Como gas seco, el cloro no es corrosivo, pero ante la presencia de humedad se vuelve altamente corrosivo para todos los metales, excepto la plata y el plomo. El cloro es ligeramente soluble en el agua, aproximadamente 1 por ciento por peso en 10°C.

Para que el cloro pueda hacer efecto, es necesario que haya estado en contacto con el agua un período de más o menos 20 minutos, contados a partir del momento de la aplicación. La dosis que se le debe colocar a agua, va a depender del grado de contaminación que se encuentre en el agua.

Por otra parte, aún cuando el agua no esté contaminada, es muy importante que las tuberías y las estructuras sean desinfectadas antes de que el sistema se ponga en operación. Esta limpieza se logra haciendo circular agua a través del sistema y descargándolas por todas las salidas. Después de ello, se llena con agua e hipoclorito de calcio, permitiendo un período de contacto de por lo menos 24 horas antes de proceder a vaciarlo. Luego de ello ya se puede poner en marcha el sistema.

En la tabla No. 10 se muestra como se puede determinar la preparación de una solución al 0.1% a partir de hipoclorito de calcio con diferentes porcentajes de concentración, así como los volúmenes de esta solución que deben aplicarse para poder obtener una dosificación de 1 miligramo/litro.

**Tabla XXII. Hipoclorito necesario para preparar solución al 0.1 %**

Volumen de solución requerida (lts).	Cantidad de Hipoclorito					
	% de concentración					
	65%	66%	67%	68%	69%	70%
1	1.54	1.52	1.49	1.47	1.45	1.43
2	3.08	3.03	2.99	2.94	2.90	2.86
10	15.38	15.15	14.93	14.71	14.49	14.29
25	38.46	37.88	37.31	36.76	36.23	35.71
50	76.92	75.76	74.63	73.53	72.46	71.43
75	115.38	113.64	111.94	100.29	108.70	107.14
100	153.85	151.52	149.25	147.06	144.93	142.86
300	461.54	454.55	447.76	441.18	434.78	428.57
500	769.23	757.58	746.27	735.29	724.64	714.29
600	923.08	909.09	895.52	882.35	869.57	857.14
1000	1538.46	1515.15	1492.54	1470.59	1449.28	1428.57

### **8.3 Tecnologías de cloración para el abastecimiento rural de agua**

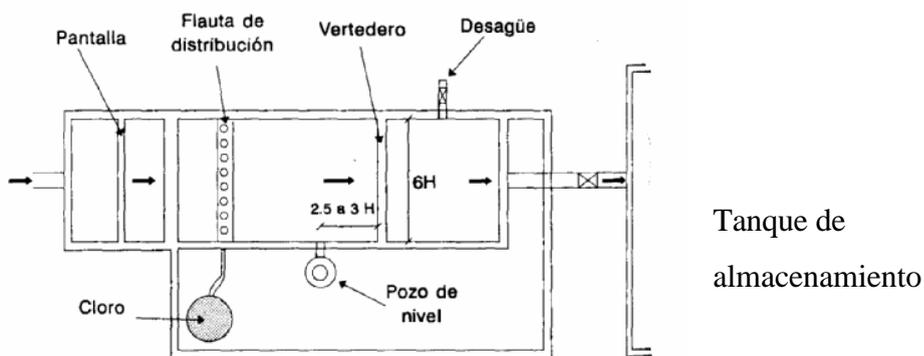
El agua subterránea que se obtiene de pozos poco profundos sigue siendo la fuente principal de abastecimiento para millones de personas en pequeñas comunidades. Un número de encuestas han revelado que frecuentemente los pozos excavados se contaminan. Las fuentes de agua superficial, tales como los estanques de aldeas, canales y ríos, por lo general también están contaminadas. Ya que no es ni factible ni siempre necesario establecer un tratamiento completo del agua de estas fuentes, por lo menos se debe proveer una desinfección adecuada para proteger la salud pública.

