

## CAPITULO I

### ELEMENTOS DE OBJETO DEL PROYECTO

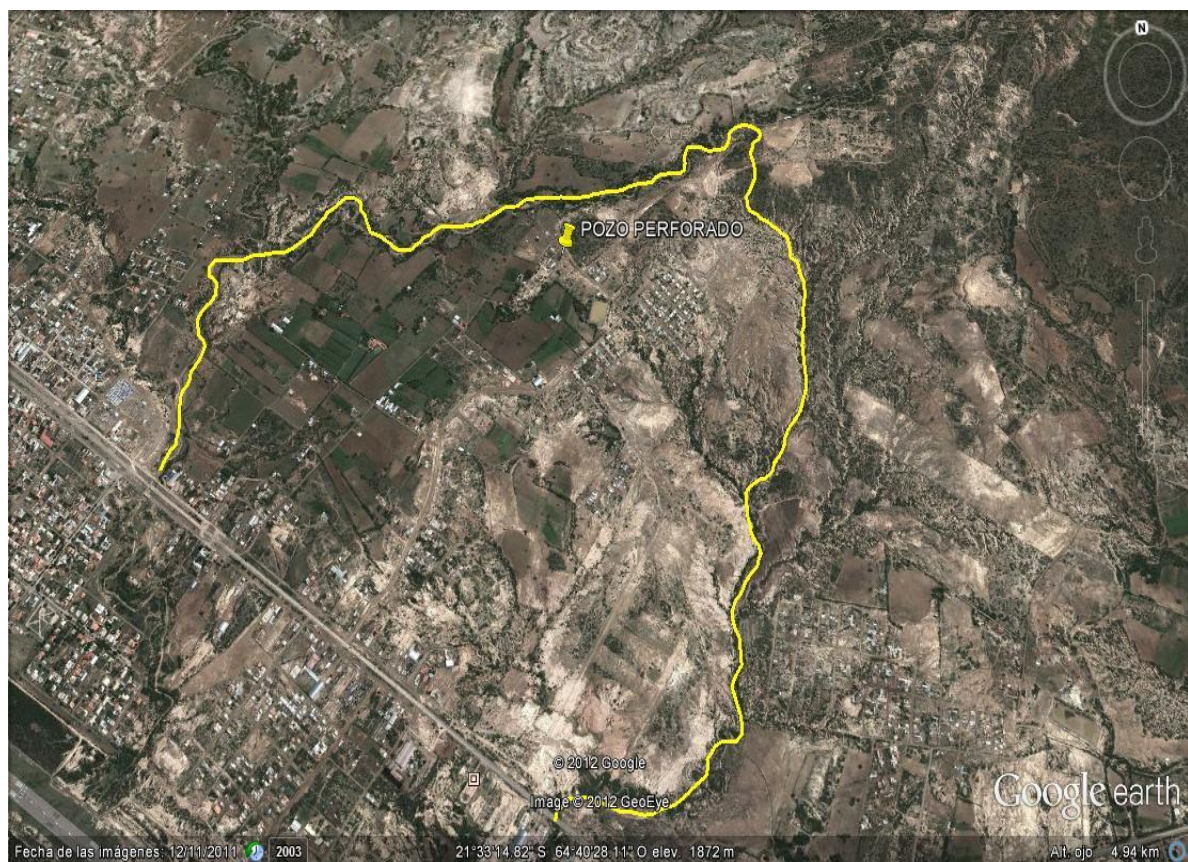
#### 1.1. SELECCIÓN Y DEFINICIÓN DEL TEMA

##### 1.1.1. UBICACIÓN DEL BARRIO

Al barrio lo definen dos quebradas, la Quebrada Torrecillas en la parte superior de la imagen y la Quebrada Cabeza de Toro en la parte inferior y la carretera hacia Bermejo

Coordenadas del pozo perforado Latitud  $21^{\circ}32'54.25''S$

Longitud  $64^{\circ}40'31.13''O$



**Figura 1.1. Ubicación del barrio Torrecillas**

## **1.2. TÍTULO**

“DISEÑO HIDRAULICO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL BARRIO DE TORRECILLAS”

## **1.3. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.3.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

El barrio Torrecillas de la ciudad de Tarija representa una gran extensión territorial de la ciudad, en la cual no se cuenta con servicios básicos en la totalidad del barrio, si bien parte de éste sí cuenta con un sistema completo de agua potable, este funciona por un convenio con Cossalt el cual les provee agua mediante un canal desde el lago San Jacinto y sólo abastece a una pequeña parte del barrio. Debido a esto, el resto barrio necesita una alternativa para beneficiarse del servicio de agua potable, en consecuencia al crecimiento poblacional del barrio este sistema nuevo deberá tener mayor extensión y cubrirlo en su totalidad.

### **1.3.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

*¿Es importante un sistema de agua potable en el barrio Torrecillas?*

Un sistema de agua potable para esta comunidad es de suma importancia debido a que no se cuenta con él en una gran extensión del barrio y en las diversas urbanizaciones se encuentra en un crecimiento poblacional constante.

### **1.3.3. SISTEMATIZACIÓN DEL PROBLEMA**

*¿El sistema de agua potable, reducirá las enfermedades por el consumo de aguas no tratadas?*

*¿Qué ventajas traerá un sistema de agua potable para el barrio Torrecillas?*

*¿Qué perspectivas hacia el aprovechamiento del agua potable se creara en la población favorecida?*

## **1.4. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

El objetivo principal de este proyecto es, mejorar la calidad de vida de los habitantes del barrio Torrecillas.

### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

La realización del presente diseño hidráulico tendrá como objetivos específicos:

- Garantizar un suministro de agua potable, apta para el consumo humano.
- Distribuir el agua de manera domiciliaria, de tal manera que se elimine la inversión del tiempo para conseguir el líquido elemento.
- Disminuir las enfermedades, provocadas por el consumo de aguas no tratadas.

## **1.5. JUSTIFICACIÓN**

El 28 de julio de 2010, la Asamblea General de Naciones Unidas ha aprobado la propuesta del Gobierno del Estado Plurinacional de Bolivia declarando EL DERECHO AL AGUA Y AL SANEAMIENTO COMO DERECHO HUMANO. Alegando entre otros que el derecho al agua potable y al saneamiento es un derecho humano esencial para el disfrute pleno de la vida. El agua potable y el saneamiento no son solamente elementos o componentes principales de otros derechos como “el derecho a un nivel de vida adecuado”. El derecho al agua potable y al saneamiento son derechos independientes que como tal deben ser reconocidos. No es suficiente exhortar a los Estados a que cumplan con sus obligaciones de derechos humanos relativas al acceso al agua potable y al saneamiento. Es necesario convocar a los Estados a promover y proteger el derecho humano al agua potable y al saneamiento.

### **1.5.1. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA:**

En el desarrollo de un sistema de agua potable aplicaremos los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera más específicamente en las materias de hidráulica e ingeniería sanitaria, como así también aplicar materias como: mecánica de suelos, costos, construcciones etc..., de esta manera lograr un diseño completo y viable del sistema de agua potable para el barrio de Torrecillas.

### **1.5.2. JUSTIFICACIÓN TECNICA**

Realizar el “Diseño Hidráulico de Sistema de agua potable para el barrio de Torrecillas”, determinando la ubicación óptima de los componentes del sistema, realizar el diseño hidráulico y estructural, utilizando los recursos hídricos a los que tiene acceso el barrio. Los cual proveerán de agua, buscando así un equilibrio técnico y económico de tal manera que este proyecto sea viable para la comunidad a ser beneficiada.

### **1.5.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

El barrio de Torrecillas representa una extensión considerable dentro de la ciudad de Tarija y no cuenta en su totalidad con un sistema de agua potable, la comunidad en su necesidad de agua, realiza pedidos constantes de este servicio a las autoridades departamentales, pedidos que las autoridades se ven en la obligación de atender, para lo cual es necesario un estudio y diseño de un sistema de agua potable para la comunidad.

Con dicho proyecto se beneficiara a todo el barrio y se cubrirá la necesidad básica de agua potable a cada familia dando solución al problema actual.

### **1.5.4. JUSTIFICACIÓN INSTITUCIONAL**

La Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”, siendo fiel a su visión de ser “Una institución pública y Autónoma reconocida por su Contribución al Desarrollo sostenible del país que interactúa con sectores socio-productivos e instituciones

educativas de la región y el exterior, despliega una elevada calidad académica en la formación competente e integral de la persona para su inserción exitosa a la actividad productiva y al mercado profesional.”

Mediante la materia CIV – 501 “PROYECTO DE GRADO DE INGENIERÍA CIVIL I” Y CIV – 502 “PROYECTO DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL II”, procura integrar exitosamente al mercado integral a los futuros profesionales.

## **1.6. MARCO DE REFERENCIA**

### **1.6.1. MARCO TEÓRICO**

Los estudios y parámetros básicos de diseño, son un conjunto de procedimientos y valores necesarios para el desarrollo del proyecto, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

#### **ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO**

Los estudios básicos deben ser realizados en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas.

Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico.
- Socio-económico y cultural.
- Ambiental.

#### **Estudios técnicos**

Los estudios técnicos deben incluir:

- Evaluación de las posibles fuentes de agua.
- Evaluación de la cuenca.
- Reconocimiento geológico del área del proyecto.
- Estudios de suelos y geotécnicos.
- Trabajos topográficos; ver **Anexo C (Normativo)**.
- Evaluación del estado del sistema de abastecimiento de agua.

### **Estudios socio-económicos y culturales**

Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- Población actual.
- Cobertura del servicio.
- Evaluación de la condición económica de la población.
- Evaluación de las condiciones sanitarias.
- Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua.
- Evaluación de la salud con relación al agua.

### **Estudios ambientales**

Los estudios ambientales deben incluir la evaluación de las condiciones del entorno Ambiental en la zona del proyecto. Particularmente las referidas al uso y conservación de las Fuentes hídricas e hidrogeológicas.

### **PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO**

Los parámetros básicos de diseño deben ser establecidos considerando el área del proyecto y el periodo de vida útil del proyecto. Entre los parámetros básicos de diseño se deben considerar:

- Población del proyecto.
- Consumo de agua.
- Caudales de diseño.
- Periodo de diseño.

### **1.6.2. MARCO CONCEPTUAL**

Los conceptos básicos a utilizar en este proyecto los cuales es de importancia remarcarlos y son de uso en ingeniería son:

**Abatimiento.** Diferencia entre el nivel estático y el nivel dinámico, que es función y consecuencia del proceso de bombeo.

**Ablandamiento del Agua.** Proceso de tratamiento aplicado a las aguas con exceso de sales de calcio y magnesio. Se refiere a la remoción de dureza carbonacea y no carbonacea.

**Acuífero.** Estructura geológica estratigráfica sedimentaria, cuyo volumen de poros está ocupado por agua en movimiento o estática.

**Acuífero confinado.** Acuífero comprendido entre dos capas impermeables, estando el agua contenida en el sometida a presión mayor a la atmosférica.

**Acuífero libre.** Acuífero cuya superficie libre del agua se encuentra a presión atmosférica.

**Aducción.** Conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o directamente a la red.

**Agua cruda.** Agua superficial, subterránea o pluvial en estado natural.

**Agua potable.** Agua que por su calidad física, química radiológica y microbiológica es apta para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

**Agua freática.** Agua subterránea más cercana a la superficie del suelo.

**Aireación.** Proceso por el cual que se produce un contacto entre el aire y el agua a objeto de oxigenarla y/o remocionar gases y sustancias volátiles.

**Almacenamiento total.** Volumen correspondiente a la capacidad de todos los tanques de distribución. Puede referirse a los tanques de almacenamiento de una única zona de presión o a los tanques de almacenamiento de todo el sistema de distribución.

**Azolve.** Lodo o sedimento que obstruye un conducto de agua.

**Calidad del agua.** Se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original.

**Cámara de bombeo.** Depósito de agua, destinado a alojar el dispositivo de succión del equipo de bombeo. Se denomina también cárcamo de bombeo.

**Capacidad de la instalación.** Capacidad que presenta o se asigna a una instalación sobre la base de su infraestructura y recursos disponibles.

**Capacidad de almacenamiento.** Volumen de agua que puede ser almacenado en un tanque.

**Captación.** Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de la fuente.

**Categoría de consumidor.** Clasificación del consumidor o usuario de acuerdo con la actividad y uso que hace del agua y con la cantidad de agua consumida en una unidad de tiempo.

**Cámara de lodos.** Compartimiento diseñado en forma y tamaño tal, que permita la acumulación y posterior extracción de lodos de las plantas potabilizadoras de agua.

**Caudal máximo diario.** Consumo máximo durante 24 horas observado en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, accidentes y fuerza mayor.

**Caudal máximo horario.** Consumo máximo obtenido durante una hora en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, etc.

**Caudal medio diario.** Consumo durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios en el periodo de un año.

**Dotación.** Cantidad de agua que se asigna a un habitante para su consumo por día, expresado en (l/h - d).

**Golpe de ariete.** Fenómeno oscilatorio causado por el cierre rápido de válvulas o, por el paro repentino del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética del líquido en energía elástica almacenada tanto en el agua como en la tubería, provocando sobrepresiones y subpresiones, que pueden originar la ruptura de la tubería.

**Nivel dinámico.** Distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo producido por el bombeo.

**Nivel estático.** Distancia desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo, no afectado por el bombeo.

**Nivel freático.** Nivel de agua subterránea libre más cercano a la superficie del suelo.

**Obra de captación.** Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener agua de una fuente.

**Pileta pública.** Infraestructura civil y accesorios localizados en lugar público, que permiten la distribución del agua a los usuarios o consumidores con fines domésticos.

**Tanque de almacenamiento.** Deposito situado generalmente entre la captación y la red de distribución destinado a almacenar agua y/o mantener presiones adecuadas en la red de distribución.

**Tubería de conducción.** Tubería comprendida entre la planta de tratamiento y/o el tanque de regulación y la red de distribución.

**Tubería de entrada.** Tubería que conduce el agua hacia el interior de un tanque de almacenamiento.

**Tubería de impulsión.** Tubería comprendida entre la salida de la bomba y el tanque de almacenamiento o red de distribución.

**Tubería de limpieza.** Tubería dispuesta de manera tal que permite el desagüe total y la limpieza del interior del tanque.

**Tubería de salida.** Tubería que conduce el agua del interior del tanque de almacenamiento hacia el sistema de alimentación o distribución.

### **1.6.3. MARCO ESPACIAL**

El Proyecto beneficiará al barrio Torrecillas ubicado en la ciudad de Tarija delimitado por las quebradas Cabeza de Toro y la Quebrada de Torrecillas, se lo realizará con la colaboración de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, Unidad de Servicios Básicos de la Gobernación (constancia adjunta al final del perfil).

### **1.6.4. MARCO TEMPORAL**

Se estima acabar el proyecto a más tardar a finales de este año, utilizando datos actuales de topografía y población, y diseñando con un periodo de vida útil de 20 años.

## **1.7. ALCANCE**

El presente proyecto de grado contemplará:

La obtención y recopilación de toda la información necesaria por parte del proponente, el diseño hidráulico de todo el sistema de agua potable desde su obra de captación, el procesos de aducción, su almacenamiento y la red de distribución y una planificación que nos proporcione el costo y tiempo necesario para invertir en la materialización de esta propuesta.

**Recopilación de toda la información necesaria.-** este será el primer paso antes de entrar al diseño hidráulico, buscar una buena información que garantice buenos resultados será lo primordial, para ello se plantea:

**Datos de la población:** que nos permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades.

**Levantamiento topográfico:** necesario para el diseño hidráulico, buscando el mejor trazo en consenso de la comunidad de manera que no se tenga ningún problema para su posterior construcción.

**Análisis de la cantidad de agua:** para asegurar un suministro se contrastara el caudal de diseño requerido por el sistema con el caudal mínimo de la fuente de captación de esta manera asegurando su funcionalidad.

**Análisis de la calidad del agua:** se tomará una muestra de la fuente de captación y se la llevará a un laboratorio especializado. El mismo nos proporcionara datos confiables acerca de la calidad del agua y si requiere de algún tratamiento para su consumo.

**El diseño hidráulico.-** en base a toda la información se procederá al dimensionamiento de las estructuras comprometidas al sistema:

La obra de toma

- El proceso de potabilización según sea necesario de acuerdo al resultado de los análisis de laboratorio.
- El sistema de aducción y todas sus obras complementarias que se requieran en su recorrido.

- El tanque de regulación.
- La red de distribución.

**La planificación de obra.-** una vez concluida la etapa de diseño hidráulico, se procederá a la planificación de obra que comprenderá:

**Un presupuesto de obra:** el mismo nos permitirá saber el costo que se requiere para la construcción del sistema de agua potable, mostrando en detalle de precios unitarios, cálculos métricos, como un resumen de materiales necesarios.

**Un cronograma de actividades:** no mostrara el tiempo necesario para la culminación de la obra como la ruta crítica de actividades.

**Documentación final.-** todo el trabajo será debidamente documentado y representado gráficamente por planos del diseño hidráulico:

- Plano de la obra de toma
- Planos de la aducción
- Plano de obras complementarias
- Planos de la red de distribución
- Especificaciones Técnicas.

## CAPITULO II

### DESCRIPCIÓN DEL AREA DEL PROYECTO

#### 2.1. INFORMACIÓN GENERAL

##### 2.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El barrio de Torrecillas, se encuentra ubicada en el distrito 10 la capital del Municipio de Tarija, Primera Sección de la Cercado, a afueras de la capital del Departamento – Ciudad Tarija, se encuentra ubicado al Sur de esta provincia, entre las coordenadas:

**Geodésicas:**

21°33'15.52" - 21°32'44.35" Latitud SUR

64°41'19.79" - 64°40'10.31" Longitud OESTE

##### 2.1.2 LIMITES TERRITORIALES

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

Al Norte con el barrio Simón Bolívar (Distrito 10 de la Provincia Cercado).

Al Sur con el barrio San Luis ((Distrito 11 de la Provincia Cercado).

Al Oeste con el barrio San Jorge II (Distrito 10 de la Provincia Cercado).

Al Este con el Portillo

#### 2.2. CARACTERISTICAS DE LA ZONA

##### 2.2.1 CLIMATOLÓGICAS

###### a) Temperatura

La zona presenta una temperatura media de 18 °C, presentando los siguientes valores extremos:

Temperatura máxima..... 39.3°C

Temperatura mínima..... -9.5°C

###### b) Pluviométrica

Presenta también una precipitación promedio de 604.88 mm de lámina de lluvia, precipitación máxima en 24 hrs. de 125 mm de lámina de lluvia con un promedio de 67 días de lluvia al año y una velocidad del viento de 6 km/hr con dirección sud-este.

### c) Climatológica

La zona presenta un clima árido según la clasificación de Lang.

#### **2.2.2 GEOMORFOLÓGICAS**

Realizando la visita apropiada al lugar donde se sitúa el proyecto, se puede definir que presenta un paisaje con llanuras fluvio-lacustre, presentando pendientes onduladas que varían entre el 6 – 10 %, con una elevación máxima de 1949.28 m.s.n.m. y mínima de 1859.34 m.s.n.m.

#### **2.2.3. HIDROLÓGICAS**

El barrio TORRECILLAS se encuentra ubicado dentro de la sub-cuenca El Monte, perteneciente a la cuenca del río Guadalquivir, siendo límites de la urbanización al margen derecho la quebrada Cabeza de Toro y al margen izquierdo la quebrada Torrecillas, siendo esta última de gran importancia ya que presenta crecidas históricas que pueden afectar la zona en estudio, la más significativa la registrada el año 1992.

#### **2.2.4. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE**

El barrio Torrecillas tiene una extensión importante por lo que está subdividido en varias urbanizaciones de las cuales la urbanización Vela y la urbanización Montecristo ya están completamente construidas e incluso cuentan con una unidad educativa. Sin embargo las urbanizaciones nuevas como ser Las Retamas y León Rengel y varios asentamientos los cuales están en etapa de legalización no cuentan con sistemas de agua potable es por esto que el barrio gestiona la excavación de un pozo realizado por PRODASUT, el cual está disponible para la proyección del sistema para las urbanizaciones Las Retamas y León Rengel las cuales constan de un área de 50 ha, ya se cuenta con una apertura de vías y loteamiento de las urbanizaciones.

### **2.2.5. SERVICIOS BASICOS**

Como se mencionó anteriormente el barrio Torrecillas está dividido en varias urbanizaciones de las cuales la urbanización Las Retamas y la urbanización León Rengel no cuentan con servicios de agua potable ni alcantarillado, las urbanizaciones más antiguas Vela y Monte Cristo cuentan con los siguientes servicios:

- a) Agua potable: cuenta con un abastecimiento de agua mediante un canal que viene desde San Jacinto el cual almacena en un reservorio y posteriormente en un tanque la cual abastece a los dos barrios y provee piletas públicas a las nuevas urbanizaciones y asentamientos.
- b) Alcantarillado sanitario: Cuentan con una red de alcantarillado que pueda evacuar las aguas servidas y una pequeña planta de tratamiento.
- c) Energía Eléctrica: es el único servicio que cuentan con calidad y cantidad necesaria para todo el barrio, satisface la demanda actual ya que se encuentra conectada a la red general de la ciudad de Tarija.

## CAPITULO III

### ESTUDIOS PRELIMINARES Y PARAMETROS DE DISEÑO

#### 3.1. ESTUDIOS TECNICOS

##### 3.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

El estudio topográfico se realizó por el gabinete topográfico de la Unidad de Servicios Básicos de la Gobernación utilizando un equipo de estación total **SOKKIA SET 550X** y referenciándose en un BM existente al ingreso del barrio, obteniendo 800 puntos con coordenada UTM y cota sobre el nivel del mar.

*Ver ANEXO 1. Estudios Preliminares.*

#### 3.2. ESTUDIOS AUXILIARES Y COMPLEMENTARIOS

##### 3.2.1. ESTUDIOS HIDROGEOLOGICAS

Con el fin de definir las características hidrogeológicas de la zona donde se emplazará el proyecto, es necesario contar con datos provenientes de dos pruebas muy importantes para el estudio como ser el sondeo vertical eléctrico y la prueba de bombeo, ya que nos indicara la existencia del caudal necesario para cumplir la demanda. Dicho estudio fue realizado por PRODASUT en el pozo ya perforado por la misma institución. Al concluir el estudio se pudo llegar a los siguientes resultados:

Tabla 3.1. Resumen de resultados estudios hidrogeológicos

Tipo de fuente de abastecimiento	Aguas Subterráneas
Clasificación de las aguas	Aguas freáticas
Nivel estáticos (N.E.) (m)	37.8
Nivel dinámico (N.D.) (m)	84.52
Nivel de bombeo (N.B.) (m)	94
Rendimiento (Qs) (l/s)	5

Fuente: PRODASUT.

