

1. GENERALIDADES

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se dirige a revelar los estrechos vínculos existentes entre la extensión universitaria y el desarrollo de la ciencia y la tecnología, es así que las instituciones de educación superior deben asumir un papel protagónico en las transformaciones del desarrollo que se están gestando en lo social, económico, político y cultural.

En consecuencia el reto que se enfrenta es sobre la calidad y competitividad en los servicios educativos como expresión de la pertinencia de estas instituciones, lo cual implica, en primer lugar la preparación integral de los futuros profesionales comprometidos con su proyecto social, la superación permanente de los egresados que promueva el desarrollo de la ciencia y la tecnología en función de los intereses sociales.

Así el desarrollo de la ciencia y la tecnología imponen a la extensión universitaria una dinámica particular desde la necesidad de favorecer los procesos de difusión de la cultura científica con la celeridad que impone el desarrollo; dicha relación se viabiliza dado que la extensión universitaria es el elemento más dinámico en el vínculo entre la universidad y la sociedad.

De acuerdo con todo lo expuesto anteriormente la misión de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho” es la siguiente:

“Formar profesionales integrales, con valores éticos y morales; creativos e innovadores; con pensamiento crítico y reflexivo; solidarios y con responsabilidad social; capaces de generar y adecuar conocimientos relevantes e interactuar con éxito en escenarios dinámicos bajo enfoques multidisciplinarios, con el fin de contribuir al desarrollo humano sostenible de la sociedad y de la región mediante la investigación-tecnológica y la extensión universitaria, vinculadas a las demandas y expectativas del entorno social”.

Es por eso que la presente PROPUESTA, elaborada en la materia proyecto de Ingeniería Civil II (CIV-502) es el mecanismo por el cual, el estudiante pretende desarrollar soluciones a problemas concretos de la sociedad. En la presente propuesta se plantea un estudio a nivel técnico-económico la “DISEÑO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE URBANIZACIÓN MONTE SUD”, con aplicación del software CYPECAD y de los conocimientos adquiridos en la formación académica.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo general

Mejorar las condiciones de vida, bienestar y salud de los vecinos de la urbanización MONTE SUD, mediante la construcción de un sistema de agua potable que cubra el 100% de la población actual y futura, y así disminuir los riesgos de enfermedades gastrointestinales e infecto contagiosas como el cólera y otras que se pueden propagar por la escasez de este elemento vital.

1.1.2. Objetivos específicos

- ✚ Implementar y construir un sistema de agua potable con bombeo desde un pozo hasta un tanque de almacenamiento y distribuir el agua por gravedad a la urbanización monte sud, buscando la sostenibilidad del proyecto.
- ✚ Garantizar el abastecimiento permanente del líquido elemento al 100% de la población actual y futura.
- ✚ Mejorar las condiciones de salud de la población, eliminando los riesgos de enfermedades gastrointestinales mediante el mejoramiento de la calidad y la cantidad del agua.
- ✚ Eliminar y reducir tiempos de acarreo de agua actuales, tareas que son encomendadas a mujeres y niños.
- ✚ Incentivar el crecimiento y desarrollo de la población.
- ✚ Utilizar racionalmente el recurso hídrico y optimizar su aprovechamiento, resaltando la importancia del uso adecuado de este recurso natural.

1.2. JUSTIFICACIÓN

1.2.1. Académica

Aplicando los conocimientos obtenidos al cursar el programa académico de la carrera de Ingeniería Civil se formulara un documento que permita obtener el título de “Licenciado en Ingeniería Civil”.

1.2.2. Teórica

Se implementara metodologías de diseño que optimicen la utilización del agua para el consumo humano, garantizando el suministro en cantidad de gasto y presión en una zona determinada.

1.2.3. Social

Siendo el agua un elemento esencial para el desarrollo de la urbanización “MONTE SUD” es necesario implementar un sistema de agua potable en la misma, para que se logre elevar el nivel de vida de los vecinos. Es decir, una población se abastece de agua con varios propósitos:

- Para beber y cocinar.
- Para lavado de ropa y utensilios.
- Para riego de prados y jardines.
- Para fines comerciales.
- Para eliminar los desechos domésticos (aguas negras).
- Para la protección de la vida y la propiedad, usándola contra el fuego

1.2.4. Institucional

Es de suma importancia realizar diseños de sistemas de agua potable en zonas urbanas que recientemente se están estableciendo para que de esta manera los ciudadanos obtengan una cobertura del servicio, afiliados a una institución que regule el uso de este recurso.

1.3. MARCO DE REFERENCIA

En general el proyecto de grado a desarrollar comprenderá lo siguiente:

- Estudio topográfico del área beneficiaria
- Estudio de la demanda actual y futura
- Estudio de los caudales de diseño para la red de abastecimiento
- Estudio del volumen necesario para satisfacer la demanda
- Diseño de estructuras complementarias.
- Propuesta de solución

1.4. ALCANCES

- Fortalecer los conocimientos de sistemas de distribución de agua potable para la planeación, simulación y calibración hidráulica.
- Reducir los riesgos de una mala operación y mantenimiento de sistemas de distribución de agua potable y brindar calidad en el servicio a los usuarios.
- Contar con un proyecto piloto, el cual sirva como estrategia para el desarrollo de modelos de simulación que se pueda implementar en toda la red de distribución de agua potable en nuestra ciudad.

2. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO

2.1. INFORMACIÓN GENERAL

2.1.1. Ubicación geográfica

La urbanización MONTE SUD, se encuentra ubicada en el distrito 17 la capital del Municipio de Tarija, Primera Sección de la Cercado, a 4.1 Km. del centro de la capital del Departamento - Ciudad Tarija, se encuentra ubicado al Norte de esta provincia, entre las coordenadas:

Geodésicas:

21° 29' 38'' - 21° 29' 54'' Latitud SUR

64° 42' 41'' - 64° 43' 08'' Longitud OESTE

UTM:

321908 – 322682 ESTE

7621635 - 7622222 NORTE

Altitud:

1920 m.s.n.m. de altitud promedio

2.1.2. Límites territoriales

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al Norte con la comunidad de Monte Centro (Distrito 17 de la Provincia Cercado).
- Al Sur con el barrio Lourdes ((Distrito 8 de la Provincia Cercado).
- Al Oeste con el Municipio de San Lorenzo (Segunda Sección de la Provincia Méndez).
- Al Este con la comunidad de Pampa Galana (Distrito 17 de la Provincia Cercado).

2.1.3. Extensión

La urbanización en su totalidad abarca aproximadamente un territorio de 23 Hectáreas las cuales se distribuyen en 25 manzanos, con predios de 300 metros cuadrados en su generalidad.

Ver ANEXO 1. Ubicación en la macro y micro región.

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA

2.2.1. Climatológicas

a) Temperatura.

La zona presenta una temperatura media que oscila entre los 17 a 18 °C, presentando los siguientes valores extremos:

Temperatura máxima..... 37°C

Temperatura mínima..... -7°C

b) Precipitación pluvial

Presenta también una precipitación promedio de 532 mm de lámina de lluvia, precipitación máxima en 24 hrs. de 125 mm de lámina de lluvia con un promedio de 64 días de lluvia al año y una velocidad del viento que oscila entre los 6 m/s con dirección sud-este.

c) Clima.

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

2.2.2. Orográficas

Realizando la visita apropiada al lugar donde se sitúa el proyecto, se puede definir que presenta un paisaje con llanuras fluvio-lacustre, presentando pendientes ligeramente onduladas que varían entre el 2 – 5 %, con una elevación máxima de 1932 m.s.n.m. y mínima de 1903 m.s.n.m.