Técnicamente, la desinfección mediante cloración puede ofrecer una solución satisfactoria para abastecimientos rurales de agua y de pequeñas comunidades. Por lo general, la desinfección mediante cloro gaseoso no es factible para abastecimientos pequeños de agua, debido a los problemas de aplicación de cantidades pequeñas de gas en forma precisa y en una base continúa. Es posible que la alternativa recaiga en los compuestos de cloro.

Como ya se ha explicado, la cloración puede ser el único tratamiento en los pequeños sistemas de abastecimientos que se alimentan de aguas naturales de buena calidad desde el punto de vista de sus propiedades físicas y químicas, o puede aplicarse al agua que se ha clarificado previamente por sedimentación, por filtración o por ambos métodos. Sin embargo, la demanda de cloro de tales aguas puede variar considerablemente de cuando en cuando, por causa de sustancias disueltas que no se eliminan con las sencillas operaciones mencionadas. Por consiguiente, es necesario, tanto en el medio rural como en el urbano, comprobar los resultados de la cloración determinando con frecuencia la cantidad de cloro residual mediante la prueba de ortotolidina, e investigando en el laboratorio la presencia de bacterias coliformes.

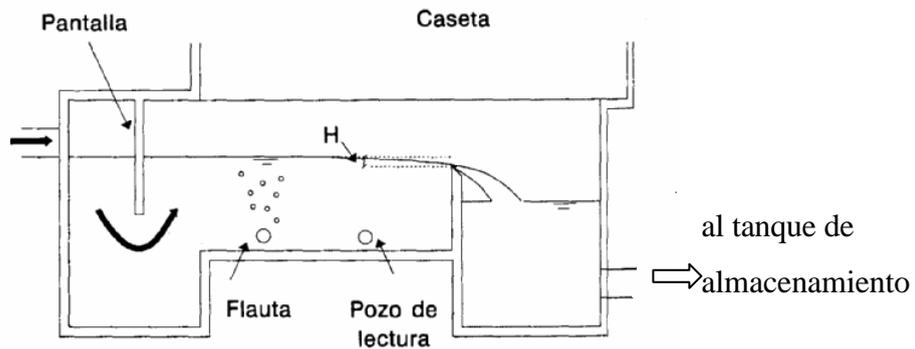
En acueductos donde no se tenga una planta de purificación convencional, se debe proyectar una caseta de cloración ubicada antes del tanque de almacenamiento como se indica en la figuras a continuación.

**Figura 67. Planta de una caseta de cloración**



Planta

**Figura 68. Corte longitudinal de una caseta de cloración**

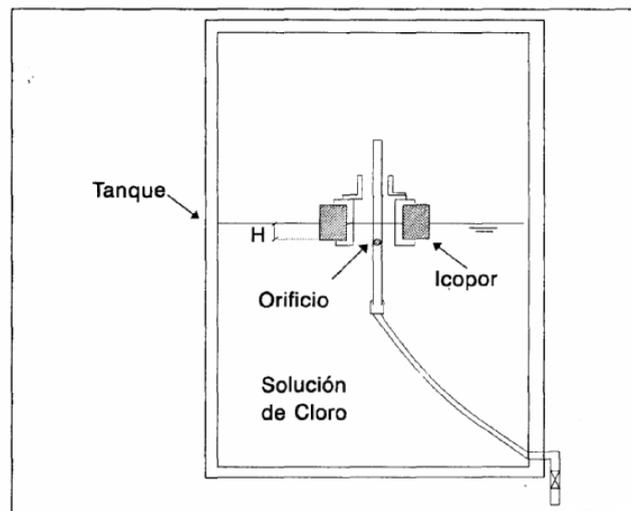


Corte

Otro sistema que es rudimentario, pero muy práctico, en el caso de soluciones individuales, es el empleo de un tanque en el cual se tiene un dosificador que actúa por gravedad, de tal manera que la carga hidráulica sobre los orificios permanece constante independientemente del nivel de la solución.