*Ver ANEXO 1. Estudios Preliminares.*

### 3.2.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Luego de haberse realizado el respectivo estudio de suelos con el fin de definir las características geotécnicas de la zona, donde se pudo denotar que en el lugar existe la presencia de Arena fina, pobremente graduada, con grava y arena, algo o nada de finos.

Ver ANEXO 1. Estudios Preliminares.

### 3.3. POBLACIÓN DEL PROYECTO

Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual se establece con base en la población inicial.

**Población inicial**, es el número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico.

En Bolivia, el organismo estatal encargado de llevar los datos oficiales acerca del crecimiento poblacional es el instituto nacional de estadística INE.

Los indicadores demográficos definen:

- El perfil y las tendencias demográficas de una población.
- Ciertas características y tendencias sociales de la misma, específicamente las vinculadas con la dinámica demográfica (fecundidad, mortalidad y migraciones).
- Algunos aspectos de tipo estructural (de territorio o de hogares, por ejemplo) que combinan rasgos demográficos y sociales.

Crecimiento por componentes

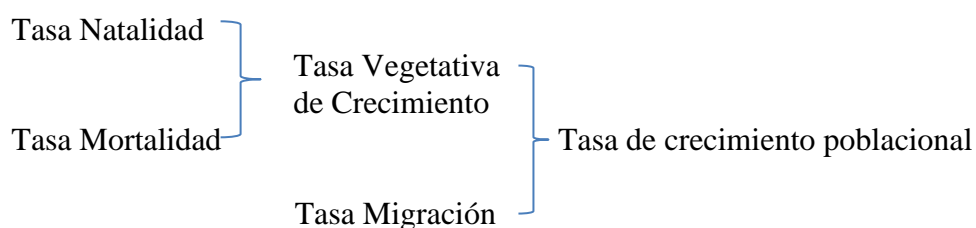


Tabla 3.2. Indicadores Demográficos

Indicadores Demográficos (Tarija)		
<b>Tasa de natalidad</b>	25.83	%
<b>Tasa de mortalidad</b>	6.19	%
<b>Saldo migratorio</b>	-0.92	%

Fuente INE

### 3.3.1. MÉTODOS DE CÁLCULO

Para justificar la factibilidad del presente proyecto, analizaremos la demanda de habitantes para la situación sin proyecto y una proyección de la demanda a un determinado tiempo de los habitantes, para el correspondiente proyecto.

Los métodos y modelos matemáticos adoptados para determinar la población futura son los recomendados por la Norma Boliviana del Agua Potable, los mismos que se detallan a continuación.

### 3.3.2. APLICACIÓN DE MÉTODOS SEGÚN EL TAMAÑO DE POBLACIÓN

Tabla 3.3. Métodos de Cálculo para la estimación de la Población Futura

Método	Población (Habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	x		
Geométrico	X	x	x	x
Exponencial	x (2)	x(2)	x(1)	x
Curva Logística				x

(1) Optativo, Recomendable

(2) Sujeto a Justificación

FUENTE NB689 Agua Potable NORMA.

De acuerdo a las recomendaciones que se detallan en la tabla anterior los métodos a emplear para el cálculo de la población futura son:

- Método Aritmético: 
$$P_f = P_o \left( 1 + \frac{i \times T}{100} \right)$$

- Método Geométrico: 
$$P_f = P_o \left( 1 + \frac{i}{100} \right)^T$$

Dónde:  $P_f =$  Población Futura en Habitantes

$P_o =$  Población Inicial en Habitantes

$i$  = índice de crecimiento poblacional anual en %

$T$  = Numero de años de Estudio o Periodo de Diseño

### 3.3.3. PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 3.4. Periodo de Diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20000 habitantes	Población mayor a 20000 habitantes
Obra de captación	10 - 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
<b>Equipamiento:</b>		
Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
Equipos de combustión interna	5	5

FUENTE NB689 Agua Potable NORMA

## 3.4. CONSUMO DE AGUA

### 3.4.1. DOTACIÓN MEDIA DIARIA.

La Dotación Media Diaria se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen de agua equivalente utilizado por una persona en un día.

De acuerdo a la Norma Boliviana del Agua Potable consideran las siguientes dotaciones referenciales:

Tabla 3.5. Dotación Media Diaria

Zona	Población (Habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mas de 100000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350

FUENTE NB689 Agua Potable

Para sistemas nuevos de agua potable, en zonas rurales, donde la disponibilidad de agua no llegue a cubrir la demanda de la población (consumo restringido) se debe calcular la dotación en base al caudal mínimo de la fuente y la población futura. En caso de establecer una dotación menor a 30 l/hab-d, se deben considerar solamente piletas públicas.

Debido a la poca cantidad de agua que existe en la zona, y considerando la población beneficiaria, además teniendo en cuenta que la zona de influencia del proyecto tiene condiciones similares a las características de los valles es que se adopta la siguiente dotación media diaria para el sistema.

### 3.4.2. DOTACIÓN FUTURA

Tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma Boliviana para el Diseño de Sistemas de Agua Potable, que se detallan, y teniendo en cuenta que el presente sistema, se proyectó a modo de atender las necesidades de la comunidad durante un determinado periodo, por lo que, para la fijación del tiempo para el cual se considera funcional el Tanque Elevado, se adopta un tiempo de 20 años, que es el tiempo para el cual el sistema es eficiente al 100 % ya sea por la capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Además se hace imprescindible tomar en cuenta las posibles fluctuaciones de esta dotación estimada, de ahí que por recomendaciones de la Norma Boliviana, a esta dotación inicial adoptada, se la debe afectar por un coeficiente de variación anual, que

oscila entre 0.5 y 2 %. Para el presente proyecto se asume un coeficiente de variación anual de 0.5 % para así no mayorar mucho nuestra dotación debido a que no se cuenta con una gran disponibilidad de agua.

La dotación futura se puede estimar haciendo uso de la fórmula del método geométrico, que es la siguiente expresión:

$$D_f = D_o \left( 1 + \frac{d}{100} \right)^T$$

Dónde:  $D_f = \text{Dotacion Futura en [Lts/Hab. -Dia]}$

$D_o = \text{Dotacion Inicial en [Lts/Hab. -Dia]}$

$d = \text{Variación anual de la dotacion en \%}$

$T = \text{Numero de años de estudio en Año.}$

### 3.5. CAUDALES DE DISEÑO

#### 3.5.1 CAUDAL MEDIO DIARIO

Es el consumo medio diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{P_f \times D_f}{86400}$$

Dónde:  $Q_{md} = \text{Caudal medio diario en [Lts/s]}$

$P_f = \text{Poblacion futura en [hab.]}$

$D_f = \text{Dotacion futura en [Lts/Hab. -Dia]}$

#### 3.5.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario por el

coeficiente K1 que varía según las características de la población, y está dado por la siguiente expresión:

$$Q_{max.d} = Q_{md} \times K_1$$

Donde.  $Q_{max.d}$  = Caudal máximo diario en [lts/s]

$Q_{md}$  = Caudal medio diario en [lts/s]

$K_1$  = Coeficiente de caudal máximo diario

Donde el coeficiente k1, según la Norma Boliviana, varía entre 1.2 y 1.5. En el caso del presente proyecto se ha adoptado el valor de 1.2 para k1 debido a la escases de agua y no podemos mayorar más nuestro caudal de diseño.

### 3.5.3. CAUDAL MÁXIMO HORARIO

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_{max.H} = Q_{max.d} \times K_2$$

Dónde:  $Q_{max.H}$  = Caudal máximo horario en [lts/s]

$Q_{max.d}$  = Caudal máximo diario en [lts/s]

$K_2$  = Coeficiente de caudal máximo horario

Donde el parámetro K2, según la Norma Boliviana se determina de la siguiente tabla utilizando la población de diseño.

Tabla 3.6. Valores Coef. K2 para mayoracion a caudal máximo horario.

Población (habitantes)	Coeficiente (K2)
Hasta 2000	2,2 - 2,0
De 2001 a 10000	2,0 - 1,8
De 10001 a 100000	1,8 - 1,5
Más de 100000	1,5

FUENTE NB689 Agua Potable NORMA

Ver ANEXO 2. Parámetros de Diseño

## **CAPITULO IV**

### **FUENTES Y FORMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA**

#### **4.1. DEFINICIÓN**

Se consideran fuentes de agua a los cursos de agua superficial, agua subterránea y agua de lluvia que son utilizados para abastecimiento público y privado.

#### **4.2. TIPOS DE FUENTES DE AGUA**

Las fuentes de abastecimiento de agua pueden ser:

- subterráneas: manantiales, pozos, nacientes;
- superficiales: lagos, ríos, canales, etc.; y
- pluviales: aguas de lluvia.

#### **4.3. SELECCIÓN DE FUENTES DE AGUA**

Para la selección de la fuente de abastecimiento deben ser considerados los requerimientos de la población, la disponibilidad y la calidad de agua durante todo el año, así como todos los costos involucrados en el sistema, tanto de inversión como de operación y mantenimiento. Adicionalmente, se deben considerar eventuales efectos ambientales.

El tipo de fuente de abastecimiento influye directamente en las alternativas tecnológicas viables. El rendimiento de la fuente de abastecimiento puede condicionar el nivel de servicio a brindar. La operación y el mantenimiento de la alternativa seleccionada deben estar de acuerdo a la capacidad de gestión de los beneficiarios del proyecto, a costos compatibles con su perfil socio económico.

El primer paso para diseñar un sistema de agua potable, es elegir una fuente de agua que tenga buena calidad y que produzca agua en cantidad suficiente para abastecer a la población beneficiada.

El planeta tiene aproximadamente 1350 millones de kilómetros cúbicos de agua. La cantidad total de agua que hay en la tierra se distribuye de la manera que se ve en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Distribución del volumen de agua del planeta

Descripción	Porcentaje	Volumen ( km <sup>3</sup> )
<b>Agua superficial</b>	0.017%	230 850
<b>Lagos de agua dulce</b>	0.009%	121 500
<b>Lagos de agua salada</b>	0.008%	108 000
<b>Ríos y corrientes</b>	0.0001%	1 350
<b>Agua sub superficial</b>	0.625%	8 437 500
<b>Humedad del suelo</b>	0.005%	67 500
<b>Agua subterránea</b>	0.031%	4 185 000
<b>Agua subterránea profunda</b>	0.031%	4 185 000
<b>Casquetes polares y glaciares</b>	2.15%	29 025 000
<b>Atmosfera</b>	0.001%	13 500
<b>Océanos</b>	97.02%	1 312 200 000
<b>Total</b>	100%	1 350 000 000

Fuente: Recursos Hidráulicos Félix Rocha

El agua dulce, a la que se puede tener acceso más o menos directo, representa sólo el 0.32% (4 307 850 km<sup>3</sup>) de la cantidad total del planeta, de esta última cantidad el 97% es agua subterránea.

#### 4.4. AGUAS SUPERFICIALES

Son las aguas que circulan sobre la superficie del suelo. El agua superficial se produce por la escorrentía generada a partir de las precipitaciones o por el afloramiento de aguas subterráneas. Pueden presentarse en forma correntosa, como en el caso de corrientes, ríos y arroyos, o quietas si se trata de lagos, reservorios, embalses, lagunas, humedales, estuarios, océanos y mares.

##### 4.4.1. CAPTACIONES SUPERFICIALES

Entre los tipos de fuentes de aguas superficiales se consideran:

- a) Cursos de agua natural (ríos, riachuelos, arroyos, quebradas): Son cuerpos de agua que fluyen permanente o intermitentemente a través de depresiones geomorfológicas naturales y pueden ser:
  - Cursos de agua de montaña, que se caracterizan por tener pendientes pronunciadas.
  - Cursos de agua de llanura, que se caracterizan por tener, pendientes bajas.
- b) Reservorios de agua (lagos, lagunas, embalses): Son depresiones geomorfológicas naturales que permiten la acumulación de agua con los aportes de afluentes y/o precipitaciones pluviales y pueden ser:

- Reservorios de montaña, que se caracterizan en general por tener áreas de aporte limitadas, deshielos y aguas con bajo contenido de agentes contaminantes.
- Reservorios de llanura, que se caracterizan por tener áreas de aporte mayores.

#### **4.5. AGUAS SUBTERRÁNEAS**

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo, en los distintos estados y relaciones de composición con la parte sólida y gaseosa, se conoce como agua subterránea

Antiguamente se creía que las aguas subterráneas procedían del mar y habían perdido su salinidad al filtrarse entre las rocas. Hoy se sabe que es agua procedente de la lluvia. Las aguas subterráneas forman grandes depósitos que en muchos lugares constituyen la única fuente de agua potable disponible.

A veces, cuando circulan bajo tierra, forman grandes sistemas de cuevas y galerías. En algunos lugares regresan a la superficie, brotando de la tierra en forma de fuentes o manantiales. Otras, hay que ir a recogerlas a distintas profundidades excavando pozos.

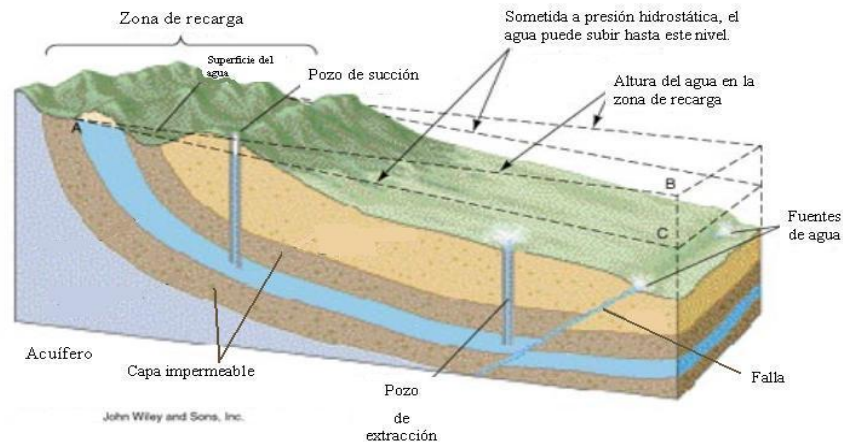
La hidrogeología es la ciencia que se ocupa del estudio de las aguas subterráneas. El abordaje de las cuestiones hidrogeológicas abarca: la evaluación de las condiciones climáticas de una región, su régimen pluviométrico, la composición química del agua, las características de las rocas como permeabilidad, porosidad, figuración, su composición química, los rasgos geológicos y geotectónicos.

##### **4.5.1. ACUÍFEROS**

Acuífero es el nombre que se le da a una capa de roca capaz de almacenar gran cantidad de agua. Algunas capas son mejores para almacenar agua que otras, por ejemplo, una capa de arenisca puede almacenar bastante agua pero, una capa de pizarra no puede. La habilidad del material para almacenar agua depende de cuán fino es el grano.

Dentro de un acuífero a veces ocurre el ablandamiento del agua, o la alteración en los contenidos de materiales disueltos en el agua en contacto con el suelo acuífero.

Figura 4.1. Ilustración de un acuífero



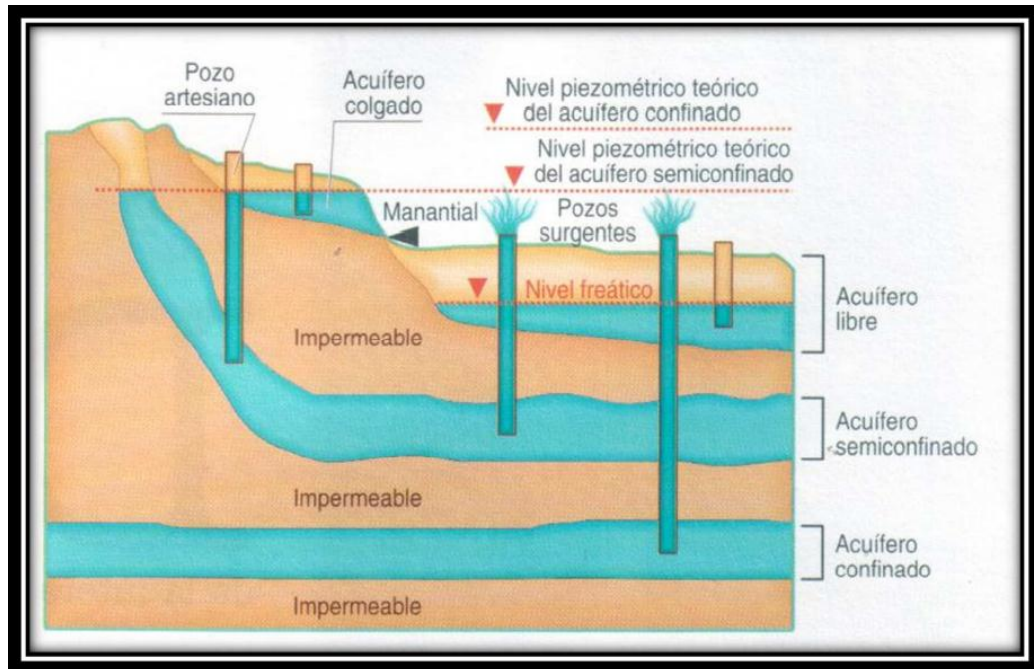
Los acuíferos pueden dividirse en:

- Los acuíferos porosos son sedimentos granulares como las arenas o areniscas.
- Los acuíferos fisurados están compuestos por rocas “duras” que desarrollan porosidad por la presencia de rajaduras.
- Los acuíferos químicos o por disolución son los constituidos por rocas fundamentalmente carbonáticas.

Los acuíferos pueden ser clasificados también en función de la capacidad de transmisión de agua de la capa que constituye su límite superior o techo (camada confinante superior) y su piso o límite inferior (camada confinante inferior), además de la presión de las aguas en relación a la presión atmosférica. De esta manera se tienen:

- Los acuíferos libres (o no confinados) están compuestos por un piso (roca) impermeable y el techo se encuentra en la superficie del terreno (ver figura 4.2.).
- Los acuíferos confinados (o bajo presión) se encuentran cubierto por un techo y apoyado sobre un piso, ambos impermeables (ver figura 4.2.).
- Los acuíferos semiconfinados son acuíferos en el cual por lo menos una de las capas confinantes (techo o piso) es semipermeable (limos, limos arcillosos), permitiendo la entrada o salida de agua por drenaje ascendente o descendente (ver figura 4.2.).

Figura 4.2. Acuíferos libres, confinados y semiconfinados



#### 4.5.1.1. PARÁMETROS DE USO GENERAL EN ACUÍFEROS

Los parámetros que se tienen que tener en cuenta en un acuífero son: la porosidad, la permeabilidad o conductividad hidráulica, la transividad y el coeficiente de almacenamiento.

##### 4.5.1.1.1. POROSIDAD

La porosidad de un material es la relación existente entre el volumen de vacíos o espacios ocupados por el agua, y el volumen total del material, expresado en porcentaje:

$$POROSIDAD = \left( \frac{W}{V} \right) * 100$$

Donde:

W = volumen de agua

V = volumen total de la muestra

Algunos materiales típicos que conforman los acuíferos tienen las siguientes propiedades, como valores promedio (ver tabla 4.2):

Tabla 4.2: Algunos Materiales de los Acuíferos

Material	Porosidad (%)	Rendimiento específico (%)	Permeabilidad m3/dia/m2
<b>Arcilla</b>	45	3	0.0004
<b>Arena</b>	35	25	41
<b>Grava</b>	25	22	4100
<b>Grava y arena</b>	20	16	410
<b>Arenisca</b>	15	8	4.1
<b>Cuarcito y granito</b>	1	0.5	0.0004

Fuente: Norma Boliviana NB-689

#### 4.5.1.1.2. PERMEABILIDAD Y CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

También llamado coeficiente de conductividad hidráulica, representa la velocidad promedio del flujo subterráneo a través del medio poroso saturado que compone el acuífero y sobre la cual influyen las propiedades del fluido, el tamaño de poros y granos del suelo, su textura y su estructura o empaquetamiento.

Fórmula de Ernst generalizada según la siguiente expresión:

$$K = \frac{C * \Delta y}{\Delta t} ; C = \frac{(4,62 * r^2 * H)}{(20 * r + H) * (2 * H - y)}$$

Donde:

Y = descensos medidos a partir del nivel estático m

H = desnivel entre el fondo de la perforación y el nivel estático m

R = radio de la perforación m

#### 4.5.1.1.3. TRANSITIVIDAD

Es la capacidad de un acuífero de transmitir agua y es igual a la conductividad multiplicada por el espesor del acuífero:

$$T = k * H$$

Donde k es la conductividad hidráulica. H es el espesor del acuífero.

#### 4.5.1.1.4. COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO

Se define como coeficiente de almacenamiento ( $s$ ) del acuífero al volumen desplazado por una columna del acuífero de superficie unitaria ( $1 \text{ cm}^2$ ) cuando la superficie freática desciende un valor unitario ( $1 \text{ cm}$ ) en un acuífero libre, lo que equivale esencialmente al rendimiento específico (porosidad eficaz). Los valores promedio de  $s$  para acuíferos libres oscilan entre 0.3 a 0.05, mientras que para acuíferos cautivos, están entre 0.001 a 0.00001.

#### 4.5.1.1.5. GRANDIENTES Y CARGAS

La napa freática es muy importante cuando se habla de aguas subterránea, la posición de la misma se da desde un nivel de referencia que podría ser el nivel del mar, o la boca del pozo en la mayoría de los casos. Se mide la altura en un pozo estático, y esta se extrae de la altura del punto desde donde se efectúan las mediciones.

En aguas subterráneas la velocidad es muy baja, entonces se tiene:

$$E = Z + \frac{P}{\delta} + \frac{v^2}{2g} \quad \text{o} \quad ht = Z + hp$$

*Altura de carga total = altura del nivel de referencia + altura de presión*

### 4.6. HIDRÁULICA DE POZOS

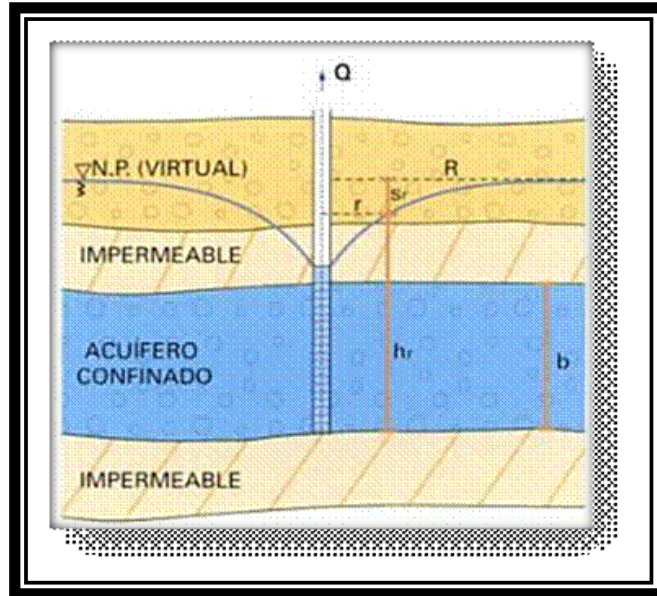
La hidráulica de pozos, esta largamente basada en la ecuación derivada por Darcy. Con ella se pueden determinar las características de los pozos, las mismas que servirán en una fase posterior, al dimensionamiento de pozos.