2.2.3. Hidrológicas

La urbanización MONTE SUD 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 Piscugiana y al margen izquierdo la quebrada El Monte, 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

Debido a que la urbanización es de reciente creación no cuenta con la infraestructura apta, como ser áreas verdes y centros de educación y salud, constando con una superficie destinada a este tipo de infraestructuras de 2 hectáreas que equivalen aproximadamente al 10 % del total de la superficie de la urbanización. La zona cuenta con un reducido número de casas, cabe recalcar que de 477 predios

solo existe construcción en 43, siendo el resto, la totalidad de su superficie baldía. Es también de suma importancia dar a conocer que la urbanización cuenta con calles pero en precarias condiciones las cuales no presentan mejoramiento de su capa de rodadura.

2.2.5. Vías de comunicación y transporte

La principal vía de acceso a la urbanización es la AVENIDA COLON la cual se encuentra en un estado óptimo ya que posee como capa de rodadura un pavimento flexible en buen estado, siendo su única falencia la presencia de un tramo empedrado de aproximadamente 130 m de longitud, el cual se ubica a la altura del barrio Lourdes antes de llegar al puente de la quebrada el Monte.

Por las condiciones que presenta su vía principal de acceso se puede afirmar que el transporte no es una dificultad permitiendo el ingreso de vehículos particulares de diferente capacidad, como también el transporte público como ser taxis y micros, propiamente la línea D, no muestra variación de sus tarifas.

El único inconveniente que se presenta dentro de la urbanización es el movimiento interno dentro de ella ya que carece en su totalidad de calles pavimentadas debidamente.

2.2.6. Servicios básicos

La urbanización al ser de reciente conformación no cuenta con los servicios básicos en calidad óptima para satisfacer totalmente sus necesidades, tanto sanitarias como de confort personal; entonces dichos servicios son:

- a) Agua potable: cuenta con un abastecimiento de agua precario que no satisface la verdadera demanda de la población, siendo sus fuentes de abastecimiento dos pequeños pozos de bombeo con sus respectivos tanques de almacenamiento ubicados en propiedades privadas.
- b) Alcantarillado sanitario: no cuenta con una red de alcantarillado que pueda evacuar las aguas servidas, siendo su única opción sanitaria la creación de pozos ciegos.
- c) Energía Eléctrica: es el único servicio que cuentan con calidad y cantidad necesaria, satisface la demanda actual ya que se encuentra conectada a la red general de la ciudad de Tarija.

3. ESTUDIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

3.1. ESTUDIOS DE CARÁCTER TÉCNICO

3.1.1. Estudios topográficos

Se realizó el respectivo levantamiento topográfico con la ayuda de un equipo de alta precisión, estación total **SOKKIA SET 550X**, empleando también un equipo para la orientación un **GPS GARMIN ETREX LEGEND HCX**. Obteniendo 727 puntos con coordenadas UTM.

Tabla 3.1: Resumen de resultados estudio topográfico.

	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	COTA
Punto más alto	7622706,935	322063,3943	1932,7493
Punto más bajo	7622047,104	321822,905	1902,55
Fuente de abastecimiento	7622632,342	321858,298	1928,22

Ver ANEXO 2. Estudios y Parámetros de Diseño. Estudios Topográficos.

3.2. ESTUDIOS AUXILIARES COMPLEMENTARIOS

3.2.1. Estudios Hidrogeológicos

Con el fin de definir las características Hidrogeológicas de la zona donde se emplazara 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 una institución no gubernamental encargada de mejorar la calidad de vida de la población Bolivia mediante proyectos de saneamiento básico. Al concluir el estudio se pudo llegar a los siguientes resultados:

Tabla 3.2: Resumen de resultados estudios hidrogeológicos

Tipo de fuente de abastecimiento	Aguas subterráneas
Clasificación de las aguas	Aguas freáticas
Nivel estático (N.E.)(m)	42,35
Nivel de bombeo (N.B.)(m)	46.00
Rendimiento (Q_b)(l/s)	7.64

FUENTE: Cooperación Japonesa en Bolivia

Ver ANEXO 3. Estudios y Parámetros de Diseño. Estudios Hidrogeológicos.

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. Siendo el dato más relevante de este estudio la resistencia de soporte del suelo realizada con la prueba de SPT llegando al siguiente resultado:

Tabla 3.3: Resumen de resultados estudios geotécnicos

SPT (Capacidad de carga del terreno)	1.75 kg/cm²
---	-------------------------------

Ver ANEXO 4. Estudios y Parámetros de Diseño. Estudios Geotécnicos.

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

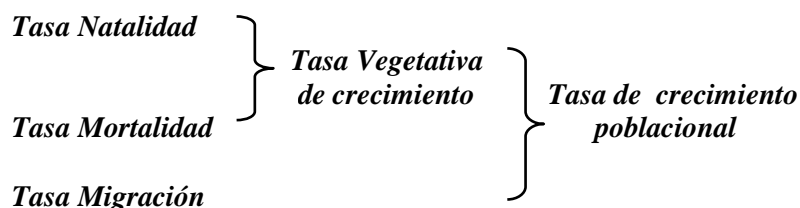


Tabla 3.4: Indicadores Demográficos

Indicadores Demográficos (Tarija)		
Tasa de natalidad	25,83	%o
Tasa de mortalidad	6,19	%o
Saldo migratorio	-0,92	%o

Fuente: INE

3.3.1. Crecimiento de la población

3.3.1.1. Tasa promedio anual de crecimiento

La tasa promedio anual de crecimiento, es el ritmo o intensidad al que la población aumenta (o disminuye) en promedio en un año determinado, debido al aumento vegetativo y a la migración neta, expresada como un porcentaje de la población de año base.

$$i = \frac{1}{t} * \ln \frac{Nt}{No} * 100$$

Donde:

T = tiempo, por ejemplo entre dos censos (1992-2001).

Ln = logaritmo neperiano.

Nt = poblacional final (p 2001)

No = población inicial (p 1992)

3.3.1.2. Población futura

El cálculo de la población futura se podrá realizar mediante uno de los métodos de crecimiento, según el tipo de población dependiendo de las características socio - económicas y ambientales de la población.

a. Método aritmético.

Algoritmo:

$$Pf = Po \left(1 + i * \frac{t}{100} \right)$$

b. Método geométrico.

Algoritmo:

$$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

c. Método exponencial.

Algoritmo:

$$Pf = Po * e^{\left(\frac{i*t}{100}\right)}$$

d. Método wappaus

Algoritmo:

$$Pf = Po \left(\frac{200 + i * t}{200 - i * t} \right)$$

Donde:

Pf = población futura (hab)

Po = población inicial (hab)

i = índice de crecimiento poblacional anual (%)

t = número de años de estudio o periodo de diseño

3.3.1.3. Aplicaciones de los métodos

Los métodos de crecimiento a emplearse deben ser aplicados en función al tamaño de la población, de acuerdo especificado en la tabla 3.5.

Tabla 3.5: Aplicación de los Métodos

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

(1) optativo, recomendable

(2) sujeto a justificación

Fuente: Norma Boliviana NB-689

De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes.

El área de proyecto se debe dividir en sub-áreas como centros urbanos y zonas periurbanas. En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento, de población dispersa y semi-dispersa.

Ver ANEXO 3. Estimación de la Población Futura.

3.4. PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

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

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en tabla 3.6.

Tabla 3.6: Periodo de diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 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
Equipamiento		
Equipos eléctricos	5-10	5-10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: Norma Boliviana NB-689

3.5. DOTACIÓN DE AGUA

La dotación se define como el consumo anual total previsto en un centro poblacional, dividido entre la población abastecida y el número de días del año y se expresa en litros/habitante/día (l/h/d).

La dotación mínima a adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo: doméstico, comercial, industrial, social y público, así como considerar las pérdidas en la red de distribución.