Este sistema se ilustra a continuación, en donde se observa que la dosis de cloro puede variarse aumentando o disminuyendo la cabeza, H, sobre el orificio.

**Figura 69. Dosificador por orificio flotante**



#### **8.4 Otras formas de hipocloradores**

Adicionalmente, en el mercado se dispone de una serie de equipos de dosificación de hipoclorito de calcio, los cuales funcionan eficientemente, pero tienen el inconveniente de costos altos de adquisición y de operación.

## CONCLUSIONES

1. En todas las poblaciones en vías de desarrollo, por existir abundancia de recursos, el crecimiento de las poblaciones es de forma exponencial o geométrica.
2. A pesar de que la Constitución Política de Guatemala indicó que en seis meses se debería formular la ley de aguas, ésta no ha sido promulgada en el país.
3. Hay varias formas de desinfectar el agua, pero la más sencilla y la más económica para un país en vías de desarrollo como Guatemala es la cloración.
4. Antes que se empiece a distribuir el agua a cualquier población, es muy importante que las tuberías y las estructuras se desinfecten para que no transmitan alguna enfermedad.
5. Con el uso de tubería de cloruro de polivinilo (PVC), se obtienen muchas ventajas, en cuanto a la eficiencia de los sistemas, la vida útil del material, la facilidad de manejo en la obra por su peso liviano y la instalación.
6. A pesar que la fórmula de Hazen & Williams es un fórmula experimental, se pueden obtener resultados adecuados



## **RECOMENDACIONES**

1. En todos los sistemas de abastecimiento de agua potable debe garantizarse la cantidad necesaria de cloro residual para evitar las enfermedades de origen hídrico.
2. El criterio del diseñador prevalecerá sobre cualquier norma.
3. Previo a diseñar un sistema de abastecimiento de agua por bombeo debe tenerse la certeza que la comunidad tenga la capacidad de pago para operar y mantener el sistema.
4. Dado que no es solo importante el incremento en cobertura sino la concentrización del uso adecuado del recurso agua, es necesario implementar campañas de educación sanitaria referentes al uso racional del agua.
5. Es muy importante que las autoridades de Salud Pública mantengan un programa permanente de monitoreo de la calida del agua.
6. El Congreso de la República debería de promulgar la ley de aguas, para que ésta entre en vigencia lo más rápido posible.

7. Cuando se quiere diseñar líneas de impulsión, es decir por bombeo, es mejor realizar un análisis económico que utilizar fórmulas, ya que en el primer caso se toman en cuenta los costos de inversión y de operación.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Amanco Tubovinil, “Lista de precios al público”. (Guatemala) (1): 2007.
2. Escobar Gomez, Carlos. Evaluación de la Calidad del Agua para Consumo Humano de la Colonia Primero de Julio y la Aplicación de un Proceso de Desinfección. Tesis de graduación de Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993.
3. Germán Monsalve Sáenz. **Hidrología en la Ingeniería.** (2ª Edición; Colombia: Editorial Alfaomega, 1999) pp.
4. Guerrero Roldán, Felipa Mercedes. Diseño de Introducción de Agua Potable a la Aldea El Hato del municipio de Antigua Guatemala del departamento de Guatemala. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1992.
5. Hernandez Alvarez, Victor Genaro. Diseño de Alcantarillado Sanitario de la Aldea Los Pocitos, del municipio de Villa Canales, departamento de Guatemala. Trabajo de graduación. Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003.
6. Organización Panamericana de la Salud. **Guia para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales.** (Guatemala 1994).
7. Ricardo Alfredo López Cualla. **Diseño de Acueductos y alcantarillados.** (2ª Edición; Colombia: Editorial Alfaomega, 1999).

8. Roberto Mayorga Rouge. **Diseño de Abastecimiento Rurales de Agua Potable.** (Guatemala: 1999).