#### 4.6.1. RÉGIMEN PERMANENTE DE UN POZO

##### 4.6.1.1. ACUÍFERO CONFINADO

En la figura 4.3. Se representa el cono de descensos generado por el flujo radial del agua hacia un sondeo, a través de un **acuífero confinado**, de espesor constante.

Figura 4.3.: Acuífero Confinado en Régimen Permeable



Aplicamos la ley de Darcy al flujo del agua:

$$Q = K * A * i$$

Donde:

$Q$  = caudal que atraviesa la sección de área  $a$  (igual al caudal cte. que está siendo bombeado)

$A$  = sección por la que circula el agua =  $2 * \pi * r * b$  [ $b$  = espesor del acuífero]

$K$  = permeabilidad del acuífero

$i$  = gradiente hidráulico =  $dh/dr$

De la figura 4.3. se tiene:

$$Q = (2 * \pi * r * b) * K * \frac{dh}{dr}$$

$$\frac{dr}{r} = \frac{2 * \pi * b * K}{Q} * dh$$

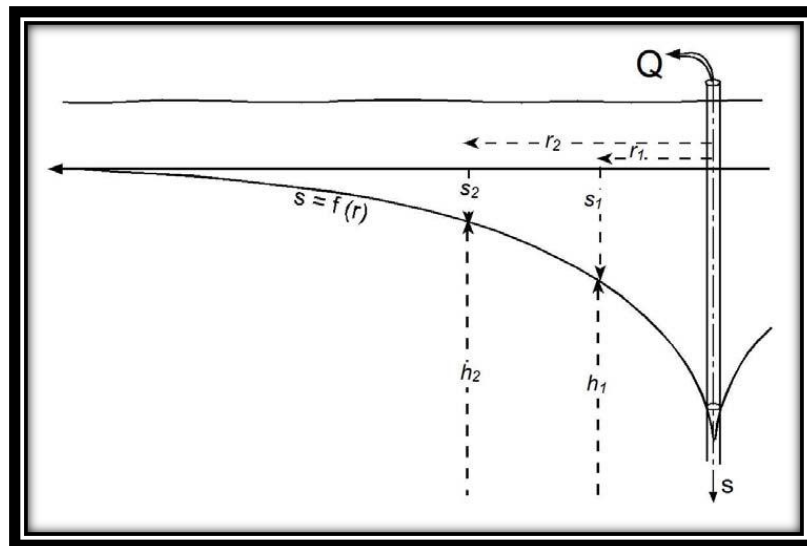
Integrando entre  $r_1$ ,  $r_2$ ,  $h_1$  y  $h_2$ :

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi K b}{Q} \int_{h_1}^{h_2} dh$$

Tenemos la siguiente solución:

$$\ln r_2 - \ln r_1 = \frac{2\pi T}{Q} (h_2 - h_1)$$

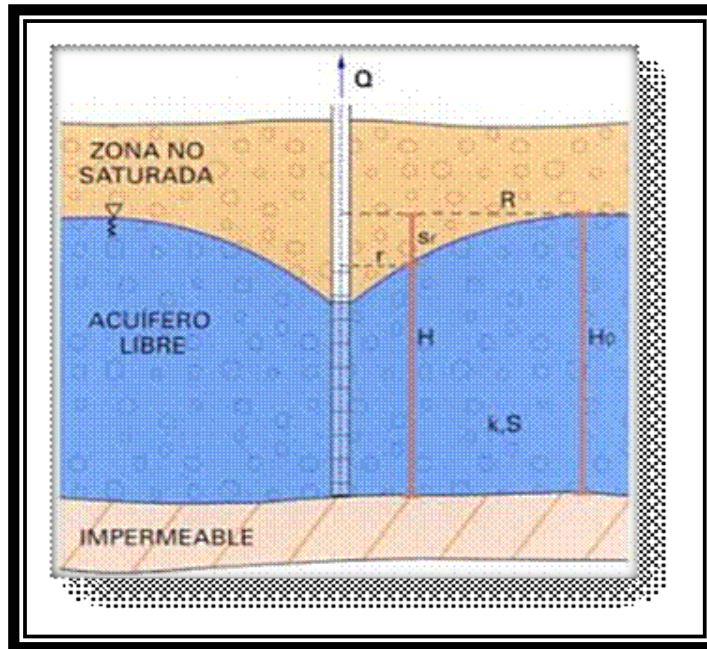
**Figura 4.4.:** Niveles de descensos en dos puntos de observación



#### 4.6.1.2. ACUÍFERO NO CONFINADO

Nos encontramos con dos fuentes de error: la menor de ellas consiste en que el flujo no es horizontal y por tanto las superficies equipotenciales no tienen forma cilíndrica.

**Figura 4.5.:** Acuífero no confinado en régimen permeable



Aplicando Darcy al flujo a través de un cilindro de radio  $r$  y altura  $h$  (ver figura 4.5.).

$$Q = (2 * \pi * r * b) * K * \frac{dh}{dr} \quad ; \quad \frac{dr}{r} = \frac{2 * \pi * b * K}{Q} * dh$$

Recordemos que en confinados simplificábamos haciendo *espesor*  $.k = t$ , pero aquí el espesor  $h$  no es constante.

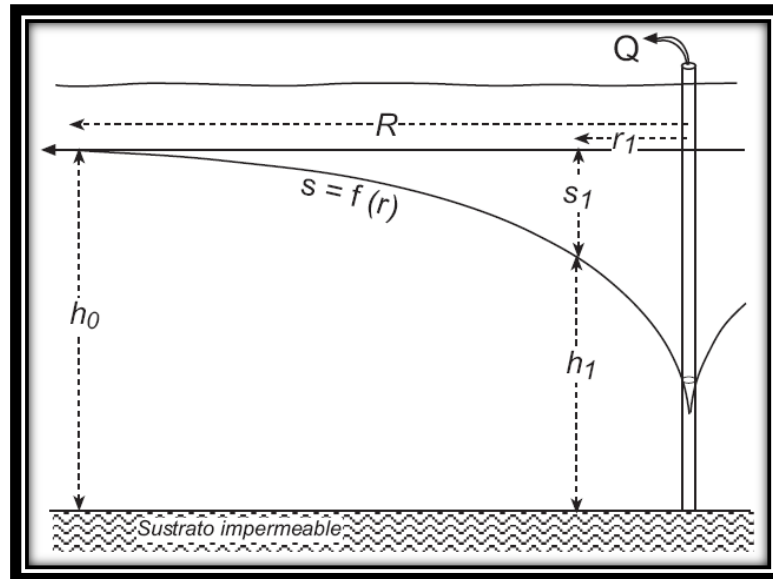
Allí integrábamos entre dos distancias cualesquiera,  $r1$  y  $r2$ , aquí tomaremos  $r1$  y  $r$  (radio del cono); para estas distancias, los potenciales (altura del agua) serán, respectivamente  $h1$  y  $h0$  (ver figura 4.5).

Integrando entre  $r1$  y  $r$ :

$$\int_{r1}^R \frac{dr}{r} = \frac{2\pi K b}{Q} \int_{h1}^{h0} h dh$$

$$[\ln r]_{r1}^R = \frac{2\pi K b}{Q} \left[ \frac{h^2}{2} \right]_{h1}^{h0}$$

**Figura 4.6.:** Niveles de descensos en un punto de observación



Tenemos la siguiente solución:

$$\text{Ln} \frac{R}{r_1} = \frac{\pi K}{Q} (h_0^2 - h_1^2)$$

#### 4.6.2. RÉGIMEN NO PERMANENTE DE UN POZO

Cuando ocurre un flujo de este tipo, existen métodos mediante los cuales, podemos extraer las características del acuífero del cual se está bombeando.

Se estudiara los métodos de Theiss y Jacobs. Este tipo de flujo está sujeto a las suposiciones básicas:

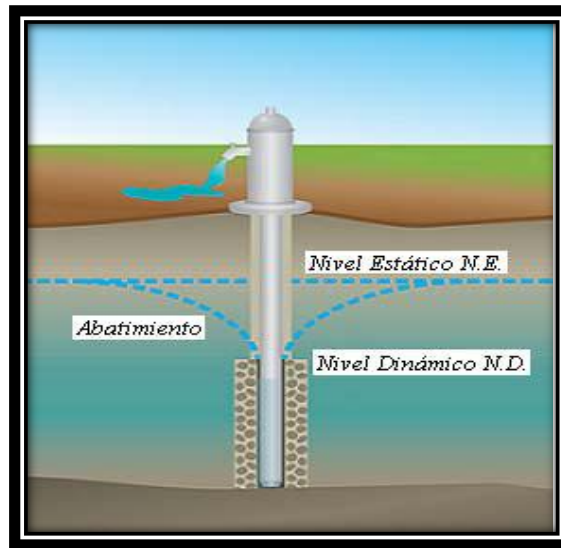
- Acuífero confinado perfecto.
- Acuífero de espesor constante, isótropo y homogéneo.
- Acuífero infinito.
- Superficie piezométrica inicial horizontal (=sin flujo natural).
- Caudal de bombeo constante.
- Sondeo vertical, con diámetro infinitamente pequeño.
- Captación "completa" (= que atravesase el acuífero en todo su espesor).

## 4.7. PERFORACIÓN DE POZOS

La obra de captación de una fuente subterránea la constituye el pozo o la galería de infiltración.

A fin de lograr el mejor diseño es necesario establecer algunas definiciones y características de los pozos (ver figura 4.7.).

**Figura 4.7.:** Características de un pozo



**Nivel dinámico (ND):** medida del nivel de agua de un pozo en producción, relativa a la superficie del terreno en el lugar.

**Nivel estático (NE):** medida de nivel de agua en un pozo, en reposo o estancamiento, relativo a la superficie del terreno en el lugar.

**Abatimiento (m):** la distancia vertical medida desde el nivel estático al nivel del agua cuando opera una bomba. Con frecuencia este valor se obtiene de pruebas realizadas durante un aforo.

Un pozo para abastecimiento de agua es un hueco profundizado en la tierra para interceptar acuíferos o mantos de aguas subterráneas.

Los pozos se clasifican en cinco tipos de acuerdo con el método de construcción.

- **Pozo excavado**, aquel que se construye por medio de picotas, palas, etc., o equipo para excavación como cucharones de arena.

- **Pozo taladrado**, aquel en que la excavación se hace por medio de taladros rotatorios, ya sean manuales o impulsados por fuerza motriz.
- **Pozo a chorro**, aquel en que la excavación se hace mediante un chorro de agua a alta velocidad.
- **Pozo clavado**, aquel que se construye clavando una rejilla con punta, llamada puntera. A medida que esta se calva en el terreno, se agregan tubos o secciones de tubos enroscados.
- **Pozo perforado**, la excavación se hace mediante sistemas de percusión o rotación.

#### 4.7.1. MÉTODOS DE PERFORACIÓN

Una perforación es un hueco que se hace en la tierra, atravesando diferentes estratos, entre los que puede haber unos acuíferos y otros no acuíferos; unos consolidados y otros no consolidados. Cada formación requiere un sistema de perforación determinado.

Existen métodos mecanizados y manuales para perforar pozos, pero todos se basan en dos modalidades: percusión y rotación. Así mismo, se emplea una combinación de ambas modalidades.

##### 4.7.1.1. PERFORACIÓN POR PERCUSIÓN

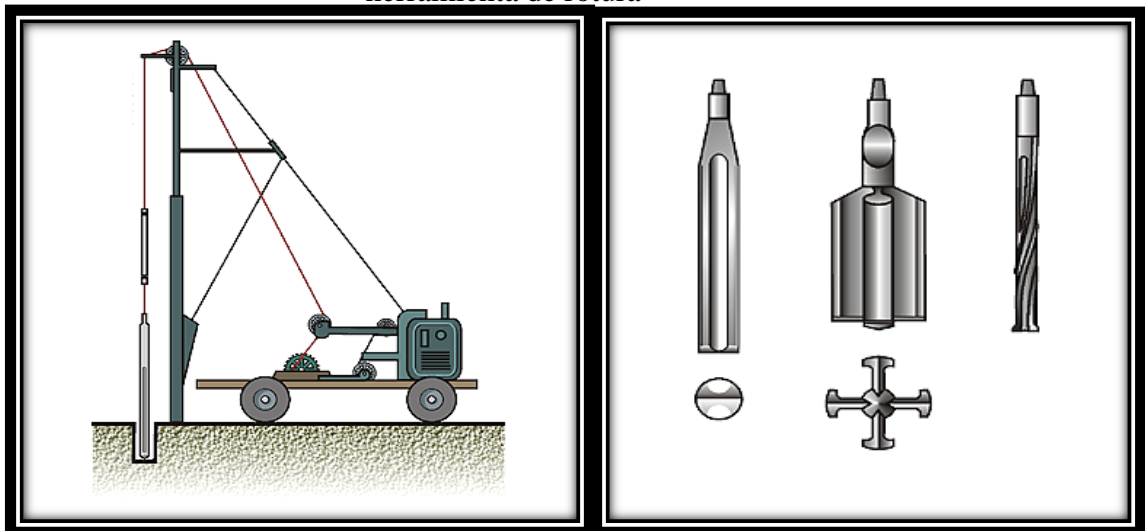
El método se basa en la caída libre de un peso en sucesión de golpes rítmicos dados contra el fondo del pozo (ver figura 4.8).

Figura 4.8:

a) Equipo motorizado de perforación de percusión

b) El trepano es la

herramienta de rotura

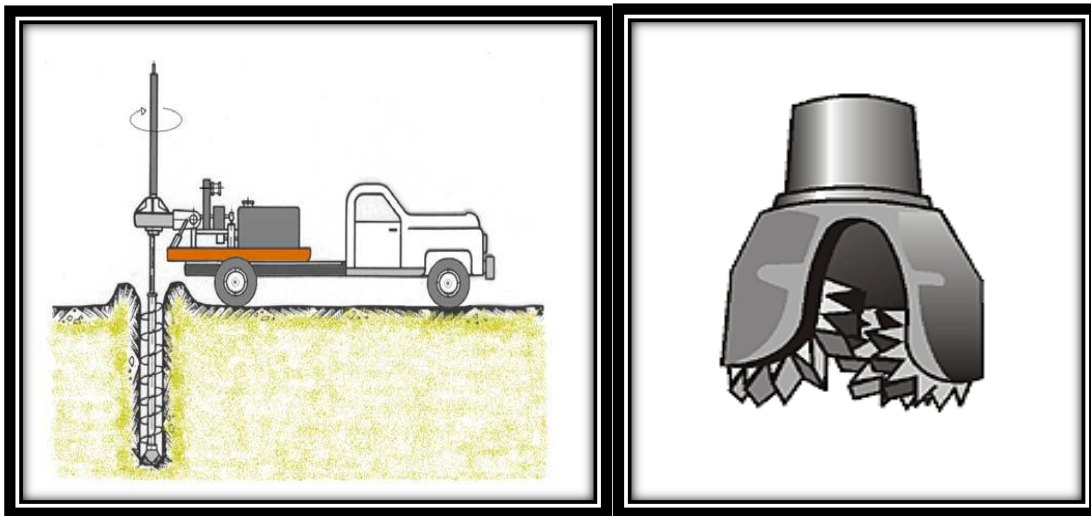


#### 4.7.1.2. PERFORACIÓN POR ROTACIÓN

Estos equipos se caracterizan porque trabajan girando o rotando la broca, trícono o trepano perforador (ver figura 4.9.).

Figura 4.9.:

- a) Equipo motorizado de perforación por rotación      b) El trícono es la herramienta de perforación



#### 4.7.1.3. PERFORACION MANUAL

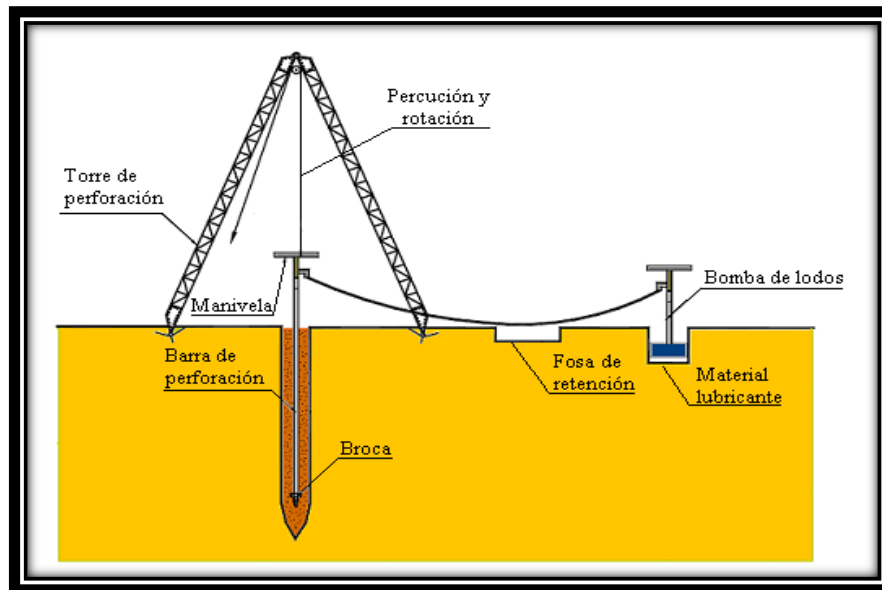
Existen diversos métodos de perforación manual, entre ellos tenemos:

- *Pala vizcacha*, es el modelo clásico manual para perforar pozos.
- *A golpes*, se usa en sedimentos blandos.

Un equipo de perforación manual típico, tiene las siguientes partes:

- Torre de perforación
- Tubería de perforación
- Manija
- Broca de perforación:
- Bomba de lodos

**Figura 4.10.:** Equipo de perforación manual



#### 4.7.2. PROCEDIMIENTO PARA PERFORACIÓN DE UN POZO

- **Perforación**

En el proceso de la perforación se aumentaran barras según el avance, se cambiaran las herramientas de perforación: triconos, aletas y brocas de perforación, según al tipo de suelo en el que se esté y al desgaste que estos presenten. En la figura 4.11. Se observa una máquina perforadora de pozos.

**Figura 4.11:** Maquinaria de perforación de pozos de agua



- **Cementación de pozos**

Aparte de las cementaciones que se realizan con el objeto de formar un tapón de sellado en el fondo del pozo, o para corregir desviaciones, la principal finalidad de una cementación es la unión de la tubería de revestimiento con la pared del pozo.

- **Muestreo**

Se procede a un muestreo sistemático de las formaciones atravesadas a cada metro, con la descripción literal de las mismas, se anotan las anomalías en el avance de la perforación, acorde con la formación litológica hasta la finalización de la perforación.

- **Registro Geo-eléctrico**

Habiendo concluido el proceso de perforación del pozo piloto con un diámetro de 8 1/2" hasta la profundidad requerida se procede con el registro Geo-eléctrico, el cual consta de una computadora especial provista de cables, ginche, sonda corta y sonda larga, esta medirá los parámetros del suelo hasta llegar a la base del mismo, los datos son impresos en forma de gráficas.

- **Diseño del pozo**

Teniendo el registro Geo-eléctrico del pozo y las muestras del mismo, se preceda comparar metro a metro las características del subsuelo, lo cual definirá la cantidad y la longitud de los acuíferos encontrados en el mismo, de estos acuíferos se tomaran solo aquellos que presenten las mejores las características hidrogeológicas, para tener por último la posición exacta de los filtros, estos van al centro de los acuíferos con una longitud del 70% de la longitud total del acuífero, la longitud total de filtros nos dará una relación de caudal aproximado en el pozo, esto junto con la velocidad de aporte del acuífero (conductividad del acuífero).

La longitud del entubado esta como mínimo 6 metros por debajo del último acuífero que se captara, se completa la longitud total del pozo con tubería, la cual puede ser PVC esquema 40, galvanizada o de acero al carbón.

- **Dimensionamiento de los filtros**

El diámetro de la apertura de los filtros se calcula según al tamaño del material que se tiene en el acuífero que se está captando.

- **Ensanche del pozo piloto**

Finalizadas las tareas del estudio granulométrico se procederá al ensanche del pozo piloto según lo requerido para el diámetro de entubado que se tendrá, con triconos de 12½” - 15½” - 17½”.

- **Entibado**

Determinada la verticalidad del pozo se procederá al entubado, este se lo arma de acuerdo al diseño en tramos de hasta 9 m de largo que es la capacidad de las torres de perforación, puede ser armado *in situ* o ya tenerlo listo en otro lugar, se produce a introducir todo el entubado ya preparado.

- **Desarrollo del pozo**

Los procedimientos diseñados para maximizar el caudal que puede ser extraído de un pozo, se denomina desarrollo del pozo. El desarrollo de un pozo tiene dos objetivos principales:

- Reparar el daño hecho a la formación durante las operaciones de perforación, y así restaurar las propiedades hidráulicas del mismo.
- Alterar las características físicas básicas del acuífero en las cercanías del hueco del pozo, de modo de modo que el agua fluya libremente hacia el pozo.

- **Prueba de bombeo**

Es la última fase del pozo perforado en el cual se determina la calidad del pozo, esto es lo que pretendemos mejorar con un buen diseño y desarrollo del pozo.

#### **4.8. GALERÍAS FILTRANTES**

La galería filtrante es una estructura construida en el suelo con la finalidad de captar aguas subterráneas. A diferencia de los pozos, que se construyen con la misma finalidad, la galería filtrante es aproximadamente horizontal. La galería filtrante termina en una cámara de captación donde generalmente se instalan las bombas hidráulicas para extraer el agua acumulada).

#### **4.9. VERTIENTE**

Una vertiente es una fuente natural de agua que brota de la tierra o entre las rocas. Puede ser permanente o temporal. Se origina en la filtración de agua de lluvia que

penetra en un área y emerge en otra, de menor altitud, donde el agua no está confinada en un conducto impermeable (ver figura 4.12.).