3.5.1. Dotación media diaria

La dotación media diaria es el 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 utilizado por una persona al día.

Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según la tabla 3.7.

Tabla 3.7: Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Dotación media diaria (l/hab/día)					
	Población (hab)					
	Hasta 500	De 501 a 2000	De 2001 a 5000	De 5001 a 10000	De 10001 a 100 000	Más de 100 001
Del altiplano	30-50	30-70	50-80	80-100	100-150	150-250
De los valles	50-70	50-90	70-100	100-140	150-200	200-300
De los llanos	70-90	70-110	90-120	120-180	200-250	250-350
Notas:	(1)			(2)		

(1) justificar a través de un estudio social

(2) justificar a través de un estudio socio-económico

Fuente: Norma NB-689, Diseño de sistemas de 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.

3.5.2. Dotación futura de agua

La dotación futura se debe estimar con un incremento anual del 0,50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$Df = Do * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:

Df = dotación futura en l/hab-d

Do = dotación inicial en l/hab-d

D = variación anual de la dotación en porcentaje

T = número de años de estudio en años

Ver ANEXO 3. Estimación de la Dotación Futura.

3.5.3. Caudales de diseño

Los consumos de agua de una localidad muestran variaciones estacionales, mensuales, diarias y horarias. Estas variaciones pueden expresarse en función (%) del consumo medio.

El problema consistirá, en satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar, diseñando cada estructura de forma tal que estas cifras de consumo y estas variaciones de los mismos no desarticulen a todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

3.5.3.1. Caudal medio diario

Es el consumo 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:

$$Q_{med} = \frac{Pf * Df}{86400}$$

Donde:

Qmed = caudal medio diario en l/s

Pf = población futura en hab.

Df = dotación futura en l/hab-d

3.5.3.2. 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 y el coeficiente k1 que varía según las características de la población.

$$Q_{\max_d} = K_1 * Q_{med}$$

Donde:

Q_{máx_d} = caudal máximo diario en l/s

Q_{med} = caudal medio diario en l/s

K1 = coeficiente de variación diaria

K1: 1,20 a 1,50 (ver NB-689 y Arocha)

3.5.3.3. Caudal máximo horario

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el caudal máximo diario y el coeficiente k2 que varía, según el número de habitantes, de 1,5 a 2,2, tal como se presenta en la tabla 3.8.

$$Q_{\max_h} = K_2 * Q_{\max_d}$$

Donde:

Q_{max_h} = caudal máximo horario en l/s

Q_{máx_d} = caudal máximo diario en l/s

K2 = coeficiente de variación horario

Tabla 3.8: Valores del coeficiente k2

Población (habitantes)	Coeficiente k2
Hasta 2000	2.20 - 2.00
De 2001 a 10000	2.00 - 1.80
De 10001 a 100000	1.80 - 1.50
Más de 100001	1.50

Fuente: Norma Boliviana NB-689

3.5.3.4. Demanda contra incendio

Se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Para poblaciones menores a 10 000 habitantes no es necesario.
- Para poblaciones entre 10 000 y 100 000 habitantes, se debe considerar la protección contra incendios, si es justificable técnica y económicamente si la protección que es necesaria.
- Para poblaciones mayores a 100 000 habitantes se debe considerar la protección contra incendios, tomando en cuenta el volumen contra incendios.

Ver ANEXO 3. Estimación de los Caudales de Diseño.

4. 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

Para el desarrollo de proyectos de agua potable se deben considerar como fuentes de abastecimiento de agua, los siguientes tipos de fuentes:

- a) Superficial.
- b) Subterránea.
- c) De lluvia.

4.3. SELECCIÓN DE FUENTES DE AGUA

Para la selección se deben considerar alternativas técnico-económicas factibles, tomando en cuenta:

- a) La cantidad del agua.
- b) La calidad del agua.
- c) Ubicación respecto al centro de la población a ser abastecida (distancia y altura).
- d) Posibilidad de construir una obra de captación.
- e) Adicionalmente, se deben considerar eventuales efectos ambientales.

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 ³)
Agua superficial	0.017%	230 850
Lagos de agua dulce	0.009%	121 500
Lagos de agua salada	0.008%	108 000
Ríos y corrientes	0.0001%	1 350
Agua sub superficial	0.625%	8 437 500
Humedad del suelo	0.005%	67 500
Agua subterránea	0.0031%	4 185 000
Agua subterránea profunda	0.031%	4 185 000
Casquetes polares y glaciares	2.15%	29 025 000
Atmosfera	0.001%	13 500
Océanos	97.02%	1 312 200 000
Total	100%	1 350 000 000

Fuente: Recursos Hidráulicos, Felices Rocha

El agua dulce, a la que se puede tener acceso más o menos directo, representa sólo el 0.32% (4 307 850 km³) de la cantidad total del planeta, de esta última cantidad el 97% es agua subterránea.

4.4. AGUAS SUPERFICIALES

El agua superficial es aquella que se encuentra circulando o en reposo sobre la superficie de la tierra. Estas masas de agua sobre la superficie de la tierra, forma ríos, lagos, lagunas, pantanos, charcas, humedales, y otros similares, sean naturales o artificiales. El agua superficial es la proveniente de las precipitaciones, que no se infiltra ni regresa a la atmósfera por evaporación o la que proviene de manantiales o nacimientos que se originan de las aguas subterráneas.

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

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, fisuración, su composición química, los rasgos geológicos y geotectónicos.

4.5.1. Acuíferos

Los materiales que permiten la acumulación y el movimiento del agua por debajo del suelo se denominan acuíferos, y constituyen la zona saturada.

Un **acuífero** es entonces aquella Formación Geológica que contiene agua y permite que cantidades significativas de la misma se muevan en su interior en condiciones naturales.

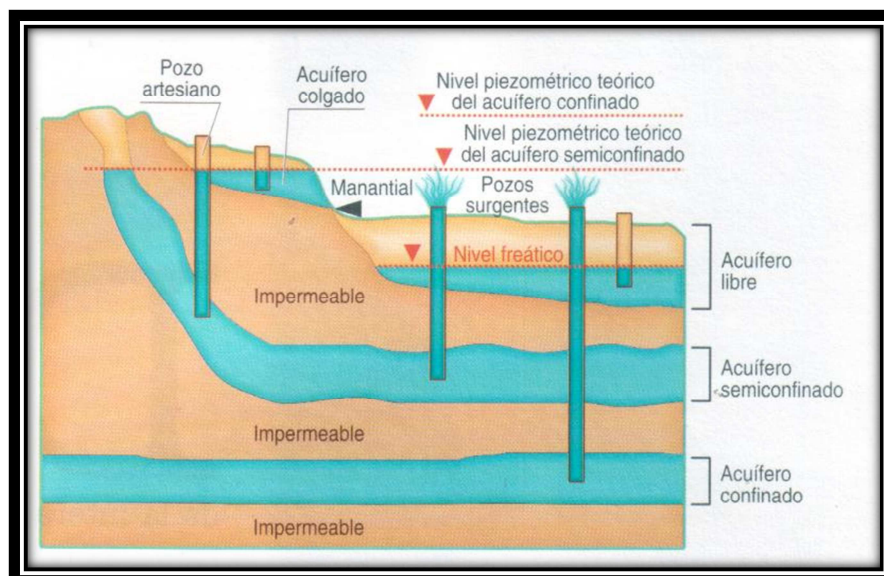
Los acuíferos pueden dividirse en:

- 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 4.1).
- Los **acuíferos confinados (o bajo presión)** se encuentran cubierto por un techo y apoyado sobre un piso, ambos impermeables (ver figura 4.1.).
- 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 4.1).