**Figura 4.12.:** Vertiente para uso domestico



*Ver ANEXO 1. Estudios Preliminares.*

## CAPITULO V

### ADUCCIÓN E HIDRÁULICA DE TUBERÍAS

#### 5.1. TIPOS DE ADUCCIÓN

Se pueden utilizar los siguientes:

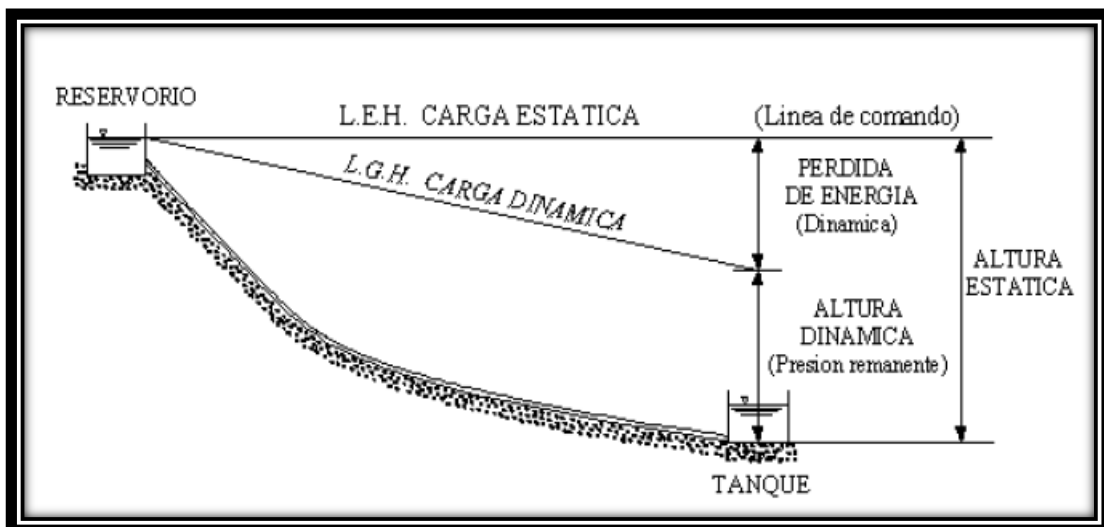
- Aducción por gravedad
- Aducción por bombeo

No es recomendable la utilización de canales abiertos en la aducción, por las dificultades que presenta en su construcción, mantenimiento y por las condiciones de contaminación.

##### 5.1.1. ADUCCIÓN POR GRAVEDAD

Es el conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua, aprovechando la energía disponible por efecto de la fuerza de gravedad, desde la obra de toma hasta la planta de tratamiento, tanque de regulación o directamente a la red de distribución (ver figura 5.1).

**Figura 5.1:** Perfil de la línea de aducción



## 5.1.2. ADUCCIÓN POR BOMBEO

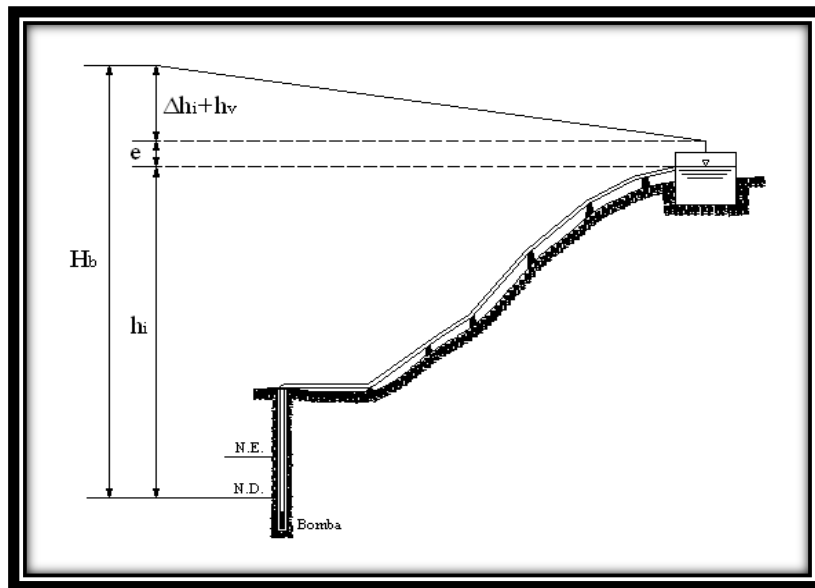
Se denomina aducción por bombeo al conjunto de elementos estructurales, equipos dispositivos, tuberías y accesorio que permiten el transporte de un volumen determinado de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la planta de tratamiento tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

### 5.1.2.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE ADUCCIÓN POR BOMBEO

La energía que aporta al conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto y adicionarle la presión mínima de llegada.

- Bombeo con bombas sumergibles (véase figuras 5.2).

**Figura 5.2:** Altura de bombeo, bomba sumergible



$$H_b = h_i + \Delta h_i + \frac{v^2}{2g} + h_v + e$$

Donde:

$H_b$  = altura total de bombeo en m

$h_i$  = altura geométrica de impulsión en m

$\Delta h_i$  = altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

$h_v$  = altura de grandes caudales en m

$v$  = altura de grandes caudales en m/s

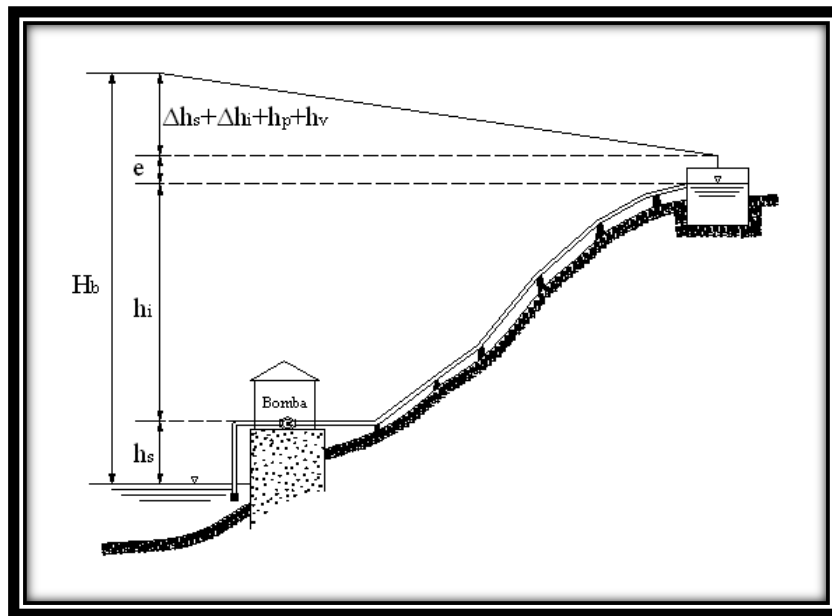
$g$  = altura de grandes caudales en m/s<sup>2</sup>

$e$  = altura (presión) mínima de llegada al tanque en m

$e \geq 2,00$  m

- Bombeo con bombas no sumergibles (véase figura 5.3).

**Figura 5.3:** Altura de bombeo, bomba no sumergible



$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i + \frac{v^2}{2g} + h_p + h_v + e$$

Donde:

$H_b$  = altura total de bombeo en m

$h_s$  = altura geométrica de succión en m

$h_i$  = altura geométrica de impulsión en m

$\Delta h_s$  = altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m

$\Delta h_i$  = altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

$h_p$  = altura de carga de sistemas hidroneumáticos m

$v$  = altura de grandes caudales en m/s

$g$  = altura de grandes caudales en m/s<sup>2</sup>

$h_v$  = altura de grandes caudales en m

$e$  = altura (presión) mínima de llegada al tanque en m

$e \geq 2,00$  m

#### 5.1.2.1.1. CAUDAL DE BOMBEO

El caudal de bombeo, se debe determinar bajo los siguientes criterios:

- Si el sistema tiene tanque de almacenamiento, el caudal de bombeo deberá estimarse en función del caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.
- Si el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo debe ser igual al caudal máximo horario. ( $Q_{\max\_d}$ ).

La determinación del caudal de bombeo, dependerá del rendimiento de la fuente y las limitaciones de energía:

$$Q_b = Q_{\max\_d} * \frac{24}{N}$$

Donde:

$Q_b$  = caudal de bombeo en l/s

$Q_{\max\_d}$  = caudal máximo diario en l/s

$N$  = número de horas de bombeo

Por razones económicas y operativas, se aconseja que el período de bombeo en un día deba ser menor a 12 horas, que podrán ser distribuidas en una o más operaciones

(arranques) de bombeo diario. Deberán realizarse los cálculos necesarios para determinar las variaciones de consumo y volúmenes de bombeo para los 5, 10, 15, y 20 años del período de funcionamiento del proyecto

#### **5.1.2.1.2. TUBERÍA DE SUCCIÓN**

El empleo de la tubería de succión, solo se realizará cuando se utilicen bombas centrífugas y axiales con motores externos no sumergibles.

Para el diseño del diámetro de succión deben considerarse los siguientes criterios:

- El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor que el diámetro de impulsión.
- La velocidad en la tubería de succión debe estar entre 0,60 m/s y 0,90 m/s.
- El diámetro de la tubería de succión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 1.1284 * \sqrt{\frac{Q_b}{v}}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería de succión en m

Q<sub>b</sub> = caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s

V = velocidad media de succión en m/s

#### **5.1.2.1.3. TUBERIA DE SUCCIÓN**

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que son operadas continuamente, debe emplearse la fórmula de Bresse:

$$D = k * \sqrt{Q_b}$$

Donde:

D = diámetro económico en m

K = coeficiente, k = 1,00 a 4,40

Q<sub>b</sub> = caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s

Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que no son operadas continuamente, debe emplearse la siguiente fórmula:

$$D = 1.30 * x^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q_b}$$

Donde:

D = diámetro económico en m

$$x = \frac{N^{\circ} \text{ de horas de bombeo}}{24}$$

Qb = caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s

En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias largas, debe ser elegido sobre la base de una evaluación económica que compare diámetros, potencia del motor, consumo de energía y costos.
- El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias cortas, puede determinarse en base a la velocidad, que deberá estar entre un rango de 1,50 m/s a 2,0 m/s.
- La tubería de impulsión no debe ser diseñada con cambios bruscos de dirección de flujo.
- Deben instalarse los dispositivos necesarios para evitar el contra flujo del agua.
- Debe considerarse el fenómeno de golpe de ariete y en consecuencia dotar al sistema de dispositivos que aseguren los riesgos debidos a este efecto.

*Ver ANEXO 3. Ingeniería del Proyecto.*

#### **5.1.2.1.4. DIMENSIONAMIENTO TUBERÍA ADUCCIÓN POR BOMBEO**

Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- Darcy Weisbach
- Flamant
- Hazen Williams

En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) Introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

#### **5.1.2.1.4.1. FORMULA DE DARCY WEISBACH (1850)**

En 1850, Darcy-Weisbach dedujeron experimentalmente una ecuación para calcular las pérdidas por cortante (“fricción”), en un tubo con flujo permanente y diámetro constante:

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

Donde:

$h_f$  = pérdida de carga distribuida o continua en m

$f$  = coeficiente de pérdida de carga distribuida

El valor del coeficiente de fricción “ $f$ ”, dependerá del régimen del flujo del agua, la viscosidad y el número de Reynolds. El coeficiente puede se obtenido con las siguientes fórmulas:

a) Escurrimiento laminar ( $r < 2000$ ):  $f = \frac{64}{R}$

b) Zona crítica ( $2000 < r < 4000$ ), fórmula de Prandlt-Von Karman:

$$\frac{1}{f^2} = 2 * \log R * f^{\frac{1}{2}} - 0.8$$

c) Escurrimiento turbulento ( $r > 5000$ )

#### 5.1.2.1.4.2. FÓRMULA DE HAZEN - WILLIAMS (1906)

En 1906 una de las ecuaciones empíricas (independientes del análisis de Darcy) más exitosas fue la de Hazen Williams (desarrolladas por g. S. Williams y a. H. Hazen). Sirven para tuberías rugosas con régimen en transición o turbulento y agua a presión (recomendada para diámetros cuyo valor oscila entre los 50 y 3500 mm), la formula en unidades del sistema internacional es:

$$v = 0.849 * C_{HW} * D^{0.63} * J^{0.54}$$

$$Q = 0.2785 * C_{HW} * D^{2.63} * J^{0.54}$$

Donde:

Q = caudal en m<sup>3</sup>/s

v = velocidad en m/s

CHW = coeficiente de Hazen Williams (adimensional)

D = diámetro interno de la tubería en m

J = pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m

J = hf / l

hf = pérdida de carga en m

L = longitud de la tubería en m

El coeficiente CHW es función del material y la antigüedad de la tubería. En la tabla 5.1 se presentan los valores más empleados.

**Tabla 5.1:** Valores del coeficiente CHW de Hazen-Williams

<b>Material</b>	<b>C<sub>hw</sub></b>
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60-100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico pvc o polietileno pe	140

Fuente: Manual de hidráulica, Azevedo Netto

La pérdida de carga localizada producida por accesorio y válvulas instaladas en la tubería a presión debe ser considerada a través de la longitud equivalente, que es, la pérdida de carga producida por una longitud equivalente de tubería rectilínea.

En la tabla 5.2 se presenta las longitudes equivalentes en función del diámetro.

**Tabla 5.2:** Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (en metros de tubería recta)

Elemento	Pulg	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
	Mm	13	19	25	32	38	50	63	75	100	125	150	200	150	300	350
Codo 90°																
Radio largo	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,3	1,6	2,1	2,7	3,4	4,3	5,5	6,1	7,3	
Radio medio	0,4	0,6	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2,1	2,8	3,7	4,3	5,5	6,7	7,9	9,5	
Radio corto	0,5	0,7	0,8	1,1	1,3	1,7	2	2,5	3,4	4,5	4,9	6,4	7,9	9,5	10,5	
Corto 45°	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9	1,2	1,5	1,9	2,3	3	3,8	4,6	5,3	
Curva 90°																
R/d: 1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	1,3	1,6	1,9	2,4	3	3,6	4,4	
R/d: 1	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1	1,3	1,6	2,1	2,5	3,3	4,1	4,8	5,4	
Curva 45°	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1,1	1,5	1,8	2,2	2,5	
Entrada																
Normal	0,2	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,6	2	2,5	3,5	4,5	5,5	6,2	
De borda	0,4	0,5	0,7	0,9	1	1,5	1,9	2,2	3,2	4	5	6	7,5	9	11	
Válvula																
Compuerta	0,1	0,1	0,2	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2,1	2,4	
Globo	4,9	6,7	8,2	11,3	13,4	17,4	21	26	34	45,3	51	67	85	102	120	
Angulo	2,6	3,6	4,6	5,6	6,7	8,5	10	13	17	21	26	34	43	51	60	
De pie	3,6	5,6	7,3	10	11,6	14	17	20	23	31	39	52	65	78	90	
Retención																
Tee liviano	1,1	1,6	2,1	2,7	3,2	4,2	5,2	6,3	6,4	10,4	12,5	16	20	24	38	
Tee pesado	1,6	2,4	3,2	4	4,8	6,4	8,1	9,7	12,9	16,1	19,3	25	32	38	45	
Salida de																
Tubería	0,4	0,5	0,7	0,9	1	1,5	1,9	2,2	3,2	4	5	6	7,5	9	11	

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla (2da. Edición)

Las tuberías de aducción por bombeo no deben interceptar la línea piezométrica en las condiciones normales de funcionamiento con caudal mínimo.

Cuando las condiciones topográficas llevan a una inflexión de la línea piezométrica, a partir del punto de inflexión el escurrimiento debe ser por gravedad. En el punto en que un conducto forzado por bombeo se transforme en un conducto forzado por gravedad, en el caso de ausencia de otros medios para garantizar el perfecto funcionamiento de la aducción, debe preverse un tanque con vertedor y conducto, dimensionados para el caudal de bombeo.

#### **5.1.2.2. GOLPE DE ARIETE**

El análisis de golpe de ariete debe realizarse en:

- Proyectos de nuevas aducciones por bombeo.
- Proyecto de nuevas aducciones por gravedad.
- En instalaciones existentes en las que se verifique ampliaciones debidas a un aumento de caudal, instalación de nuevas bombas, construcción de nuevos tanques de almacenamiento o variaciones de presión en cualquier sección de la aducción.
- En las instalaciones existentes cuando hay cambio de las condiciones de operación normal y de emergencia.
- En instalaciones existentes que van a ser incorporadas a un nuevo sistema aún cuando no sufran modificaciones de cualquier naturaleza.

El análisis del golpe de ariete debe ser realizado estudiando diversos dispositivos de control a fin de seleccionar aquel que ofrezca la mayor protección posible a menor costo.

El golpe de ariete se produce al cortar repentinamente el flujo de agua en la tubería transformando la energía cinética del líquido en energía elástica que es absorbida por la masa de agua y la tubería.

La sobrepresión por efecto del golpe de ariete se determina mediante la expresión:

$$p = \frac{w * V_w * V_o}{g}$$

Donde:

p = sobrepresión por efecto del golpe de ariete kg/m<sup>2</sup>

w = peso específico del agua en kg/m<sup>3</sup>

V<sub>o</sub> = velocidad del agua en m/s

g = aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>

V<sub>w</sub> = velocidad de propagación de la onda en m/s

$$V_w = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{k * d}{e * E}}}$$

K = módulo de elasticidad del agua; 2x10<sup>8</sup> kg/m<sup>2</sup>

E = módulo de elasticidad de la tubería; para fg es 2,1x10<sup>10</sup> kg/m<sup>2</sup>

d = diámetro interno de la tubería en m

e = espesor de la pared de la tubería en m

### 5.1.2.3. ESTACIONES DE BOMBEO

Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, dispositivos, tuberías, accesorios, motores y bombas que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior.

#### 5.1.2.3.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

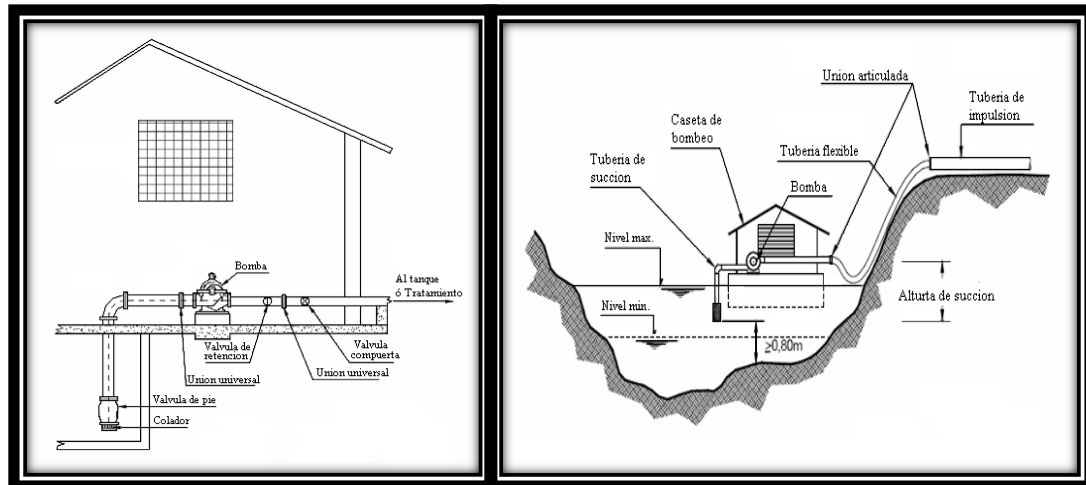
Las estaciones de bombeo pueden ser:

- **Fijas**, cuando la bomba se localiza en un punto estable y no es cambiada de posición durante su período de vida útil (ver la figura 5.4).

- **Flotantes**, cuando los elementos de bombeo se localizan sobre una plataforma flotante. Se emplea sobre cuerpos de agua que sufren cambios significativos de nivel (ver figura 5.4).



**Figura 5.4:** Estación de bombeo fija. Estación de bombeo flotante



#### 5.1.2.4. CRITERIOS DE DISEÑO

##### 5.1.2.4.1. ESTIMACIÓN DE CAUDALES

Para el diseño de las estaciones de bombeo, deben determinarse dos caudales:

- Caudal de ingreso desde la fuente de agua: El cual es igual al caudal medio diario cuando existe almacenamiento o igual al caudal máximo horario cuando el bombeo es directamente a la red de distribución.
- El caudal de bombeo

Existen dos alternativas para calcular el caudal de bombeo:

- Bombeo a un tanque de almacenamiento: El equipo de bombeo y tubería de impulsión deben ser calculadas con base en el caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.
- Bombeo directo a la red de distribución: Cuando el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo será igual al caudal máximo horario. El sistema de bombeo debe ser regulado por un

sistema automático de las presiones máximas y mínimas para evitar roturas de en la red y/o áreas de subpresión.

#### 5.1.2.4.2. CAVITACIÓN

Cuando la presión absoluta en un determinado punto se reduce a valores bajo un cierto límite, alcanzando el punto de ebullición del agua, este líquido comienza a entrar en ebullición y los conductos o piezas, pasan a presentar en parte, bolsas de vapor dentro de la propia corriente. El fenómeno de formación y destrucción de estas bolsas de vapor, o cavidades llenas de vapor, se denomina cavitación (ver figura 5.5).

**Figura 5.5:** Cavitación



Por otro lado, la cavitación es causa de la corrosión de partículas de metal (pitting). El criterio adoptado usualmente para el examen de las condiciones de funcionamiento de una instalación (con vistas a la previsión o eliminación de la cavitación) se debe a Thoma y se aplica la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{H_{atm} - (H_{vap} + H_s + \Delta H_s)}{H_b}$$

Donde:

$H_b$  = altura total e la bomba en m

$H_{atm}$  = presión atmosférica en m

$H_{vap}$  = presión de vapor en m

$H_s$  = altura estática de succión en m

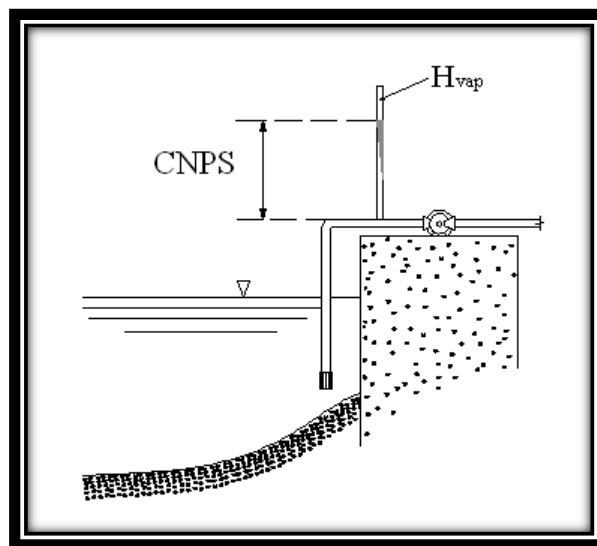
$\Delta h_s$  = pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

Siempre que el valor de  $h_s$  sea excesivo y resulte un valor indeseable de  $\sigma$ , se pueden esperar los efectos de cavitación.