Figura 4.1: 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
Arcilla	45	3	0.0004
Arena	35	25	41
Grava	25	22	4100
Grava y arena	20	16	410
Arenisca	15	8	4.1
Cuarcito y granito	1	0.5	0.0004

Fuente: Norma Boliviana NB-689

4.5.1.1.2. Permeabilidad o 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:

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

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 cm²) cuando la superficie freática desciende un valor unitario (1 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. Gradientes y cargas

La napa freática es muy importante cuando se habla de aguas subterráneas, 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:

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

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

4.6. HIDRÁULICA DE POZOS

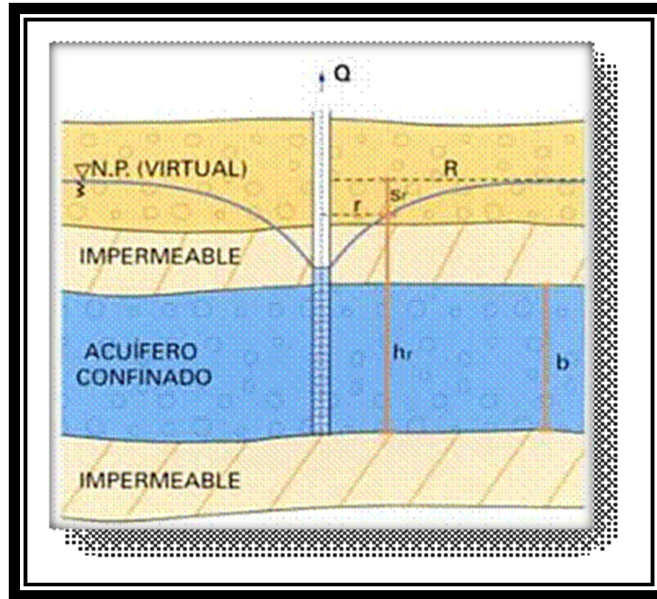
La hidráulica de pozos, esta largamente basada en la ecuación derivada por Darcy. Con ella se pueden determinar las características de los pozos, las mismas que servirán en una fase posterior, al dimensionamiento de pozos.

4.6.1. Régimen permanente de un pozo

4.6.1.1. Acuífero confinado

En la figura 4.2. 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 4.2: 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 4.2 se tiene:

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

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

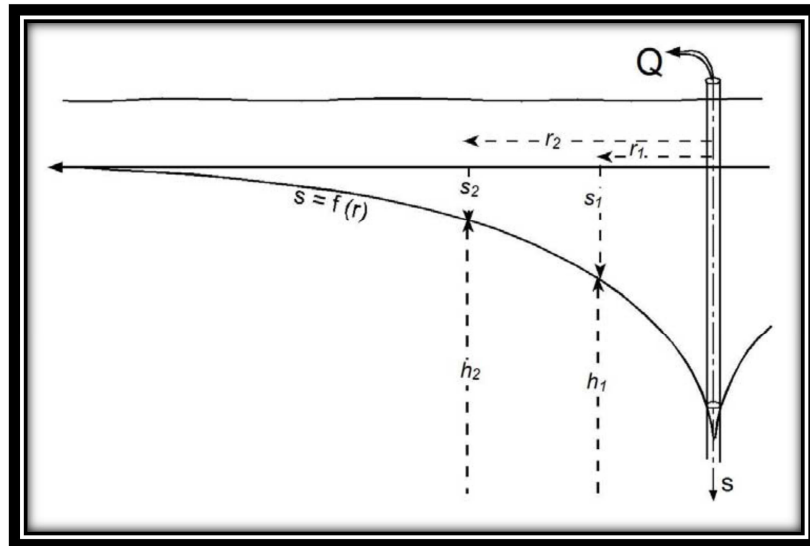
Integrando entre r_1 , r_2 , h_1 y h_2 :

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

Tenemos la siguiente solución:

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

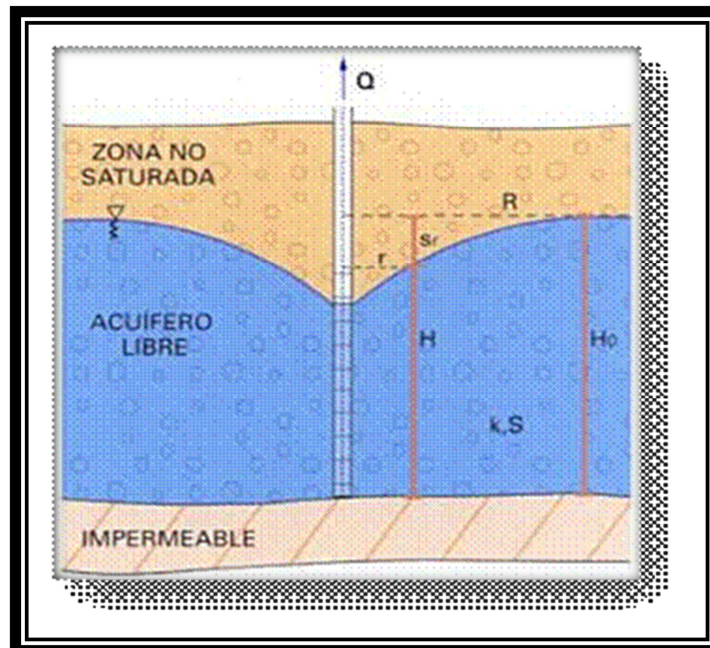
Figura 4.3: Niveles de descensos en dos puntos de observación



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 4.4: Acuífero no confinado en régimen permeable



Aplicando Darcy al flujo a través de un cilindro de radio r y altura h (ver figura 4.6).

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

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

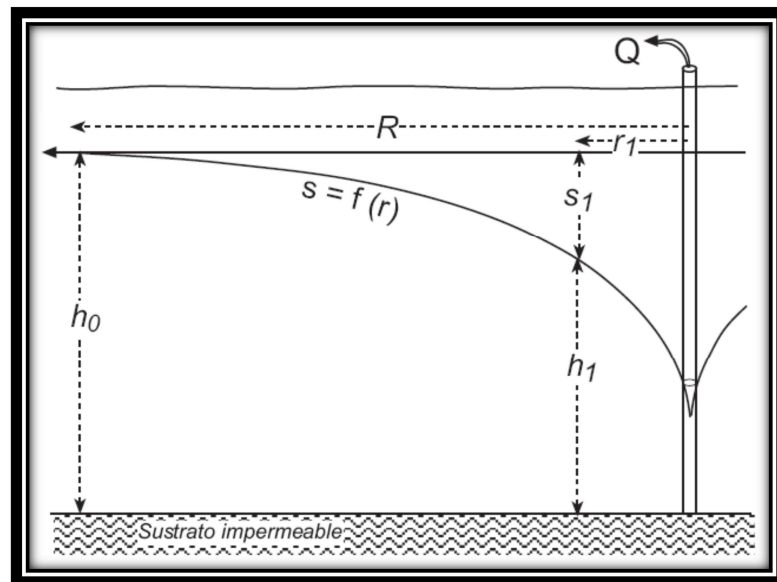
Allí integrábamos entre dos distancias cualesquiera, $r1$ y $r2$, aquí tomaremos $r1$ y r (radio del cono); para estas distancias, los potenciales (altura del agua) serán, respectivamente $h1$ y $h0$ (ver figura 4.5).