#### 5.1.2.4.3. CARGA NETA POSITIVA DE SUCCIÓN (CNPS)

La CNPS disponible y requerida son los parámetros de control de la cavitación (ver figura 5.6).

**Figura 5.6:** Carga neta positiva de succión



La CNPS disponible es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido y se representa por:

$$CNPS_{disponible} = H_{atm} - (H_{vap} + H_s + \Delta H_s)$$

Donde:

CNPS disponible = carga neta positiva de succión disponible

$H_{atm}$  = presión atmosférica en m

$H_{vap}$  = presión de vapor en m

$H_s$  = altura estática de succión en m

$\Delta h_s$  = pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

La CNPS requerida es función del diseño de la bomba y viene dado por el fabricante. Es la carga exigida por la bomba para aspirar el fluido, representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación. Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que:

$$CNPS_{disponible} > CNPS_{requerida}$$

#### 5.1.2.4.4. SUMERGENCIA MÍNIMA

Cuando se emplean bombas centrífugas de eje horizontal se debe verificar la sumergencia, esto es el desnivel entre el nivel mínimo de agua en el cárcamo y la parte superior del colador o criba (ver figura 5.7). Se debe considerar el mayor valor que resulte de las siguientes alternativas:

- Para impedir el ingreso de aire:

$$S = 2.5 * D + 0.10$$

- Condición hidráulica:

$$S > 2.5 * \left( \frac{v^2}{2 * g} \right) + 0.20$$

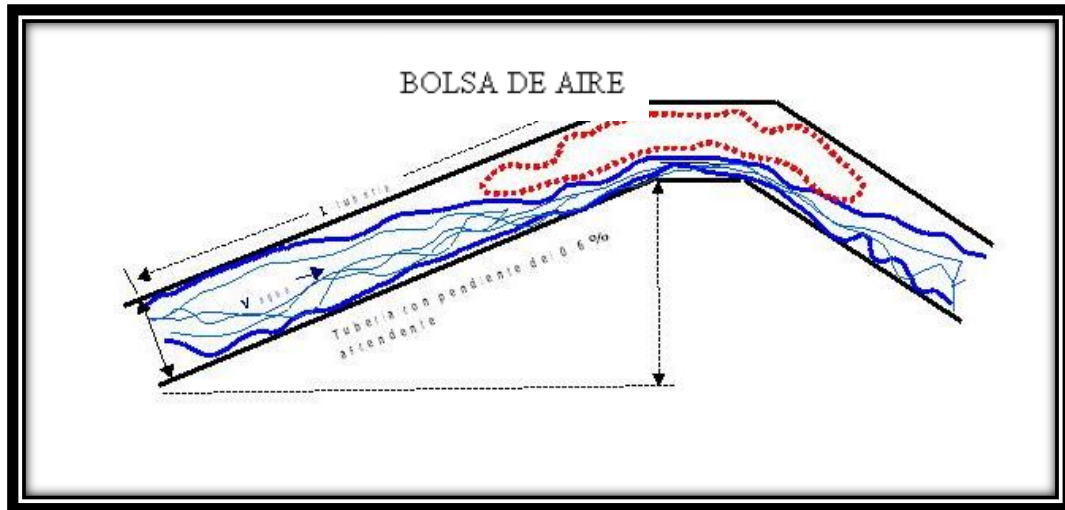
Donde:

$S$  = sumergencia mínima en m

$D$  = diámetro en la tubería de succión en m



**Figura 5.8:** Bolsa de aire y vacío



#### 5.1.2.5. BOMBAS

Una bomba conceptualmente, es un dispositivo que transforma la energía mecánica en energía hidráulica. Su función es generar un diferencial de presión, que permita vencer las pérdidas de carga del sistema en el cual está inserto, como así mismo, generar el caudal deseado ó requerido.

- **Altura estática de succión:** es la diferencia entre la superficie del líquido a elevar y el eje de la bomba.
- **Altura estática de impulsión:** es la diferencia de niveles entre el eje de la bomba y la cota piezométrica superior. En el caso de la cañería que entrega a un estanque superior esa cota piezométrica coincide con la superficie del líquido, si la entrada es ahogada.
- **Altura estática de elevación total:** es la diferencia entre las cotas piezométricas inferior y superior.
- **Altura dinámica:** son las alturas estáticas más las pérdidas de carga. Se habla de altura dinámica de aspiración, de impulsión y altura dinámica total de elevación.

### 5.1.2.5.1. POTENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO

La potencia de la bomba y el motor debe ser diseñada con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * H_b * \gamma}{75 * \eta}$$

Donde:

Pb = potencia de la bomba y el motor en CV

(Prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP

$\gamma$  = peso unitario del agua 1000 kg/m<sup>3</sup>

Qb = caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s

Hb = altura manométrica total en m

H = eficiencia del sistema de bombeo;  $\eta$  =  $\eta_{\text{motor}} * \eta_{\text{bomba}}$

La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia mayor a 70%.

Se debe admitir, en la práctica, un cierto margen para los motores eléctricos. Los siguientes aumentos son recomendables:

50% para las bombas hasta 2 HP

30% para las bombas de 2 a 5 HP

20% para las bombas de 5 a 10 HP

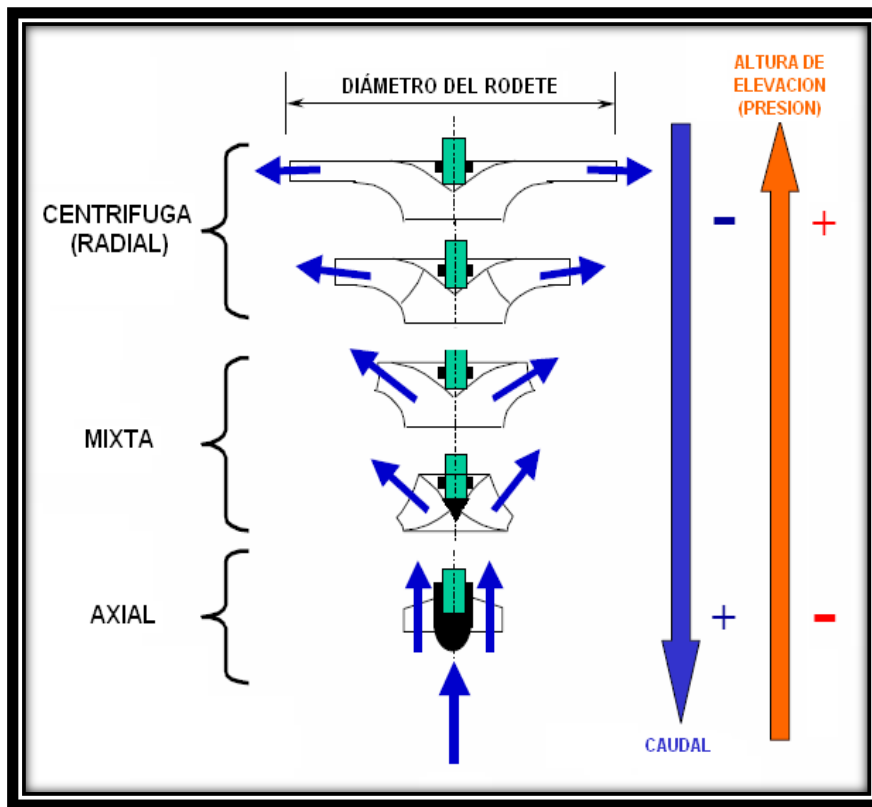
15% para las bombas de 10 a 20 HP

10% para las bombas de más de 20 HP

### 5.1.2.5.2. TIPOS DE BOMBAS

Las bombas roto dinámicas se clasifican de acuerdo a la forma de sus rotores (impulsores) en (ver figura 5.9):

**Figura 5.9:** Bombas rotodinámicas



#### 5.1.2.5.2.1. BOMBAS CENTRÍFUGAS

Están constituidas por una caja dentro de la cual rota un rodete que le imprime gran velocidad al líquido. La altura de velocidad se transforma en presión

#### 5.1.2.5.2.2. BOMBAS AXIALES

Se constituyen cuando la carga de la bomba debe ser aun menor en relación con el caudal, que en los casos anteriores. El impelente de este tipo de bombas está provisto de paletas que inducen el flujo del líquido bombeado en dirección axial.

#### 5.1.2.5.2.3. BOMBAS MIXTAS

Se construyen dándole al impelente una forma tal que las paletas ya no quedan dispuestas en forma radial, esto se hace, sobre todo, cuando el caudal de la bomba es grande y el diámetro del tubo de succión también es grande, en relación con el diámetro que debe darse al impelente para producir la carga requerida. Cuando con un impelente de flujo diagonal o mixto se quiere obtener un caudal mayor, en relación

con la carga suministrada al fluido, el diseño de impelente se modifica y se produce lo que se conoce como rodete de tipo helicoidal.

En la tabla 5.3 se presentan las posibles alternativas de empleo de bombas respecto al tipo de fuente.

**Tabla 5.3:** Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente

Tipo de fuente	Tipo de bomba recomendado
<b>Pozo profundo</b>	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica angosta) Bomba neumática o jet
<b>Pozo excavado y cámara de bombeo</b>	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4m$ ( $h_s$ =altura de succión) Bomba centrífuga horizontal, no sumergible Bomba centrífuga vertical, no sumergible
<b>Cuerpo de agua superficial</b>	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma)

Fuente: Norma Boliviana NB-689

Es la acción de impulsar el agua con dos o más bombas instaladas sobre la misma línea de impulsión. Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Cuando sea necesario aumentar la altura de impulsión.
- Cuando por las características de la fuente de energía eléctrica, se debe colocar dos bombas en serie en la misma línea de aducción (ver figura 5.10).

Para el diseño de bombas en serie se debe considerar:

- El caudal del sistema debe producir la misma descarga:

$$Q_{sistema} = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

- La altura manométrica total es igual a la altura manométrica de cada bomba afectada por un coeficiente de rendimiento:

$$H_{sistema} = \beta(H_1 + H_2 + \dots + H_n)$$

Donde:

$Q_{sistema}$  = caudal del sistema en l/s

$Q_1, Q_2, Q_n$  = caudal de las bombas en l/s

$H_{sistema}$  = altura manométrica total en m

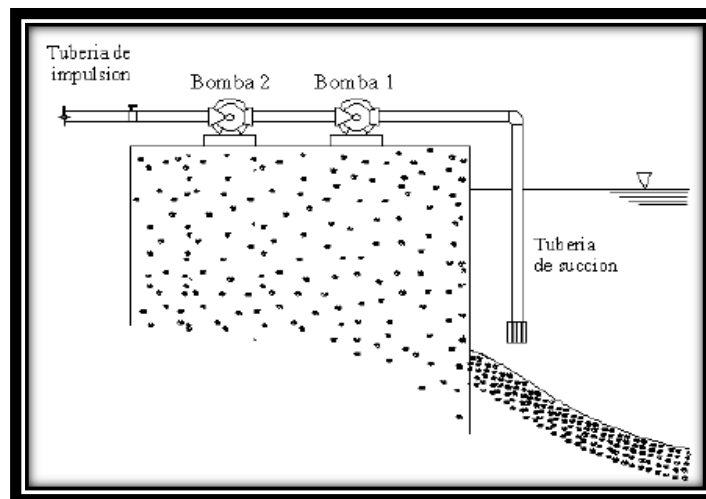
$H_1, H_2, H_n$  = altura manométrica de cada bomba en m

$\beta$  = coeficiente de rendimiento

$\beta = 0,90$  a  $0,95$

Las bombas instaladas en serie deben ser idénticas.

**Figura 5.10:** Bombas en serie



#### 5.1.2.5.2.4. BOMBAS EN PARALELO

Es la acción de impulsar el agua instalando más de una línea de impulsión con su respectiva bomba (ver figura 5.11).

Se debe aplicar en los siguientes casos:

- Por razones económicas, caudal o energía.
- Por condiciones de seguridad.

Para el diseño de las bombas en paralelo se debe considerar:

- El caudal del sistema debe ser la suma de caudales de cada bomba.

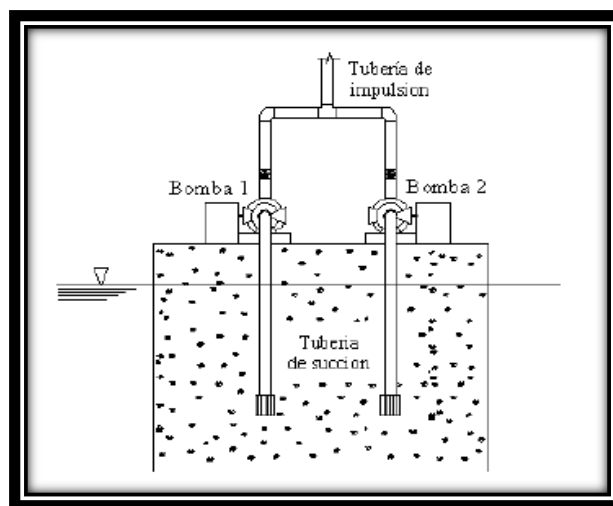
$$Q_{sistema} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

- La altura manométrica del sistema es igual a la altura manométrica de cada bomba.

$$H_{sistema} = H_1 = H_2 = \dots = H_n$$

Pueden instalarse varias bombas trabajando en paralelo

**Figura 5.11:** Bombas en paralelo



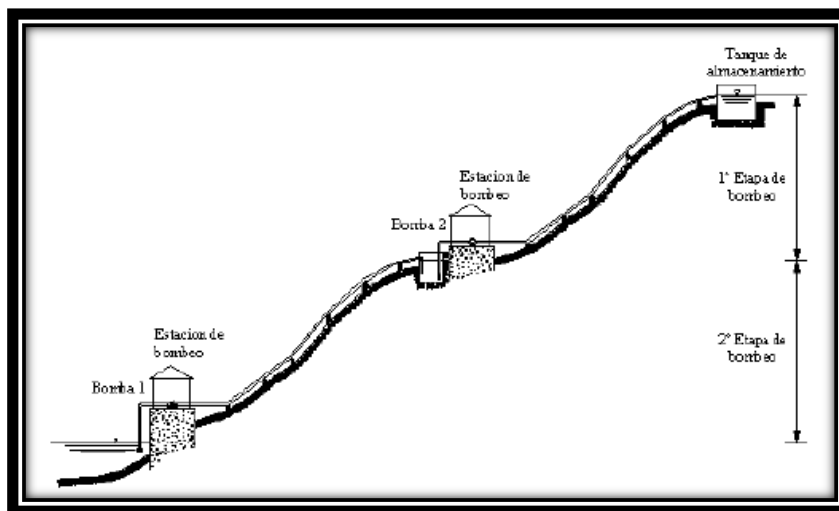
#### 5.1.2.5.2.5. BOMBEO POR ETAPAS

Es la acción de impulsar el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa (ver figura 5.12). Las etapas deben ser los tramos o fracciones de la longitud total de impulsión que se encuentran definidas por cámaras de bombeo y/o tanques de regulación en sus extremos.

Para el diseño de las bombas por etapas se debe considerar:

- Características topográficas del lugar.
- Capacidad de la fuente de energía.
- Caudal de bombeo.

**Figura 5.12:** Bombas por etapas



#### 5.1.2.5. NÚMERO DE BOMBAS A INSTALAR

Las unidades de bombeo se especificarán por lo menos para dos etapas, de acuerdo con la duración esperada de los equipos y el período total de diseño de la estación de bombeo.

El número de unidades de bombeo a instalar debe proveerse de la siguiente manera:

- Para poblaciones menores a 2 000 habitantes, puede utilizarse una sola unidad con una capacidad de bombeo suficiente para cubrir el 100% de la capacidad requerida más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.

- Para poblaciones de 2 000 a 5 000 habitantes debe utilizarse, previo análisis técnico-económico, una de las siguientes alternativas:
  - Una sola unidad con capacidad de bombeo mayor al 100% más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
  - Dos unidades con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% cada una, más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
  
- Para poblaciones de 5 000 a 20 000 habitantes se usarán dos equipos, cada uno con una capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.
  
- Para poblaciones de más de 20 000 habitantes se debe contar con un mínimo de tres unidades de bombeo, cada uno con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.

*Ver ANEXO 3. Ingeniería del Proyecto.*

## **CAPITULO VI**

### **ALMACENAMIENTO DE AGUA**

Los estudios básicos, técnicos y socioeconómicos, que deben ser realizados previamente al diseño de un tanque de almacenamiento de agua, son los siguientes:

- Evaluación del sistema del abastecimiento de agua existente.
- Determinación de la población a ser beneficiada: actual, al inicio del proyecto y al final del proyecto.
- Determinación del consumo promedio de agua y sus variaciones.

#### **6.1. TANQUES DE ALMACENAMIENTO**

Son los que regulan la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al reservorio (teóricamente constante) y la salida de agua, constituida principalmente por la demanda horaria, la cual es variable durante las horas del día.

La función principal es almacenar agua cuando el suministro es menor que el consumo y entregar el déficit cuando el consumo supera al suministro; y suministrar presión adecuada a la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

##### **6.1.1. CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO**

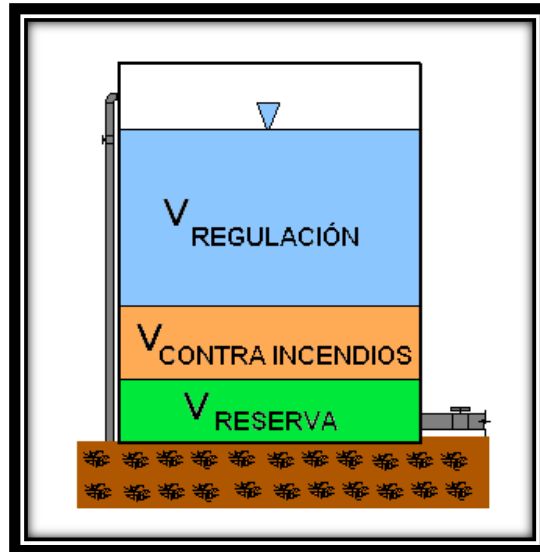
En todo el sistema de agua potable debe disponerse de un volumen de agua almacenado, para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable.

Este volumen de agua almacenado se proyectará considerando que, simultáneamente a la regulación para hacer frente a la demanda, debe lograrse el diseño más económico del sistema de distribución y mantener una reserva prudencial para los casos de interrupción de las líneas de energía o fuentes de abastecimiento.

La capacidad del tanque de almacenamiento, debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones (ver figura 6.1.):

- Volumen de regulación
- Volumen contra incendios
- Volumen de reserva

**Figura 6.1.:** Volumen de un tanque de almacenamiento



### 6.1.2. VOLUMEN DE REGULACIÓN

El volumen de almacenamiento previsto como regulación está destinado a proveer:

- ✓ Suministro de agua en las horas de demanda máxima.
- ✓ Presiones adecuadas en la red de distribución.

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

El cálculo del volumen puede ser realizado de tres formas:

- Determinación mediante curvas de consumo (histogramas)

- Determinación mediante hidrograma gráfico
- Determinación mediante coeficientes empíricos

### 6.1.2.1. VOLUMEN DE REGULACIÓN POR COEFICIENTES EMPÍRICOS

Al no existir los datos referidos, el volumen mínimo de almacenamiento, necesario para compensar la variación diaria del consumo, debe ser determinado de acuerdo con los siguientes criterios:

- Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.
- Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

En el volumen de un tanque debe preverse también una altura de revancha, o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado, dicho espacio debe ser igual o mayor a 0,20 m.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_R = C * Q_{\max\_d} * t$$

Donde:

$V_r$  = volumen de regulación en m<sup>3</sup>

$C$  = coeficiente de regulación

Sistemas a gravedad de 0,15 a 0,30

Sistemas por bombeo de 0,15 a 0,25

$Q_{\max\_d}$  = caudal máximo diario en m<sup>3</sup>/d

$t$  = tiempo en días

$t$  = 1 día como mínimo

### 6.1.3. VOLUMEN CONTRA INCENDIOS

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios. Este volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo a las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

El volumen contra incendios, debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y el tiempo de duración del incendio.

Se debe considerar los siguientes casos:

- Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendio ( $Q_i$ ) en la red de distribución de 10 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendio ( $Q_i$ ) en la red de distribución de 16 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha a, considerar un caudal contra incendio ( $Q_i$ ) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendios debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

Donde:

$V_i$  = volumen para lucha contra incendios en m<sup>3</sup>

$Q_i$  = caudal para lucha contra incendio en l/s

$t$  = tiempo de duración del incendio en horas

#### 6.1.4. VOLUMEN DE RESERVA

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo. Para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{Re} = 3.6 * Q_{\max\_d} * t$$

Donde:

$V_{re}$  = volumen de reserva en m<sup>3</sup>

$Q_{\max\_d}$  = caudal máximo diario en l/s

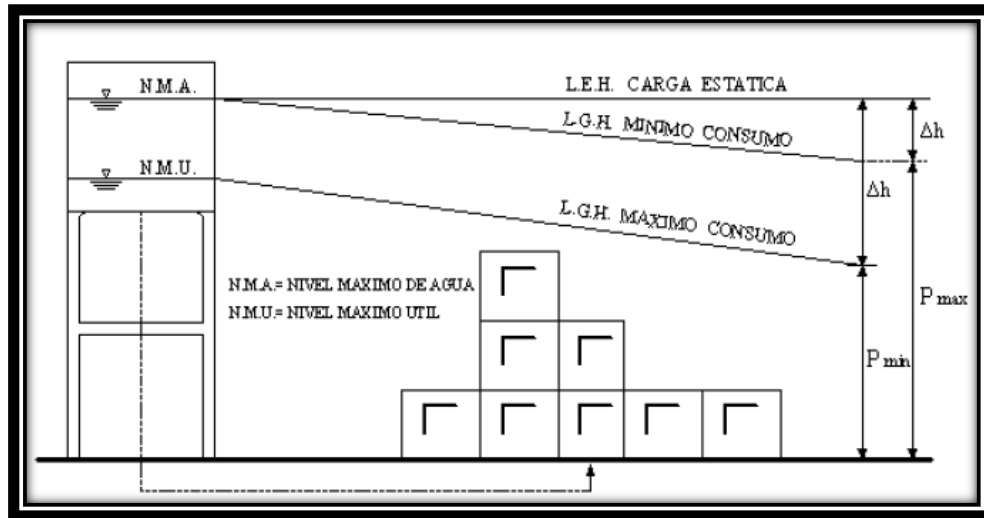
$t$  = tiempo en horas

*Ver ANEXO 3. Ingeniería del Proyecto.*

#### 6.1.5. UBICACIÓN DEL TANQUE

La ubicación y nivel del tanque de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio. El nivel mínimo de ubicación viene fijado por la necesidad de que se obtengan las presiones mínimas y el nivel máximo viene impuesto por la resistencia de las tuberías de la red de distribución. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo (ver figura 6.2).