Integrando entre $r1$ y r :

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

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

Figura 4.5: 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:

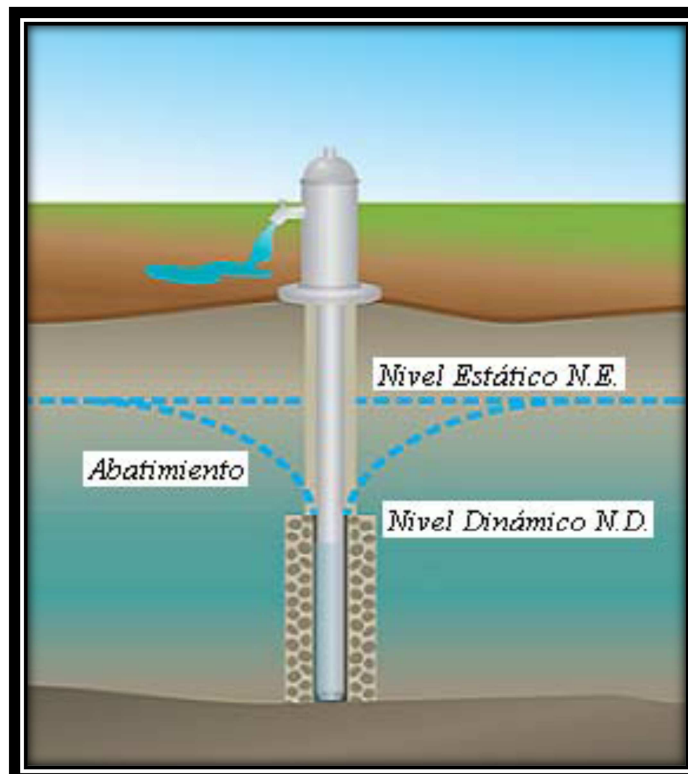
- Acuífero confinado perfecto.
- Acuífero de espesor constante, isótropo y homogéneo.
- Acuífero infinito.
- Superficie piezométrica inicial horizontal (=sin flujo natural).
- Caudal de bombeo constante.
- Sondeo vertical, con diámetro infinitamente pequeño.
- Captación “completa” (= que atravesase el 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 4.6).

Figura 4.6: 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.

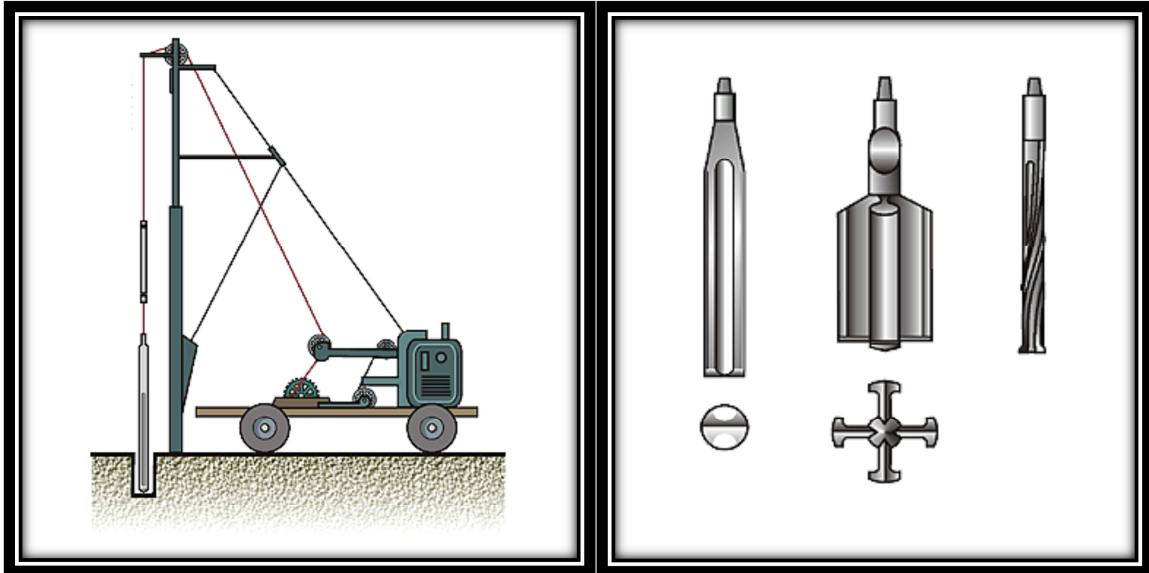
Existen métodos mecanizados y manuales para perforar pozos, pero todos se basan en dos modalidades: percusión y rotación. Así mismo, se emplea una combinación de ambas modalidades.

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 4.7).

Figura 4.7:

a) Equipo motorizado de perforación de percusión b) El trepapo es la herramienta de rotura



a)

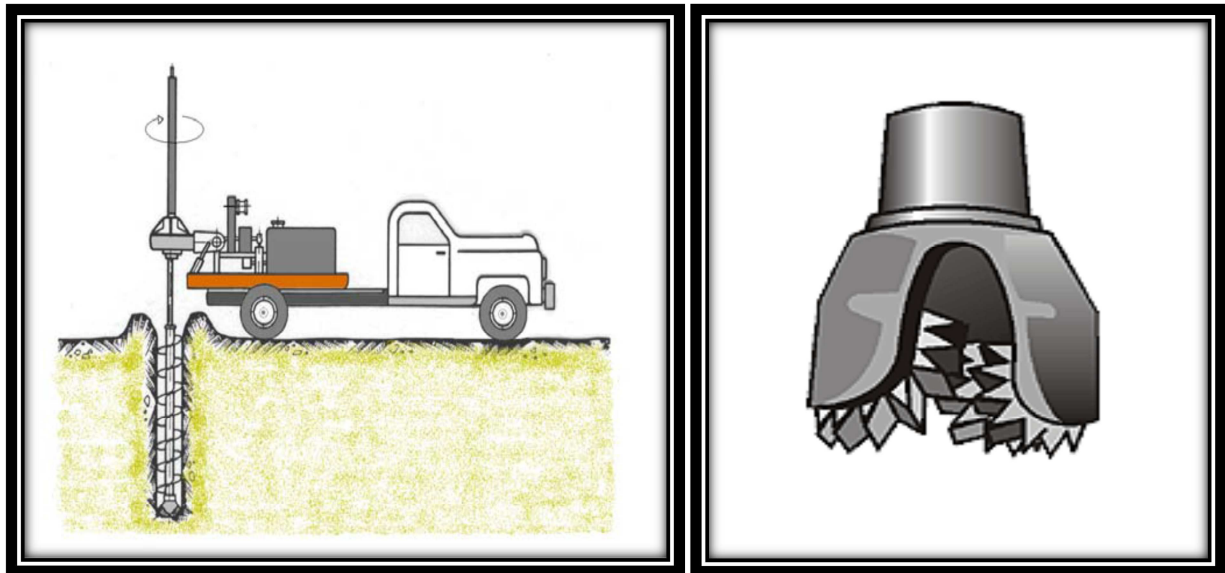
b)

4.7.1.2. Perforación por Rotación

Estos equipos se caracterizan porque trabajan girando o rotando la broca, trépano o trepapo perforador (ver figura 4.8).