**Figura 6.2:** Ubicación del tanque



Por razones económicas, sería recomendable ubicar el tanque próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos.

## 6.2. TIPOS DE TANQUES

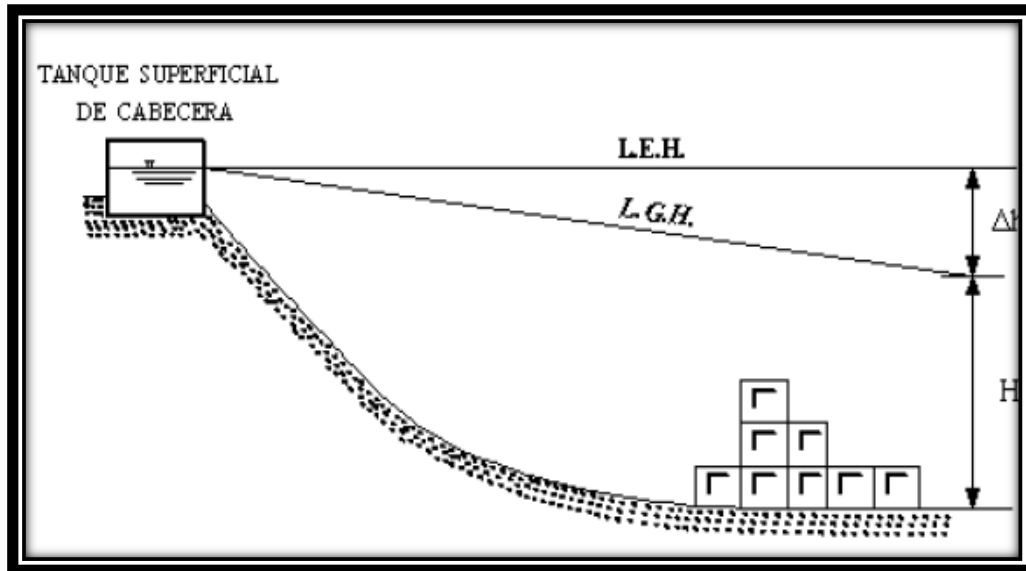
### 6.2.1. TANQUES DE CABECERA (REGULACIÓN)

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo (ver figura 6.2 y figura 6.3)

### 6.2.2. TANQUES SUPERFICIALES

Se asientan directamente sobre el terreno, pueden ser superficiales o semienterrados dependiendo de las condiciones del terreno y su forma constructiva.

**Figura 6.3:** Tanque de almacenamiento superficial de cabecera

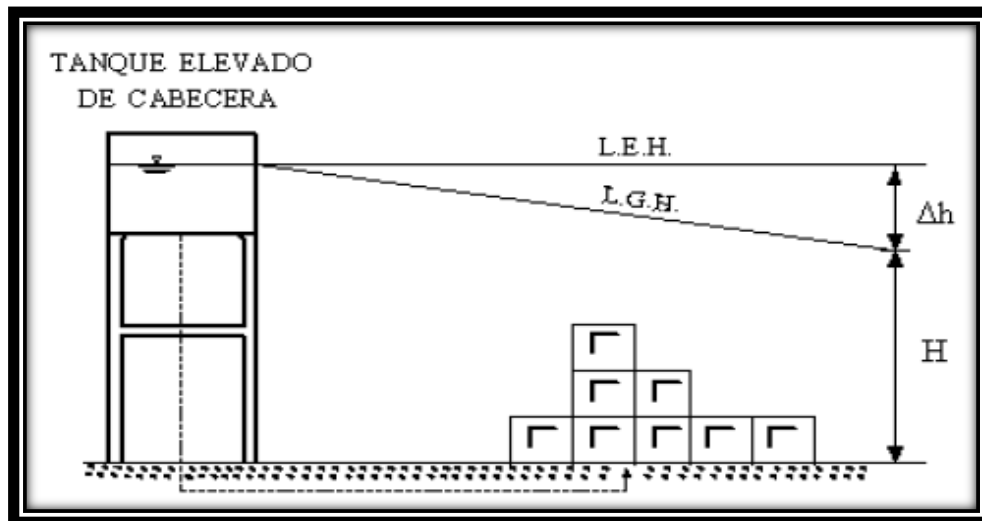


### 6.2.3. TANQUES ELEVADOS

Se encuentran por encima del nivel del terreno natural y soportado por una estructura.

La altura a la cual se encuentra el tanque elevado debe ser tal que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red de distribución, de acuerdo a lo establecido en el reglamento técnico de redes de distribución para sistemas de agua potable.

**Figura 6.4:** Tanque de almacenamiento elevado



### **6.3. ACCESORIOS DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO**

#### **6.3.1. TUBERÍA DE ENTRADA**

El diámetro esta tubería está definido por la línea de impulsión, y deberá estar provisto de una válvula compuerta de cierre de igual diámetro antes de la entrada al reservorio.(ver figura 6.5).

#### **6.3.2. TUBERÍA DE PASO DIRECTO (BY- PASS)**

Se debe considerar el uso de BY-PASS con el objeto de mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque. La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

#### **6.3.3. TUBERÍA DE SALIDA**

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución, debiendo estar provisto de una válvula compuerta de cierre (ver figura 6.6).

La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m. (ver figura 6.6).

#### **6.3.4. TUBERÍA DE LIMPIEZA**

Se deberá ubicar en el fondo del reservorio el cual deberá contar con una pendiente no menor a 1% hacia la tubería de limpieza. El diámetro de la tubería de limpieza será diseñado para permitir el vaciado del tanque en tiempo no mayor a 4 horas.

Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

$$A_o = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

Donde:

T = tiempo de vaciado en segundos

S = área superficial del tanque en m<sup>2</sup>

h = carga hidráulica sobre la tubería en m

Cd = coeficiente de contracción

Cd = 0,60 a 0,65

Ao = área del orificio de desagüe en m<sup>2</sup>

g = aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>

La tubería de limpieza no debe tener una sección menor a 0,015 m<sup>2</sup>; y esta tubería de limpieza debe estar provista de válvula compuerta (ver figura 6.6).

### 6.3.5. TUBERÍA DE REBOSE

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal de bombeo que alimenta al reservorio.

El diámetro de la tubería de rebose estará determinado por la altura de la cámara de aire en el reservorio, evitándose presionar la tapa del mismo.

Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * h * g}$$

Donde:

Q = caudal máximo diario o caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s

Cd = coeficiente de contracción

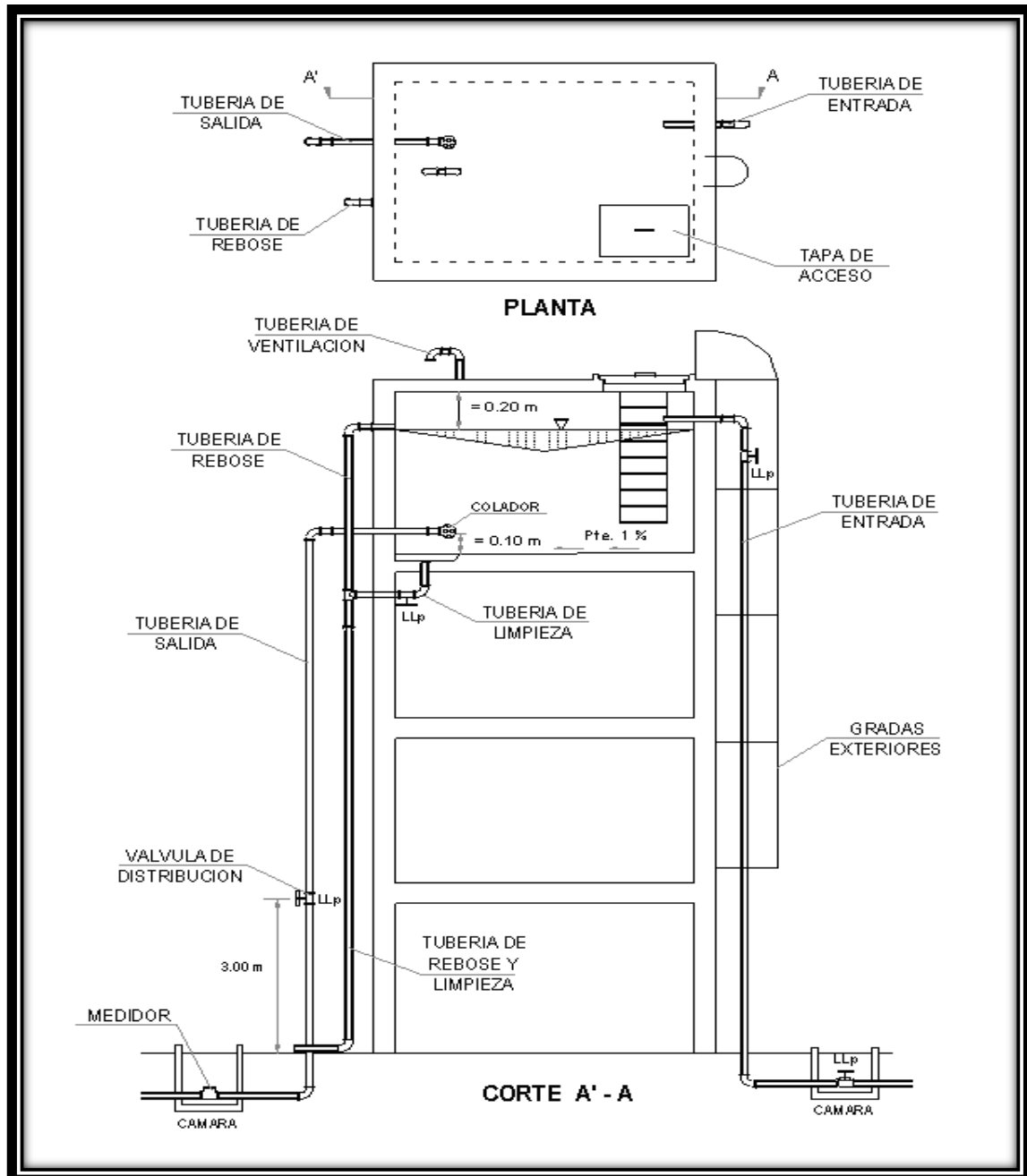
$$C_d = 0.60$$

$A$  = área del orificio de desagüe en  $m^2$

$g$  = aceleración de la gravedad en  $m/s^2$

$h$  = carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en

**Figura 6.5:** Detalles de tanque de almacenamiento



## **CAPITULO VII**

### **REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE**

La red de distribución de agua está constituida por un conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua hasta las conexiones domiciliarias o hidrantes públicos. A los usuarios (domésticos, públicos, industriales, comerciales) la red deberá proporcionarles el servicio constante, en las cantidades adecuadas, calidad adecuada y con una presión apropiada.

Ahora bien, el diseño de una red de distribución incluye la determinación de los diámetros de las tuberías, las dimensiones y el emplazamiento de los tanques de regularización y almacenamiento, las características y la ubicación de los dispositivos de bombeo y control de presión. Estos deben seleccionarse de forma que se garanticen las demandas de agua con las presiones mínimas y máximas permisibles, asegurando así que no deterioren la operación de la red. Se considera que su diseño es óptimo cuando se asegura el costo de construcción, operación y mantenimiento de la red. Además de contemplar el costo de tuberías, tanques, bombas, debe considerarse el de la energía eléctrica para su operación.

#### **7.1. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA RED**

Para el diseño de redes de distribución de agua potable se tiene que tener en cuenta:

- La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- Trabajos topográficos de la localidad y sus áreas de expansión, que incluya:
  - Perímetro urbano de la ciudad.
  - Áreas de expansión previstas en el plan regulador.
  - Áreas cuyo desarrollo es evidente y no están previstas en el plan regulador.
  - Áreas en las que está prohibida la ejecución de obras de abastecimiento (parques urbanos, reservas forestales, etc.).
  - Vías de ferrocarril y vehiculares existentes y proyectadas.
  - Cursos de agua con sus obras de canalización previstas y proyectadas.
  - Puentes, viaductos y otros pasos de cursos de agua, vías públicas y calles.
- Urbanizaciones existentes, tipo de pavimentos existentes y futuros.
- Relevamiento de las partes del sistema de distribución existente, debidamente localizados en planos topográficos.
- Información de componentes de sistemas existentes y otros.

### **7.1.1 DEFINICIÓN DEL ÁREA DE LA RED**

El área del proyecto debe comprender la población de proyecto y las áreas industriales y comerciales, presentes y resultantes de la expansión futura.

El área de proyecto debe ser definida mediante la interrelación de caminos, calles, ríos y otros accidentes geográficos y demarcada en planos cuya escala permita mostrar los accidentes geográficos utilizados para la demarcación.

### **7.1.2. TRAZADO DE LA RED**

Preferentemente deben proyectarse redes cerradas cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan. La forma y longitud de las mismas debe ceñirse a las características topográficas de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento.

Se debe contemplar el desarrollo de la localidad para prever las futuras ampliaciones.

La red abierta solo debe aplicarse en poblaciones dispersas y/o nucleadas que presentan desarrollo a lo largo de las vías de acceso a la población, donde los tramos de tuberías para cerrar circuitos resulten muy largos o de escasa utilización.

La red mixta debe ser aplicada en poblaciones nucleadas y que además presentan un desarrollo a lo largo de las vías de acceso.

### **7.1.3. PRESIONES DE SERVICIO**

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

Poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes 5,00 m.c.a.

Poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes 10,00 m.c.a.

Poblaciones mayores a 10 000 habitantes 13,00 m.c.a.

Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

En el caso de sistemas con tanques de almacenamiento, las presiones deben estar referidas al nivel de agua considerando el nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento.

Las zonas ubicadas en terrenos altos que requieran mayores presiones deben contar con sistemas separados de presión por medio de bombas y/o tanques elevados.

La presión estática máxima en la red, no debe ser superior a los 70 m.c.a. La presión debe estar referida al nivel máximo de agua. La presión estática aconsejable y permitida en tuberías de distribución será de 50 m.c.a.

#### **7.1.4. VELOCIDADES DE DISEÑO**

La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar la auto limpieza del sistema. Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales secundarios. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

#### **7.1.5. DIÁMETROS MÍNIMOS**

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1”

En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2”

En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2”

En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1”, aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4” para ramales.

#### **7.1.6. CAUDALES DE DISEÑO**

La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario más la demanda contra incendios, utilizando para el diseño el mayor valor resultante.

Para el cálculo de la red de distribución se debe considerar la zona actual y futura con sus densidades actuales y aquellas consideradas en los planes reguladores urbanos o establecidas por el proyectista sobre la base de información local.

Para la definición de los caudales de distribución se debe tomar en cuenta: los consumidores y los puntos significativos para la lucha contra incendios (en caso necesario).

### **7.1.7. UBICACIÓN Y PROFUNDIDAD DE TUBERÍAS**

La ubicación de las tuberías en poblaciones dispersas no urbanizadas, la red de distribución debe ubicarse, en lo posible, lo más próxima a las viviendas para facilitar la conexión.

Las tuberías en zonas urbanizadas, la red de distribución pueden ubicarse en los costados sur y este de las calles a 1,00 m del cordón de la acera o a un tercio de la calzada.

Debe colocarse doble tubería en una calle, cuando:

El ancho de la vía es mayor a 18 m.

Existe intenso tráfico de vehículos de alto tonelaje.

El costo de reposición de pavimento de las conexiones domiciliarias fuese más caro que la construcción de red doble.

La separación entre tuberías de agua potable y alcantarillado debe ser de 1,50 m en planta, debiendo colocarse la tubería de agua potable a 0,30 m como mínimo por encima de la del alcantarillado.

Si es necesaria la instalación de tuberías principales en nuevas vías, la institución responsable debe ser la encargada de posibilitar la apertura de las mismas.

Las tuberías principales deben formar circuitos cerrados siempre que:

El área a ser atendida fuera superior a 1 km<sup>2</sup>

La distancia media entre 2 tuberías dispuestas según un trazado paralelo fuera igual a 250 m.

La distancia media entre las tuberías que se localizan junto a la periferie del área abastecible y/o el perímetro del área abastecible fuera igual o superior a 150 m.

Fueran así exigidas por la entidad contratante.

Se pretenda una mayor seguridad de continuidad en el abastecimiento.

El caudal máximo previsto para abastecer el área contenida en el circuito cerrado fuese igual o mayor a 25 l/s.

La longitud máxima de las tuberías secundarias debe ser de 300 m cuando son alimentadas por un solo extremo y de 600 m cuando son alimentadas por dos extremos.

Las tuberías secundarias podrán formar una red en malla, mediante la unión de las mismas en los puntos de cruce, o podrán ser independientes entre sí, sin unión en los puntos de cruce, cuando su alimentación fuera prevista a través de ambas extremidades.

La profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser 0,80 m medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

En aquellos casos en que exista o se prevea volumen alto de tráfico o tráfico de vehículos de alto tonelaje, la profundidad mínima deberá ser de 1,00 m desde la clave de la tubería.

Cuando las tuberías pasen por debajo de carreteras o vías férreas o tengan que cruzar ríos o arroyos se deben proyectar estructuras especiales y obras de protección que garanticen la seguridad de la tubería. En área rural la profundidad mínima de la tubería debe ser 0,60 m, medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

## **7.2. TIPOS DE REDES**

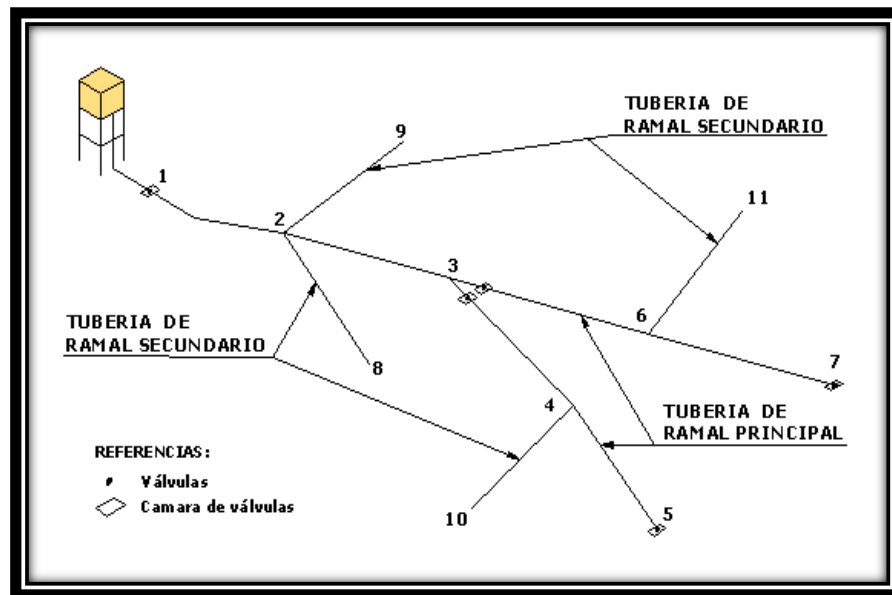
Básicamente existen tres tipos de tipos de redes de agua potable:

- Red abierta o ramificada
- Red cerrada o anillada
- Red mixta o combinada

## **7.3. RED ABIERTA O RAMIFICADA**

La red abierta está constituida por tuberías que tienen la forma ramificada a partir de una línea principal; puede emplearse en poblaciones semi dispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado (ver figura 7.1).

**Figura 7.1:** Esquema de una red abierta o ramificada



### 7.3.1. DETERMINACIÓN DE CAUDALES PARA REDES ABIERTAS

Para la determinación de caudales en redes abiertas debe considerarse el número de conexiones.

Para redes con más de 30 conexiones debe aplicarse los siguientes métodos.

#### 7.3.1.1. MÉTODO DEL ÁREA UNITARIA

Los pasos generales para el método de longitud unitaria son los siguientes:

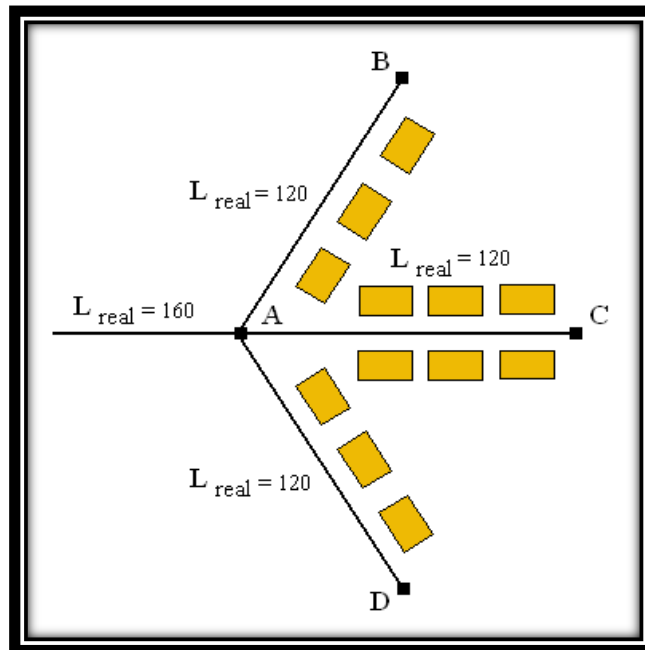
Inicialmente se identifican las distintas zonas de distribución en función de su actividad, es, residencial, comercial e industrial.

Realizar un trazo preliminar de la red, partiendo del conducto primario para de este sacar las distintas ramificaciones necesarias para llevar el agua a los distintos puntos o zonas de distribución. Se anotan las longitudes de cada tramo.

Calcular el caudal unitario por metro lineal de tubo, dividiendo el caudal máximo horario entre la sumatoria de longitudes virtuales de la red.

La longitud virtual es un concepto que se utiliza para determinar el caudal que circulará por cada tramo de tubo, a este se le denomina caudal propio (ver figura 7.2).