Figura 4.8:

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



4.7.1.3. Perforación Manual

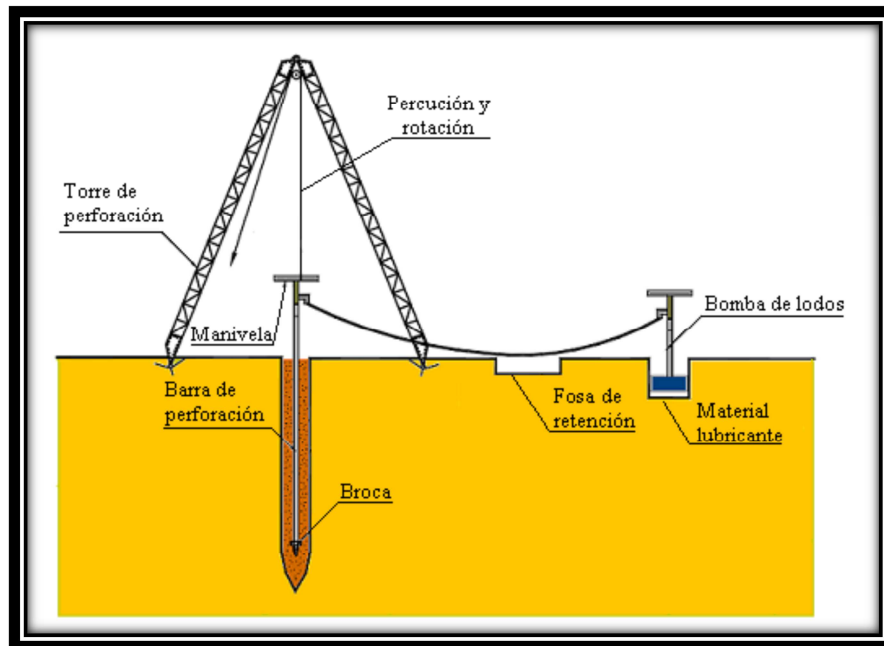
Existen diversos métodos de perforación manual, entre ellos tenemos:

- *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 4.9: Equipo de perforación manual



4.7.2. Procedimiento para la 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 4.10 se observa una máquina perforadora de pozos.

Figura 4.10: 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 graficas.

➤ **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 esta 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 tienes 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 4.11).

Figura 4.11: Vertiente para uso domestico



5. ADUCCIÓN E HIDRÁULICA DE TUBERÍAS

Aducción es toda aquella obra destinada al transporte de agua entre dos o más puntos. Esta obra incluye tanto al medio físico a través del cual el fluido será transportado (tuberías, canales, etc.) Como a todas las obras adicionales necesarias para lograr un funcionamiento adecuado de la instalación (estaciones de bombeo, válvulas de todo tipo, compuertas, reservas, transmisión de energía, etc.) de agua desde una obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

5.1. TIPOS DE ADUCCIÓN

Se pueden utilizar los siguientes:

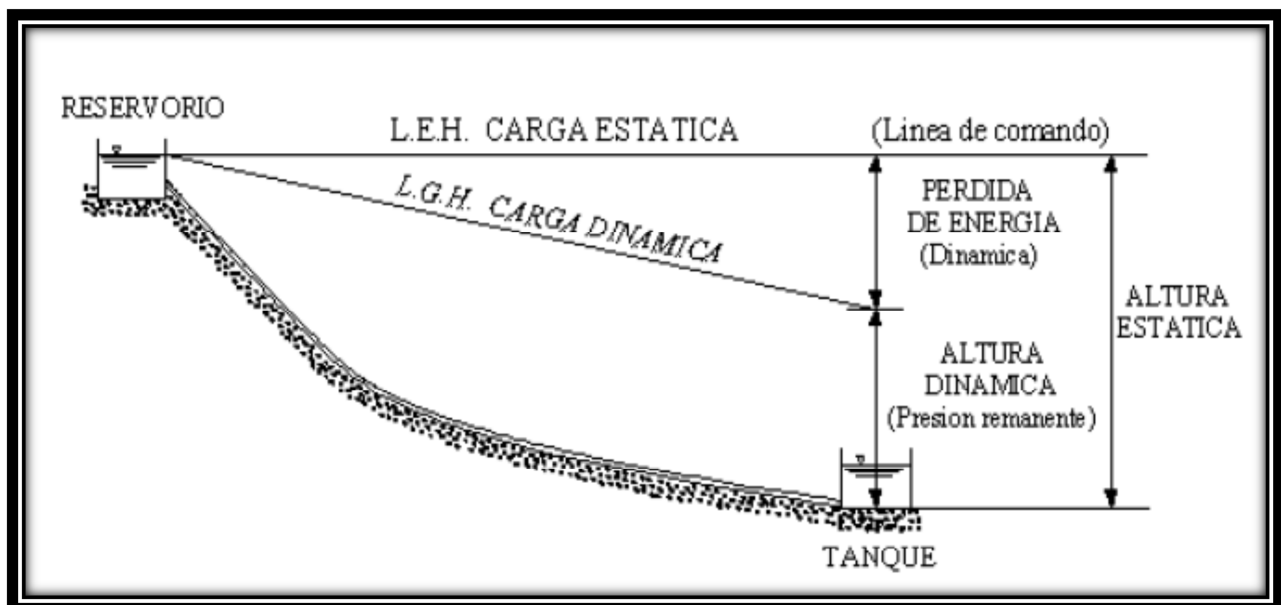
- Aducción por gravedad
- Aducción por bombeo

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.

5.2. 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



5.3. ADUCCIÓN POR BOMBEO

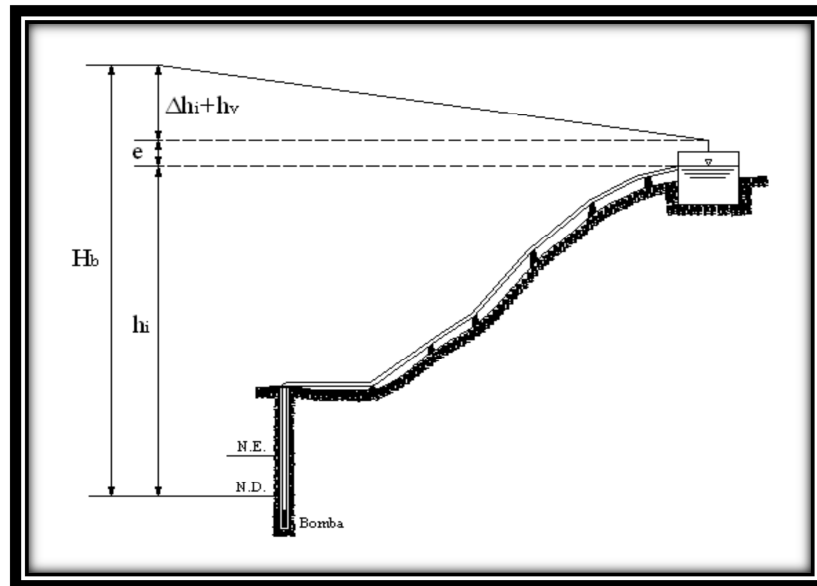
Se denomina aducción por bombeo al conjunto de elementos estructurales, equipos dispositivos, tuberías y accesorio que permiten el transporte de un volumen determinado de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la planta de tratamiento tanque de almacenamiento o directamente a la red de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

5.3.1. 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

Δh_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

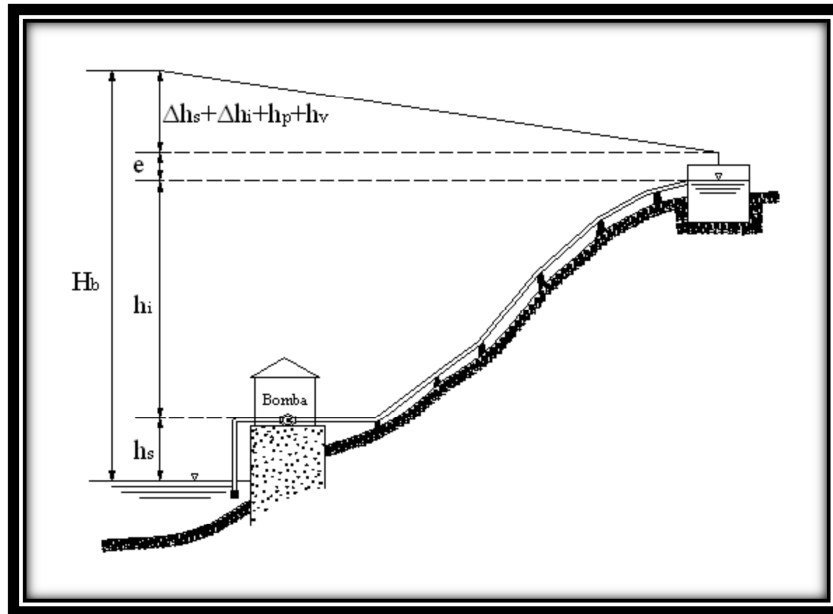
g = altura de grandes caudales en m/s²

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
- Δh_s = altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m
- Δh_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/s²
- h_v = altura de grandes caudales en m
- e = altura (presión) mínima de llegada al tanque en m
- e ≥ 2,00 m

5.3.1.1. 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.