**Figura 7.2:** Esquema de longitud virtual



De la figura 7.3 se deduce que el tramo a-b abastece por un solo lado, mientras que el tramo a-c que abastece por los dos lados deberá conducir más caudal. Si se tratara de una zona con la población uniformemente distribuida el tramo a-c conducirá el doble de caudal que el tramo a-b. Relacionado caudales con longitudes, parecería que el tramo a-c mide el doble de la longitud que el tramo a-b, pero en realidad esto no es cierto, por lo tanto se considera que su longitud virtual es de 240 y su longitud real de 120. El tramo a-b tiene una longitud virtual igual a su longitud real de 120. De la figura 7.3 podemos concluir lo siguiente:

Para las líneas de alimentación la longitud virtual es 0.

$$0 = L_{virtual}$$

Para tubos que abastecen a predios localizados de un solo lado.

$$L_{virtual} = L_{real}$$

Para tubos que abastecen a predios localizados de ambos lados. (para una población uniformemente distribuida )

$$L_{virtual} = 2 * L_{real}$$

Al realizar la sumatoria de las longitudes virtuales de toda la red, se puede calcular el caudal unitario por metro de tubería  $Q_u$ , usando la siguiente expresión:

$$Q_u = \frac{Q_{max\_h}}{\sum_i^j L_{virtual}}$$

Donde:

$Q_u$  = caudal unitario por metro lineal de tubería en l/s-m

$Q_{max\_h}$  = caudal máximo horario en l/s

$\Sigma L_{virtual}$  = sumatoria de las longitudes virtuales de cada tramo de la red en m

- Numerar los nodos existentes de la red
- Calcular el caudal propio de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto  $q$  por la longitud virtual del tramo de tubo.

$$Q_{tramo\ i} = Q_u * L_{virtual}$$

Donde:

$Q_{tramo\ i}$  = caudal en el tramo “i” en l/s

$Q_u$  = caudal unitario por metro lineal de tubería en l/s-m

$L_{virtual}$  = longitud virtual del tramo “i” en m

- Partiendo del tramo más distante hasta el más cercano al depósito de regularización se hace la sumatoria de los caudales acumulados, tomando en cuenta los caudales de los tramos secundarios.
- Determinar el diámetro de cada tramo, en base al caudal acumulado que debe conducir, considerándolo en el extremo o nudo terminal.
- Se procede al diseño de la red.

### **7.3.1.2. MÉTODO DE LA REPARTICIÓN MEDIA**

El caudal por nudo debe determinarse utilizando los caudales de los tramos adyacentes. El caudal de tramos adyacentes debe determinarse con el caudal por tramo, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos. El caudal en cada tramo debe determinarse por el método de la longitud unitaria.

### **7.3.1.3. MÉTODO DE LA SIMULTANEIDAD Y NÚMERO DE GRIFOS**

Para redes con menos de 30 conexiones debe determinarse el caudal por ramal, utilizando el método probabilístico o de simultaneidad, basado en el coeficiente de simultaneidad y el número de grifos.

El caudal por ramal es:

$$Q_{ramal} = K * \sum Q_g$$

Donde:

$Q_{ramal}$  = caudal de cada ramal en l/s

$K$  = coeficiente de simultaneidad

$Q_g$  = caudal por grifo en l/s

$Q_g \geq 0,10$

**Tabla 7.1:** Valores del coeficiente k de simultaneidad

Nº de grifos	K	Nº de grifos	K
2	1	17	0,25
3	0,71	18	0,4
4	0,58	19	0,4
5	0,5	20	0,3
6	0,45	21	0,2
7	0,41	22	0,2
8	0,38	23	0,1
9	0,35	24	0,1
10	0,33	25	0,2
11	0,32	26	0,2
12	0,3	27	0,2
13	0,29	28	0,2
14	0,28	29	0,2
15	0,27	30	0,2
16	0,26	-	-

Fuente: Norma Boliviana NB-689

### 7.3.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES ABIERTAS

En el diseño hidráulico de las tuberías de redes abiertas deben considerarse los siguientes aspectos:

- La distribución del caudal es uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal debe ser determinada para el caudal del tramo.
- Los caudales puntuales (escuelas, hospitales, etc.) Deben ser considerados como un nudo.
- Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

El diseño hidráulico de la red abierta, puede ser realizado por una de las siguientes fórmulas:

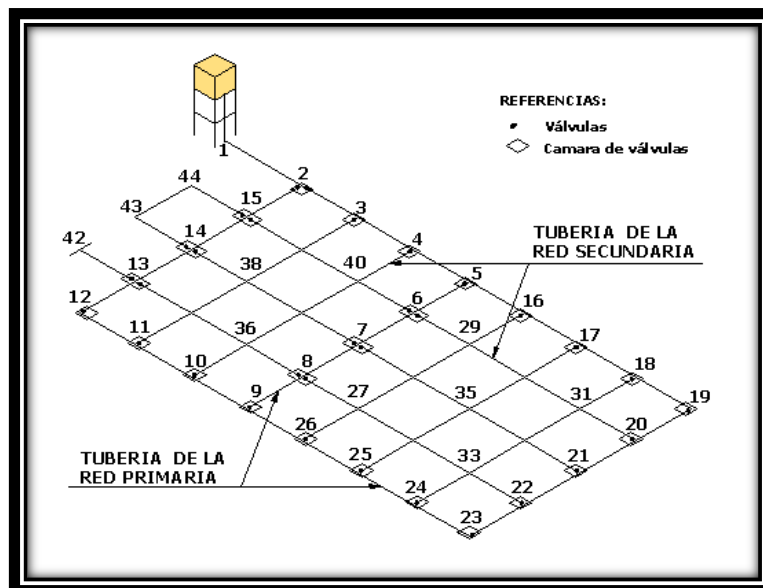
Darcy-Weisbach, Hazen-Williams u otros justificados técnicamente.

#### 7.4. RED CERRADA O ANILLADA

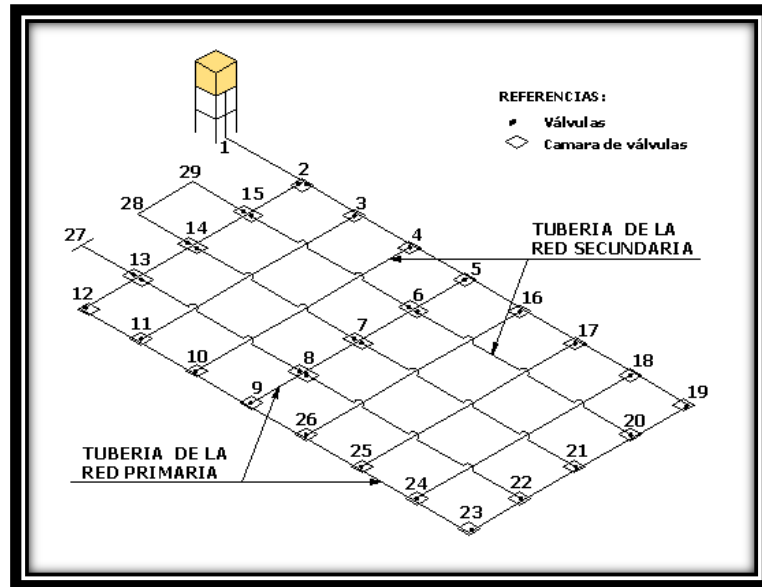
Son también conocidas como sistemas de circuitos cerrados. Su característica primordial es tener algún tipo de de circuito cerrado (*loop*, en inglés) en el sistema. El objeto es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Este tipo de de red que usualmente conforma el sistema de distribución de agua potable de una zona urbana o rural.

En la figura 7.3 se muestra según la norma colombiana, que con esta disposición de válvulas y tuberías se pueden aislar algunas tuberías secundarias sin interrumpir el servicio en el resto de la zona. Este esquema original adoptado en muchas ciudades de Bolivia y zonas de Cochabamba.

**Figura 7.3:** Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias interconectadas



**Figura 7.4.:** Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias sin conexión



En la figura 7.4 se muestra una red de distribución. El sistema está compuesto por tuberías de relleno sin interconexión, lo cual determina una gran economía en accesorios, y algunas tuberías secundarias sin conexión en el sistema de la red cerrada.

En general, las redes matrices son redes abiertas mientras que las redes secundarias son redes cerradas en el sentido de que están conformadas por circuitos. Sin embargo, puede haber casos en que las redes matrices contengan circuitos y que parcialmente las redes de distribución sean abiertas. Pero la tradición en ingeniería hidráulica y sanitaria ha sido conformar las redes menores siguiendo el trazado de las manzanas de las ciudades, constituyendo así redes con circuitos y aumentando la confiabilidad del suministro ya que el agua pueda llegar a un sitio por diferentes caminos.

#### **7.4.1. DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN REDES CERRADAS**

En redes cerradas la determinación de caudales en los nudos de la red principal se realizará por uno de los siguientes métodos:

### 7.4.1.1. MÉTODO DE ÁREA UNITARIA

- Cuando se trata de un sistema de distribución en anillada para determinar los caudales se puede mecanizarse en los siguientes pasos:
- Contar con un plano topográfico, escala 1:2000 con curvas de nivel equidistantes a 0.50 m o por lo menos con las cotas de cada intersección de las calles presentes y futuras.
- Basado en la topografía seleccionar la posible localización del tanque de regularización, en caso de áreas muy grandes se puede contemplar la posibilidad de dividir esta en subáreas con sistemas de distribución separados.
- Contar con un trazo tentativo de la red de distribución en malla mostrando las líneas de alimentación.
- Calcular el caudal unitario de cada nudo de la red, dividiendo el caudal máximo horario con el área total de influencia de la zona a proyectar de la red de distribución.

$$Q_u = \frac{Q_{\max\_h}}{A_{total}}$$

Donde:

$Q_u$  = caudal unitario en l/s-ha

$Q_{\max\_h}$  = caudal máximo horario en l/s

$A_{total}$  = área total de influencia del proyecto en ha

- Numerar los nudos existentes en la red de distribución.
- Determinar las áreas de influencia de cada nudo de la red, trazando mediatrices en los tramos, formándose figuras geométricas alrededor del nudo y estas se multiplican por el caudal unitario, así obteniendo el caudal de demanda en cada nudo de la red de distribución (ver figura 7.5).

El caudal en el nudo es:

$$Q_{nudo\ i} = Q_u * A_i$$

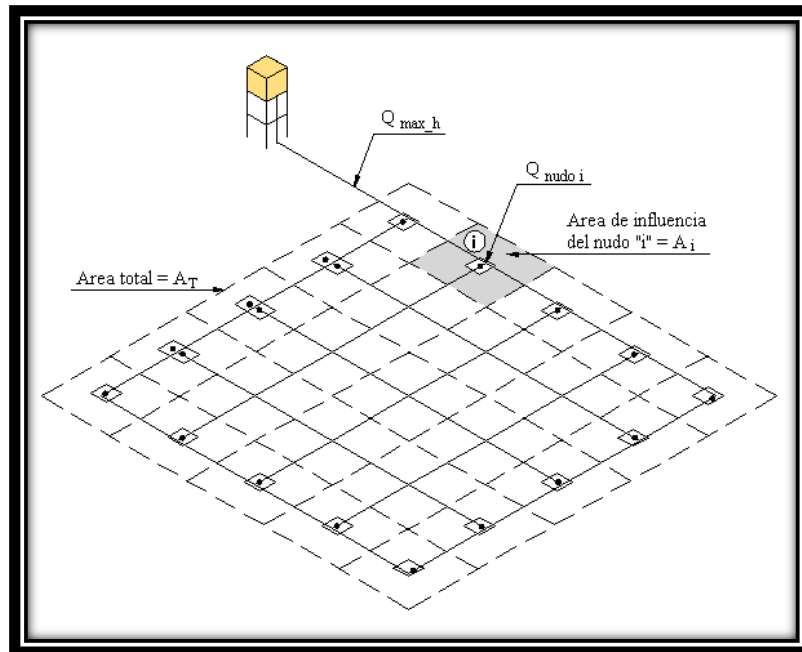
Donde:

$Q_{\text{nudo } i}$  = caudal en el nudo “i” en l/s

$Q_u$  = caudal unitario superficial en l/s-ha

$A_i$  = área de influencia del nudo “i” en ha (ver figura 7.6)

**Figura 7.5:** Esquema de una red cerrada por el método de área unitaria



#### 7.4.1.2. MÉTODO DE DENSIDAD POBLACIONAL

El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde:

$Q_i$  = caudal en el nudo “i” en l/s

$Q_p$  = caudal unitario poblacional en l/s-hab

$$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$$

$Q_t$  = caudal máximo horario en l/s

$P_t$  = población total del proyecto en hab

$P_i$  = población de área de influencia del nudo “i” en hab

#### **7.4.1.3. MÉTODO DEL NÚMERO DE FAMILIAS**

El caudal en el nudo es:

$$Q_n = Q_u * P_{fn}$$

Donde:

$Q_n$  = caudal en el nudo “n” en l/s

$Q_u$  = caudal unitario en l/s-familia

$$Q_u = \frac{Q_t}{N_f}$$

$Q_t$  = caudal máximo horario en l/s

$N_f$  = número total de familias

$N_{fn}$  = número de familias en el área de influencia del nudo “n”.

#### **7.4.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES CERRADAS**

Para el diseño hidráulico de las tuberías de redes cerradas se deben considerar los siguientes aspectos:

- El caudal total que llega al nudo debe ser igual al caudal que sale del mismo.
- La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es siempre la misma.

En las redes cerradas se podrán considerar los siguientes errores máximos:

- 0,10 m.c.a. De pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- 0,10 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas. Las redes cerradas no deben tener anillos mayores a 1 km por lado.
- Preferentemente las pérdidas de carga en tuberías principales y secundarias deben estará rededor de 10 m/km.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada puede utilizarse el siguiente método:

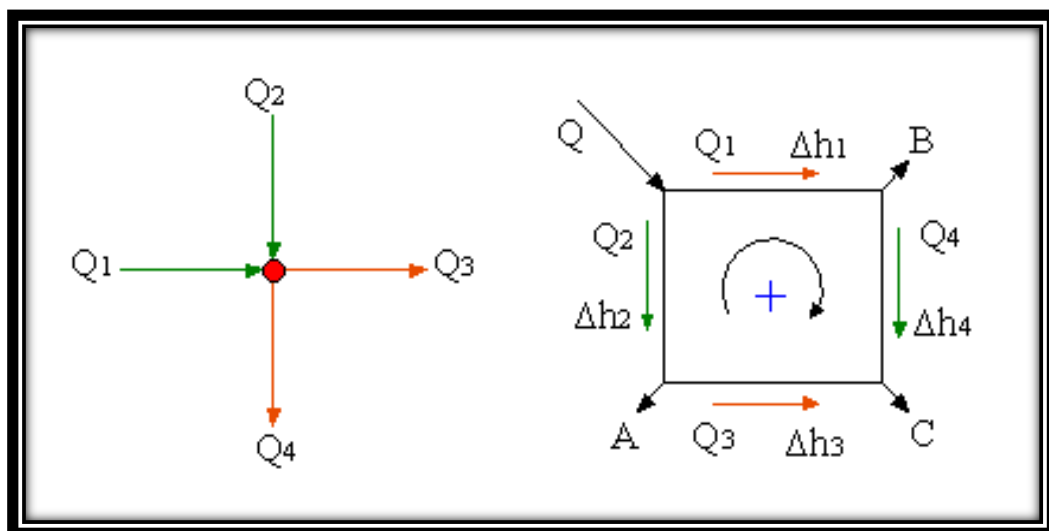
- Método de Hardy Cross.

#### 7.4.2.1. MÉTODO DE HARDY - CROSS

Es un método de aproximaciones sucesivas por el cual se realizan correcciones sistemáticas a los caudales originalmente asumidos (caudales de tránsito por las tuberías) hasta que la red se encuentre balanceada.

En un nudo cualquiera de una red cerrada, la sumatoria de caudales que entran (afuentes +) a un nudo es igual a la suma de caudales que salen (efluentes -) del nudo, también la suma de pérdidas a través de una red cerrada es igual a cero (ver figura 7.6).

**Figura 7.6:** Esquema de la ley de continuidad de la masa en los nudos



Dónde:

$$\sum Q = 0 \Rightarrow Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 0$$

$$\sum \Delta h = 0 \Rightarrow \Delta h_1 + \Delta h_2 - \Delta h_3 - \Delta h_4 = 0$$

Cuando se emplee la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas de carga en las tuberías, el factor de corrección del caudal para cada malla está dado por:

$$\Delta h = r * Q^n$$

$$\Delta h = J * L = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}} * Q^{1.85}$$

$$r = \frac{1}{(0.2785 * C)^{1.85}} * \frac{L}{D^{4.87}}$$

Donde:

R = coeficiente de resistencia, cuyo valor depende del tipo de ecuación empleada para el cálculo.

n = exponente del caudal, que depende la ecuación de resistencia empleada

n = 1.851, según la ecuación de Hazen & Williams.

n = 2.0, según la ecuación de Darcy & Weisbach.

$\Delta Q$  = variación de caudal en m<sup>3</sup>/s

$\Delta h$  = pérdida de carga en m/m

L = longitud de la tubería en m

Q = caudal que pasa por la tubería en m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente de rugosidad de la tubería de Hazen-Williams

D = diámetro de la tubería en m

El método de Hardy Cross corrige sucesivamente, iteración tras iteración, los caudales en los tramos, con la siguiente ecuación general:

$$\Delta Q = -\frac{\sum \Delta h}{n \sum \frac{\Delta h}{Q}}$$

#### **7.4.3. MODELOS COMPUTACIONALES**

Con base en métodos reportados por la literatura técnica y la facilidad de uso, la historia de los métodos de análisis de redes de distribución de agua potable ha sido dividida en tres períodos (ver tabla 7.3):

**Tabla 7.2:** Cronología de los métodos para el análisis de redes de distribución de agua potable

Periodo	Año	Inventor (es)/autor(es)	Método/aplicaciones
<b>PERIODO I</b>	1845	Darcy y Weishbach	Fórmula para la pérdida de altura en un flujo a través de una tubería simple.
	1892	Freeman	Solución grafica.
	1905	Hazen y Williams	Fórmula para la pérdida de altura en un flujo a través de una tubería simple y un método de tubería equivalente.
<b>PERIODO II</b>	1934	Camp y Hazen	Análisis de una red eléctrica.
	1936	Cross*	Técnica de relajación.
	1956	MCLLROY	Análisis de fluido Mclroy.
	1957	HOAG y Weinberg	Adaptación del método de Hardy Cross para computadores digitales.
<b>PERIODO III</b>	1963	Martin y Peters*	Método del nodo simultaneo.
	1968	Shamir y Howard	Expansión del método del nodo simultaneo.
	1970	EPP y Fowler	Método del circuito simultaneo.
	1972	Jeppson	Programa comercial para el análisis de redes con base en el método del circuito simultaneo.
	1977	Wood y Charles	Teoría lineal.
	1980	Wood*	KYPIPE, programa comercial para el análisis de redes.
	1987	Todini y Pilati*	Método del radiante.
	1994	Rossman	CYPECAD, programa comercial para el análisis de redes.

*Ver ANEXO 3. Ingeniería del Proyecto.*

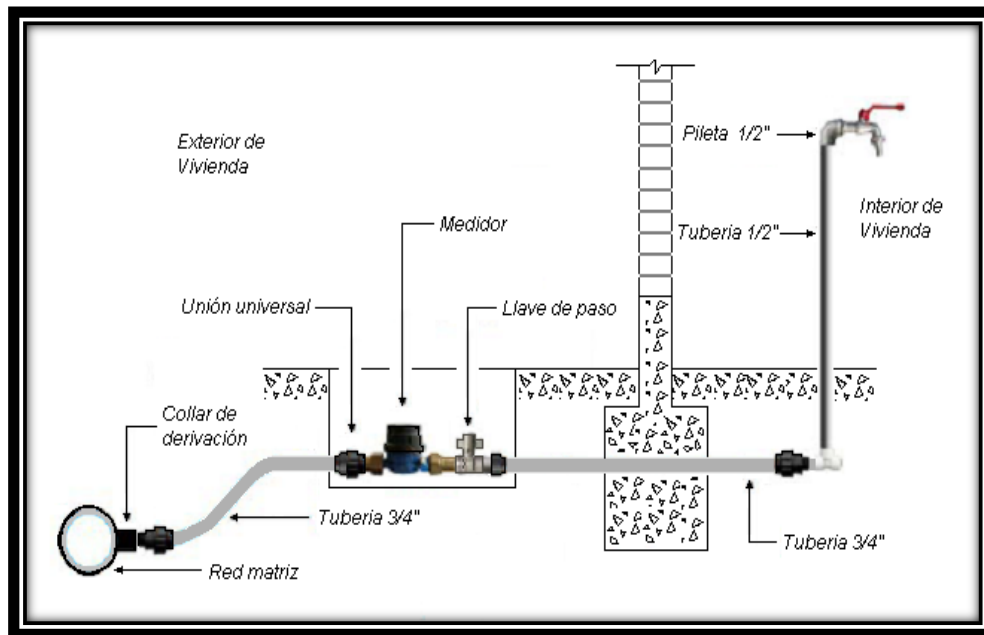
## 7.5. CONEXIONES DOMICILIARIAS

Los componentes mínimos para una conexión domiciliaria son:

- Sistema de conexión a la tubería de distribución.
- Tubería de conexión.
- Válvula de cierre antes y después del medidor.

- Medidor de caudales.
- Accesorios y piezas de unión que posibiliten y faciliten su instalación.
- Caja de protección del sistema de medición y control con su cierre correspondiente (ver figura 7.7).

**Figura 7.7:** Conexión domiciliaria tipo



Conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de  $\frac{1}{2}$ " o  $\frac{3}{4}$ " para usuarios domésticos. Para usuarios con propósitos comerciales, industriales, sociales (escuelas) y oficiales (cuarteles) deberán adoptarse diámetros mayores en conformidad al caudal requerido.

### 7.5.1. MEDIDORES DE AGUA POTABLE

Pueden ser de dos tipos:

- Medidores domiciliarios o micro medidores: cuando se emplean para medir el caudal empleado por la conexión de algún suscriptor o abonado.
- Medidores de alto caudal o macro medidores: empleados para medir los caudales que se producen en los sistemas de bombeo, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento o circuitos hidráulicos en las redes de distribución.

## 7.6. FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a condiciones topográficas, la ubicación de la fuente respecto a la red y al tanque de almacenamiento, motivara diversas formas de suministro de agua a la red de agua potable.

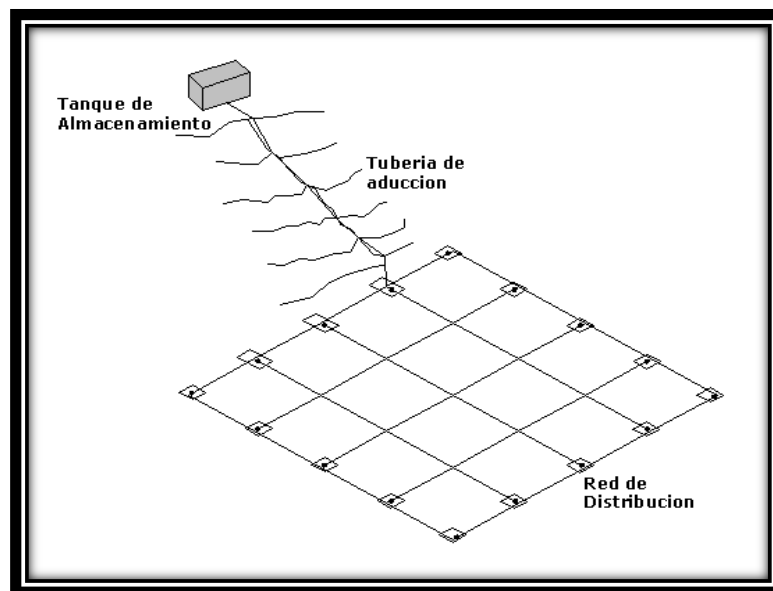
### 7.6.1. DISTRIBUCIÓN POR GRAVEDAD

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red (ver figura 7.8).

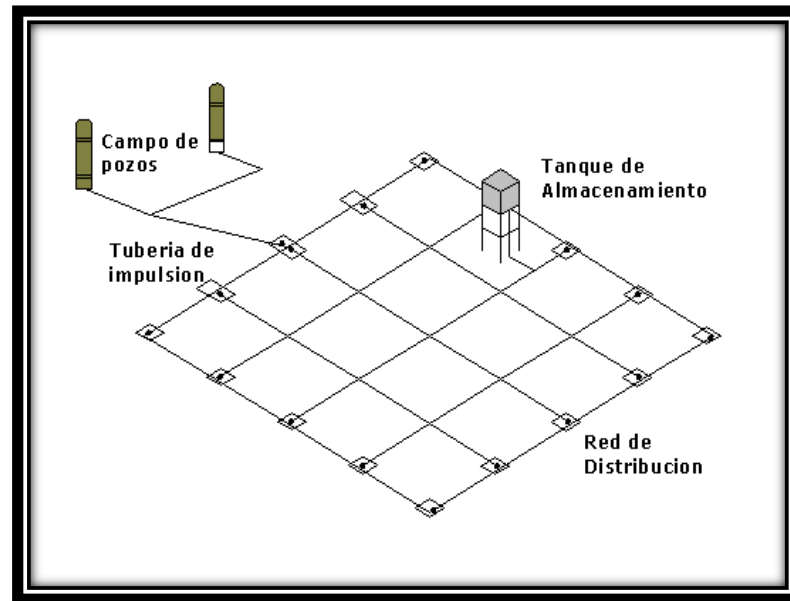
### 7.6.2. DISTRIBUCIÓN POR BOMBEO

La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red (ver figura 7.9).

**Figura 7.8:** Distribución por gravedad



**Figura 7.9:** Distribución por bombeo



## CAPITULO VIII

### PRESUPUESTO DE OBRA.

Presupuestar una obra, es establecer de qué está compuesta (composición cualitativa) y cuántas unidades de cada componente se requieren (composición cuantitativa) para, finalmente, aplicar precios a cada uno y obtener su valor en un momento dado.

Previamente se debe someter el proyecto a los siguientes análisis:

- **Análisis Geométrico.** Significa el estudio de los planos de construcción, es decir la determinación de la cantidad de volúmenes en la obra (cómputos métricos).

*Ver ANEXO 4 Cómputos Métricos*

- **Análisis Estratégico.** Que es la definición de la forma en que se ejecutará, administrará y coordinará la construcción de la obra o el desarrollo de esta. Esto genera determinadas actividades que deben realizarse, pero que no se encuentran en los planos de construcción, sin embargo, todas éstas actividades tienen un costo en lo que representa el presupuesto de la obra.

- **Análisis del Entorno.** Definición y valorización de costos no ligados a la ejecución física de actividades o de su administración y control, sino de requerimientos profesionales, de mercado o imposiciones gubernamentales (conexión a servicios públicos, trabajos de mitigación de impacto ambiental, etc.).

### 8.1 CARACTERÍSTICAS DEL PRESUPUESTO.

Todo presupuesto tiene cuatro características fundamentales: es aproximado, es singular, es temporal y es una herramienta de control.

El presupuesto es aproximado, sus previsiones se acercarán más o menos al costo real de la obra, dependiendo de la habilidad (uso correcto de técnicas presupuestales), el criterio (visualización correcta del desarrollo de la obra) y experiencia del presupuestador.

El presupuesto es singular, como lo es cada obra, sus condiciones de localización, clima y medio ambiente, calidad de la mano de obra características del constructor, etc. Cada obra requiere un presupuesto propio así como cada persona o empresa tiene su forma particular de presupuestar.

El presupuesto es temporal, los costos que en él se establecen sólo son válidos mientras tengan vigencia los precios que sirvieron de base para su elaboración. Los

principales factores de variación son: Incremento del costo de los insumos y servicios; utilización de nuevos productos y técnicas; desarrollo de nuevos equipos, herramientas, materiales, tecnología, etc.; descuentos por volumen; reducción en ofertas de insumos por situaciones especiales, cambios estacionales.

El presupuesto es una herramienta de control, permite correlacionar la ejecución presupuestal con el avance físico, su comparación con el costo real permite detectar y corregir fallas y prevenir causales de variación por ajuste en alcances o cambios en actividades. No debe concebirse como un documento estático, cuya función concluye una vez elaborado. El presupuesto de construcción se debe estructurar como un instrumento dinámico, que además de confiable y preciso sea fácilmente controlable para permitir su actualización sistemática y evitar que se convierta en una herramienta obsoleta y de poca utilidad práctica.

## **8.2 PRESUPUESTO Y COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.**

El presupuesto en construcción es una herramienta que tiene por objeto determinar anticipadamente el costo de la ejecución material de una obra.

Elaboración del Presupuesto.

Se realiza con base en los planos y en las especificaciones técnicas de un proyecto, además de otras condiciones de ejecución, se elaboran los cómputos de los trabajos a ejecutar, se hacen los análisis de precios unitarios de los diversos ítems y se establecen los valores parciales de los capítulos en que se agrupan los ítems, y así obtener el valor total de la obra. Los pasos a seguir son:

- Listado de precios básicos.- El presupuesto debe incluir la lista de precios básicos de materiales, equipos y salarios utilizados.
- Análisis unitarios.- Incluye indicaciones de cantidades y costos de materiales, transportes, desperdicios, rendimientos, costo de mano de obra, etc.
- Presupuesto por capítulos.- Los costos de obra se presentan divididos por capítulos de acuerdo con el sistema de construcción, contratación, programación, etc.
- Componentes del presupuesto.- Se presenta el desglose del presupuesto con las cantidades y precios totales de sus componentes divididos así: materiales, mano de obra, subcontratos, equipos y gastos generales. Finalmente en: costos directos y costos indirectos.
- Fecha del presupuesto.- Se debe indicar la fecha en la que se hace el estimativo, en caso de haber proyecciones de costos en el tiempo, se deben indicar.

### **8.2.1. AJUSTE O MODIFICACIÓN DEL PRESUPUESTO.**

Se insiste en el carácter dinámico del presupuesto que conlleva el ajuste periódico, para que sirva de herramienta de control, que permita tomar las decisiones oportunas que garanticen la culminación exitosa del proyecto, para todas las partes.

Entre las condiciones de una obra, que al modificarse inciden en los costos y alteran su presupuesto, se pueden señalar:

- Reformas a los planos que implique mayores cantidades de los ítems previstos: obras adicionales, o que conlleven trabajos diferentes que no se tuvieron en cuenta originalmente en el presupuesto, obras extras. También se pueden presentar disminuciones en las cantidades de los ítems previstos.
- Cambios en las especificaciones de la construcción que modifiquen el nivel de calidad y costo de su presupuesto inicial.
- Alteraciones del programa de trabajo con base en el cual se elaboró el presupuesto de la obra, que pueden modificar los recursos de tiempo, materiales, mano de obra, equipos, etc.
- Cambios en las condiciones asumidas para realizar las obras: organización general, modalidad de contratación o pago, sistemas constructivos, rendimientos, desperdicios, condiciones diferentes de suelo, roca o medio de trabajo, y en general cualquier condición que signifique caso fortuito, fuerza mayor o factores imprevistos.
- Fallas de construcción que deben corregirse o deterioros que tengan que repararse ocasionando trabajos o desperdicios y que conlleven mayores costos.
- La fluctuación de los precios comerciales de los insumos básicos y los costos financieros, son condiciones externas a la obra que, si bien no se originan en ella, inciden en sus costos y afectan su presupuesto.
- En economías inflacionarias, las alzas de precios del mercado obligan a incluir en los presupuestos los incrementos correspondientes a la proyección de las alzas o actualizarse periódicamente para hacer las reservas de capital y planear los flujos de caja.

### **8.2.2 LOS COSTOS DE LA CONSTRUCCIÓN**

En general se pueden identificar los siguientes grandes componentes los cuales participan en los costos básicos de una obra:

- Materiales.
- Mano de obra.
- Equipos y herramientas.
- Gastos generales: administración e imprevistos.
- Impuestos.

Los tres primeros componentes se denominan costos directos. Tienen una relación directa con la ejecución física de la obra, estos costos están directamente relacionados con las cantidades de obra a ejecutar.

Los gastos generales también se conocen como costos indirectos, están relacionados especialmente con el tiempo de ejecución, e incluyen todos aquellos factores diferentes de los costos directos, que afectan la ejecución de la obra incluyendo gastos administrativos, de mantenimiento, financieros, impuestos, pólizas, servicios públicos, comunicaciones, control técnico, campamentos, vías de acceso, etc., además de los imprevistos.

### **8.3 ETAPAS EN EL ESTUDIO DE UN PRESUPUESTO.**

Generalmente, cuando se realiza un presupuesto, se tiene un tiempo definido para realizarlo y desde el punto de vista de una empresa constructora, se tiene que cumplir con una serie de aspectos técnicos para la presentación de la propuesta, por lo tanto se deben tomar los siguientes aspectos:

1. Se debe analizar el calendario para la presentación de la propuesta, es decir tomar en cuenta cuando se terminará el análisis de los precios de los materiales, el tiempo en que se terminará de elaborar los aspectos técnicos de la propuesta, tiempo que se requerirá la compaginación de la propuesta, etc.
2. Posteriormente se debe realizar un exhaustivo análisis de las bases de la licitación plasmado en el pliego de condiciones otorgado por la empresa contratante.
3. Se debe preparar un listado de cotizaciones de los materiales a utilizar en la obra, para esto se debe tener claramente identificadas las exigencias y especificaciones técnicas que pide la entidad contratante. En el caso de cotizaciones de subcontratos se debe procurar entregar el máximo de información disponible al cotizador.
4. Una vez tomado un conocimiento cabal del trabajo a ejecutar y las condiciones impuestas por la entidad contratante es siempre recomendable una visita al lugar, que

generalmente es exigida por la entidad contratante en el pliego de condiciones. En esta visita al lugar se debe detectar las condiciones en que se deberá efectuar la obra, los accesos, sitios de instalación de faenas, restricciones de paso en puentes y caminos, calidad del terreno, disponibilidad de materiales, maderas, combustible, agua potable, medios de transporte del personal, verificar el mercado de los materiales a utilizar, climatología, etc.

5. Otro paso importante en el estudio del presupuesto es el de proveerse de un listado de precios actualizado de mano de obra y maquinarias. En el caso de las maquinarias se debe tomar en cuenta el costo del combustible o la fluctuación que tendrá este durante el transcurso de la realización de la obra, mantenimiento, desgaste de neumáticos, etc.

#### **8.4. COSTO DE DIRECTO.**

El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).

- Materiales: es el costo de los materiales puestos en obra.
- Mano de Obra: es el costo de la mano de obra involucrada en el ítem, separad por cada especialidad, por ejemplo, en el caso de una viga de hormigón armado se necesita la participación de albañil, encofrador y eferrador. Por otra parte, se debe tomar también en cuenta los beneficios sociales.
- Maquinaria, equipo y herramientas: es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Seguidamente se presenta la metodología para determinar los costos de cada uno de los componentes del costo directo.

##### **8.4.1. MATERIALES.**

Los materiales son los recursos que se utilizan en cada una de las actividades o ítems de la obra. Los materiales están determinados por las especificaciones técnicas, donde se define la calidad, cantidad, marca, procedencia, color, forma, o cualquier otra característica necesaria para su identificación.

#### **8.4.1.1. COSTO DE MATERIALES.**

El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el puesto en obra, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

El costo de los materiales tiene una gran importancia en el cálculo del presupuesto, debido a que en el caso de que se cometa errores en esta parte, trae como consecuencia un resultado muy alejado de la realidad, y por lo tanto una total distorsión en el costo total de la obra, que en caso de ser una licitación elimina directamente al contratista que se presenta a esta.

Por otra parte, se deberá tener conocimiento de toda la diversidad del mercado, en cuanto a los materiales a utilizar, una diferencia de precio mínima podrá incidir en los volúmenes grandes de material a comprar que se necesita en la construcción de una obra.

#### **8.4.1.2. RENDIMIENTO DE MATERIALES.**

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

La cantidad de materiales se determina mediante un estudio analítico, en el cual se considera el rendimiento del material que es propio de cada uno de sus componentes, al cual se adiciona las pérdidas producidas por fracturas durante el transporte del material que imposibilita el empleo en la obra. Éstas pérdidas son expresadas en un determinado porcentaje a lo que se llama el rendimiento neto, adicionando a éste da como resultado el rendimiento total. Es decir:

$$\text{Rend Total} = \text{Rend real} + \text{Rend neto}$$

Sin embargo, hay que decir que el cálculo de éstos rendimientos se hallan mediante exhaustivos estudios, pero en el caso de las licitaciones, en los pliegos de condiciones se encuentran las especificaciones técnicas del proyecto, por lo tanto se tiene un parámetro de los rendimientos de los materiales que se deben utilizar en una determinada actividad.

## **8.4.2. MANO DE OBRA**

La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

### **8.4.2.1. COSTO DE MANO DE OBRA**

Es otro de los factores determinantes en la preparación de los costos unitarios. Se compone de jornales y sueldos de peones, albañiles, mano de obra especializada y demás personal que afecta directamente a los diferentes ítems de la obra.

A pesar de la progresiva mecanización y el empleo cada vez mayor de elementos prefabricados, la mano de obra sigue aportando la mayor contribución en los trabajos de construcción.

Para la valoración del costo horario, debe tomarse en cuenta el salario básico, al cual debemos agregar las incidencias de los beneficios sociales.

### **8.4.2.2. RENDIMIENTO DE MANO DE OBRA.**

El rendimiento de la mano de obra se puede definir como la cantidad de unidades iguales que un obrero puede hacer en un periodo fijo o alternativamente el tiempo que se requiere de un obrero para hacer una unidad de obra; dicho en forma resumida, el rendimiento es:

- La cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo, o
- El tiempo necesario para hacer una unidad de obra.

Para hacer un análisis del rendimiento de la mano de obra, se debe tomar en cuenta el tiempo total de permanencia de un trabajador en una obra se aprovecha sólo parcialmente, pudiendo hacerse una subdivisión de su trabajo de la siguiente manera:

- Trabajo productivo: actividad que aporta directamente a la producción, por ejemplo: la colocación de encofrado, hormigonado, vibrado, etc.

- Trabajo contributivo: actividades de apoyo que deben ser realizadas para que el trabajo productivo se pueda hacer, por ejemplo: traslado del encofrado a su lugar, limpieza de superficies para el hormigonado, etc.
- Trabajo no contributivo: son todas las demás acciones que no se encuentran dentro las mencionadas anteriormente y que representan tiempos desaprovechados, por ejemplo: espera de materiales faltantes, conversación entre trabajadores, etc.

Por otra parte, el rendimiento de la mano de obra, varía de acuerdo a la experiencia del obrero, es decir, mientras más experimentado sea el obrero, los rendimientos serán más altos. Otro de los factores que influyen en el rendimiento de la mano de obra, es el sistema de trabajo al cual se realizará la obra; estos sistemas de trabajo son por contrato y por jornal.

El sistema de jornal, es aquel por el cual se paga un determinado valor por jornada diaria de trabajo, en el cual se obtienen rendimientos bajos pero la calidad del trabajo es buena. Por el otro lado, el sistema de contrato es aquel por el cual se paga una determinada suma por la unidad de obra ejecutada; en este sistema se obtiene una disminución de la calidad en la ejecución de la obra, pero se obtiene rendimientos más altos.

El cálculo del rendimiento de la mano de obra es muy complicado, pero la determinación de éste factor puede hacerse de dos formas, una de las cuales es el cronometrado de tiempos empleados por diferentes obreros para la ejecución de un mismo tipo de ítem, tomando como rendimiento el término medio de éstos. Y el segundo método será resultado de los valores invertidos en mano de obra de la construcción terminada.

Por ejemplo, en el caso de que se tenga que cumplir en un determinado tiempo una construcción, es decir que se tenga un plazo fijo en la realización de la obra, se puede obtener un rendimiento de mano de obra adecuado, o mejor dicho un rendimiento teórico el cual permitirá la conclusión de la obra en dicho tiempo, como se muestra a continuación.

#### **8.4.2.3. BENEFICIOS SOCIALES.**

Otro de los aspectos que se debe tomar en cuenta en el cálculo de la mano de obra es el de los beneficios sociales. Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

### **8.4.3. COSTOS DE LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCION Y HERRAMIENTAS.**

En el costo de la maquinaria y equipos se considera a todas las maquinarias como ser: grúas, volquetes, cargadores frontales, etc. dependiendo el tipo de actividad o ítem que este en estudio. En el caso de las maquinarias puede haber dos posibilidades para realizar el estudio:

- Equipos alquilados: en esta situación sólo se considera una precio por el alquiler del equipo, teniendo la precaución de conocer qué es lo que incluye dentro del alquiler, por ejemplo, si no se incluyen ciertos costos tales como el operador, mantención o accesorios, es necesario agregarlos, para presupuestar el costo real de operar los equipos.
- Equipos propios: para este caso, la situación es un poco más compleja, ya que se requiere determinar los costos de depreciación del equipo y los de posesión y operación del mismo, mediante algún método, el cual se desarrollará más adelante en el presente capítulo.

#### **8.4.3.1. HERRAMIENTAS.**

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo. Para el caso se para el caso se tomará el 5% de la mano de obra (Cámara Boliviana de la Construcción, Agosto 2002).

#### **8.4.4. UTILIDAD.**

Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).

Para fines de cálculo y en base a la Cámara Boliviana de la Construcción que toma como base el 10% del costo sub total , que resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

Impuestos.

En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro d estos últimos la construcción, su costo

es el del 13% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.

El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3% sobre el monto de la transacción del contrato de obra, pero el IT puede ser compensado con el importe pagado por el impuesto sobre las utilidades de las empresas (IUE) en la gestión anterior. Para fines de cálculo se presenta el siguiente análisis:

Tabla 8.1. Análisis de importe IVA e IT

Costo total sujeto a IVA e IT	A
Impuesto IVA e IT	$B = 16\% \cdot A$
Costo unitario IVA e IT	C
Para compensar el impuesto	$A = B + C = 0.16 \cdot A + C$
	$C = 0.84 \cdot A$
Luego el IVA para el costo unitario	$B = 0.16 \cdot C \cdot (1 / 0.84) = 0.190476 \cdot C$
	B = 19.0476%
Incidencia por IVA-IT	19.05%

Fuente Cámara Boliviana de la Construcción. Agosto 2002.

Por lo tanto se tomará el 19.05% del costo sub total del ítem, es decir, de la suma del costo directo más la utilidad y gastos generales.

### **8.5. MODELO DE FORMULARIO DE PRECIOS UNITARIOS.**

Existen varios modelos para el desarrollo de los precios unitarios de acuerdo a los requerimientos de la institución que realiza el llamamiento de propuestas, en este caso se ha elegido el modelo que es utilizado por la Cámara Boliviana de la Construcción que se presenta en el desglose de los precios unitarios.

*Ver ANEXO 5 Análisis de Precios Unitarios*

### **8.6. PRESENTACIÓN DE UN PRESUPUESTO.**

Una vez analizados todos los componentes o ítems del presupuesto del proyecto, es necesario prepara el presupuesto definitivo.

Es por eso que los precios unitarios tiene una gran importancia en lo que se refiere al presupuesto de una obra, puesto que los precios unitarios tienen que estar de acuerdo a la realidad del proyecto, es decir, tiene que tener una racionalidad de precios en relación al proyecto.

*Ver ANEXO 6 Presupuesto General*

## CONCLUSIONES

- La fuente adoptada proviene de un pozo con una profundidad de perforación de 162m, aprovechando a la vez las condiciones de aguas freáticas existentes en el lugar, y siendo ésta la única forma de captación de aguas en la zona.
- Para satisfacer y abastecer constantemente el sistema se define utilizar una bomba hidráulica vertical sumergida de potencia mínima de 14 HP, tipo de bomba seleccionado debido a que el pozo es muy profundo.
- El volumen necesario para garantizar el suministro de agua en horarios de máxima demanda es de  $98 \text{ m}^3$ , entonces el cálculo determinó que el valor del volumen de reserva es de  $98 \text{ m}^3$ , el que será almacenado en dos tanques elevados uno para cada urbanización de base de  $5,0 \times 5,0 \times 2 \text{ m}$ .
- Para el diseño de la Red de distribución se consideró dos alternativas de tendido de la de la Red una de ellas considerando un anillo para cada manzano y utilizando Tuberías PVC delgadas de Clase 6, Clase 9 y Clase 12 y la otra con anillos grandes de Tubería PVC - Esquema 40, porque cumple con las exigencias máximas del sistema, en las dos alternativas económica y maniobrable en el momento de construcción.
- Se dimensionó una tercera alternativa a manera de sugerencia para la cual se debe considerar la perforación de otro pozo para la urbanización León Rengel.
- No se consideró la alternativa de un bombeo directo debido a que es muy complicado tanto en su mantenimiento como en su operación y funcionamiento, y habiendo la posibilidad de diseñar un proyecto con almacenamiento es descartable esta posibilidad.
- En el análisis de alternativas presentado en la ingeniería del proyecto se sugiere la construcción de la primera, debido a que es la más favorable en la mayoría de los aspectos y es una solución inmediata que se le puede dar al proyecto.
- Se destinó un área de operación de pozo de  $50 \text{ m}^2$ , con el fin de evitar contaminaciones en el mismo se colocara una malla de cierre perimetral.

- Como la zona ya cuenta con servicio de energía eléctrica, el sistema de bombeo en diseño se alimentará de la red principal de energía de SETAR.

## **RECOMENDACIONES**

- Con el fin de aprovechar racionalmente el agua y disminuir los costos de consumo de energía eléctrica debido a la bomba hidráulica, se recomienda explotar el acuífero gradualmente en los periodos de bombeo en función a la demanda real del sistema.
- Se recomienda considerar el estudio de otro pozo independiente para la urbanización León Rengel para que en un futuro se pueda proveer a las dos urbanizaciones con una dotación mayor como se tendría que hacer, debido a que ya son dos barrios que se encuentran dentro de la zona urbana de la ciudad.
- Mientras se desarrolla la etapa de operación del sistema, es recomendable tomar registros del consumo real de la población, con el fin de definir un patrón de consumo, para luego establecer el intervalo de tiempo en el que se realizará el respectivo bombeo y tener especial cuidado en bombear el caudal necesario a cada tanque.