5.3.1.2. 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_b = caudal de bombeo en m³/s

V = velocidad media de succión en m/s

5.3.1.3. Tubería de impulsión

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_b = caudal de bombeo en m³/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 m³/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 8. Diseño Hidráulico y Elección de Bomba

5.3.1.4. 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.

5.3.1.4.1. Fórmula 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:

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

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

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

c) Esgurrimiento turbulento ($r > 5000$)

5.3.1.4.1. 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 m³/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

Material	C _{hw}
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. Edic

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.

5.3.2. 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/m²

w = peso específico del agua en kg/m³

V_o = velocidad del agua en m/s

g = aceleración de la gravedad en m/s²

V_w = 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; $2 \times 10^8 \text{ kg/m}^2$

E = módulo de elasticidad de la tubería; para fg es $2,1 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$

d = diámetro interno de la tubería en m

e = espesor de la pared de la tubería en m

5.3.3. Estaciones de bombeo

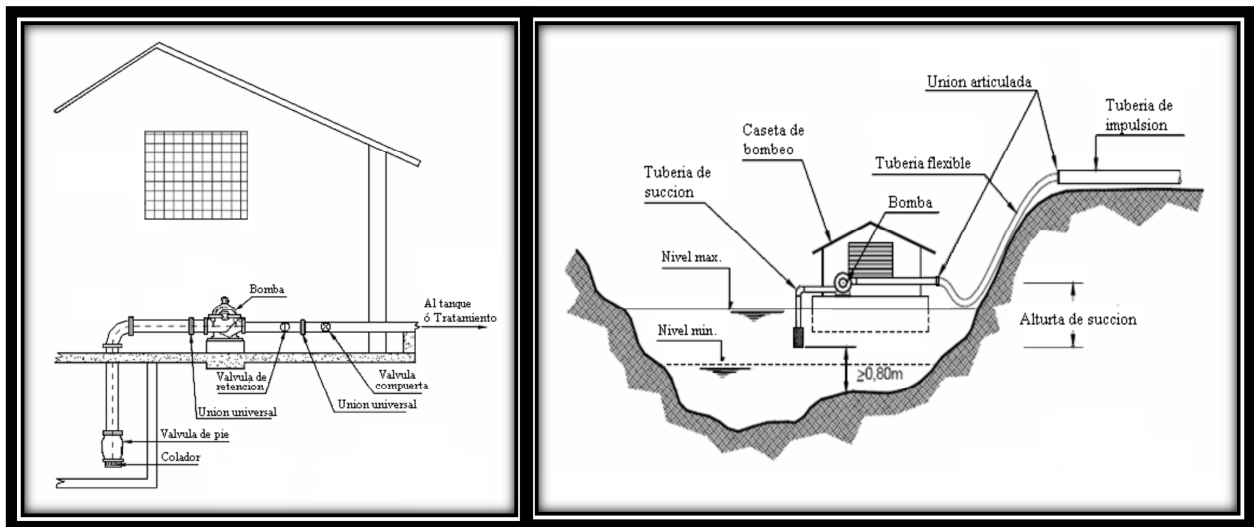
Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, dispositivos, tuberías, accesorios, motores y bombas que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior.

5.3.3.1. 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



5.3.3.2. Criterios de diseño

5.3.3.2.1. 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.

5.3.3.2.2. 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

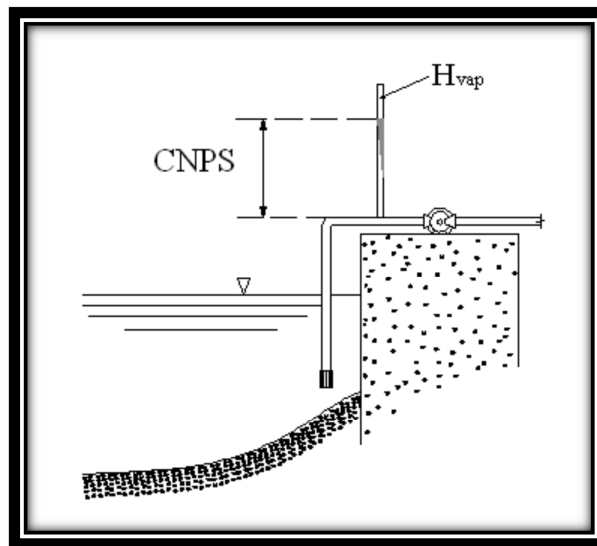
Δh_s = pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

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

5.3.3.2.3. 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

Δh_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:

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

5.3.3.2.4. 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:

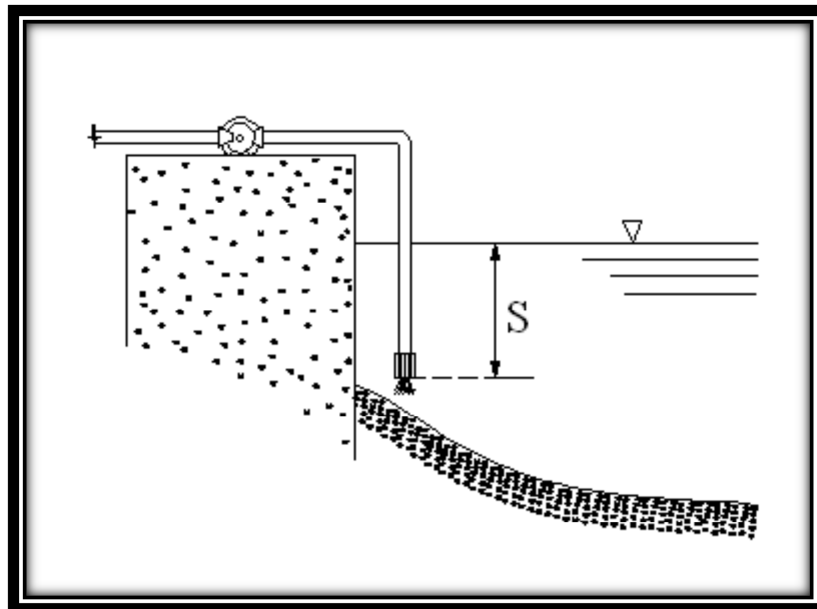
S = sumergencia mínima en m

D = diámetro en la tubería de succión en m

v = velocidad del agua en m/s

g = aceleración de la gravedad en m/s²

Figura 5.7: Sumergencia mínima

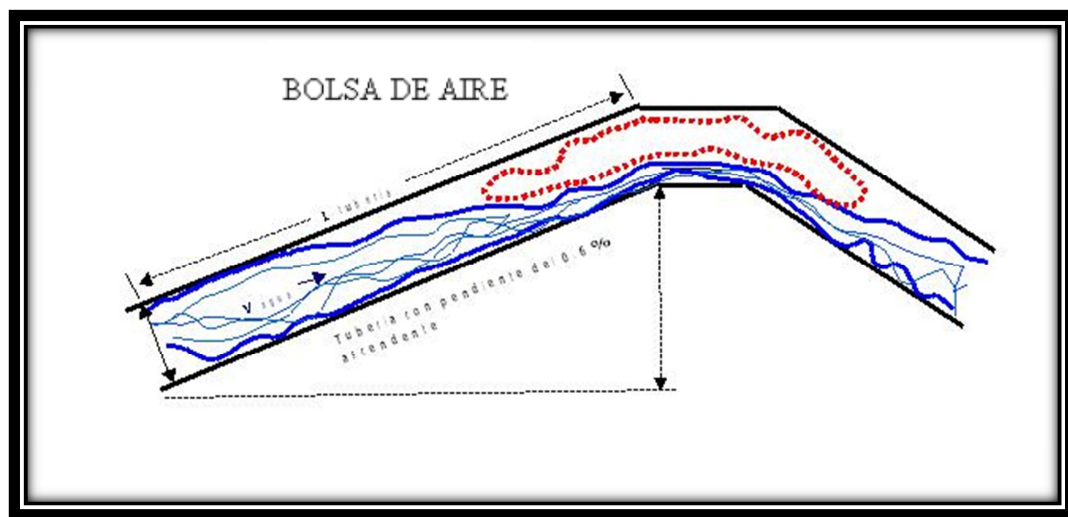


5.3.4. Aire y vacío dentro las tuberías

Dos de los fenómenos menos considerados en el diseño de sistemas de aducción y distribución de agua es el aire atrapado dentro de la tubería y el vacío. Muchos problemas de mal funcionamiento de las líneas se deben a estas causas. Las líneas deben ser bien ventiladas para que su funcionamiento sea óptimo (ver figura 5.8).

Cuando una línea de aducción es vaciada accidentalmente por una fuga o para realizar algún mantenimiento, se requiere el ingreso de aire a la tubería con el objeto de evitar el vacío y por consecuencia el colapso o aplastamiento del tubo.

Figura 5.8: Bolsa de aire y vacío



5.4. 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.

5.4.1. 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:

P_b = potencia de la bomba y el motor en CV

(Prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP

γ = peso unitario del agua 1000 kg/m³

Q_b = caudal de bombeo en m³/s

H_b = altura manométrica total en m

H = eficiencia del sistema de bombeo; η = η_{motor} * η_{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

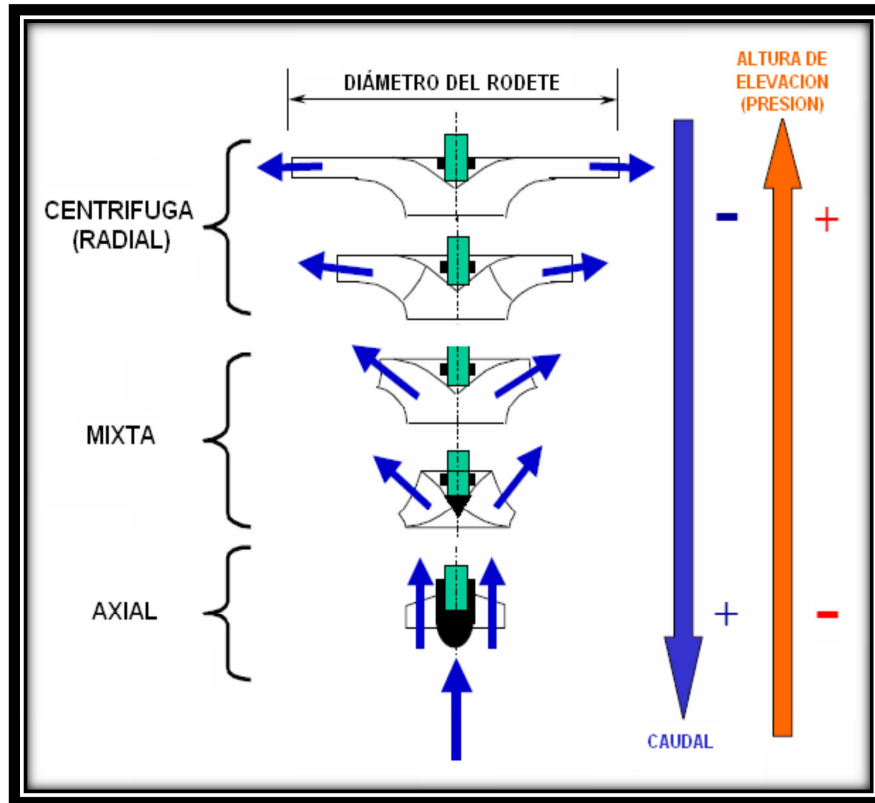
15% para las bombas de 10 a 20 HP

10% para las bombas de más de 20 HP

5.4.2. 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



5.4.2.1. 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

5.4.2.2. 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.

5.4.2.3. 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
Pozo profundo	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica angosta) Bomba neumática o jet
Pozo excavado y cámara de bombeo	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4\text{m}$ (h_s =altura de succión) Bomba centrífuga horizontal, no sumergible Bomba centrífuga vertical, no sumergible
Cuerpo de agua superficial	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma)

Fuente: Norma Boliviana NB-689

5.4.2. Bombas en serie

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

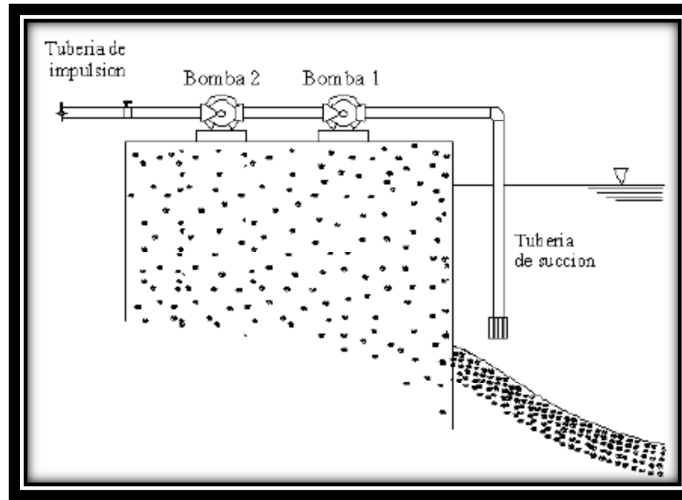
H_1, H_2, H_n = altura manométrica de cada bomba en m

β = coeficiente de rendimiento

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

Las bombas instaladas en serie deben ser idénticas.

Figura 5.10: Bombas en serie



5.4.3. 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:

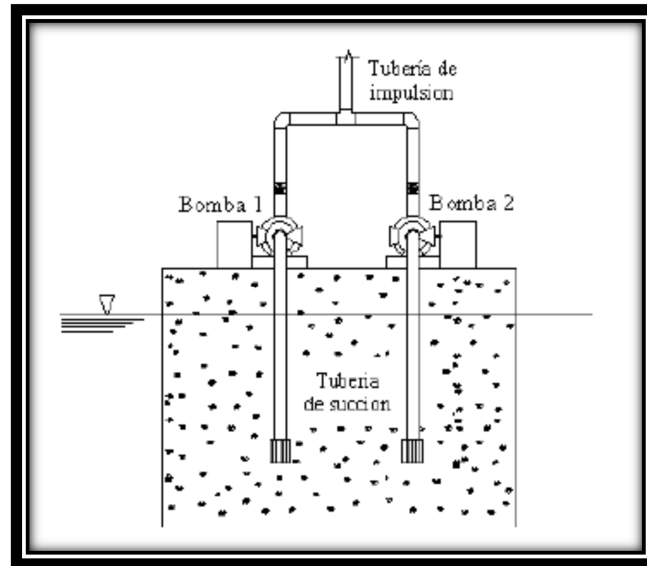
- El caudal del sistema debe ser la suma de caudales de cada bomba.

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

- 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

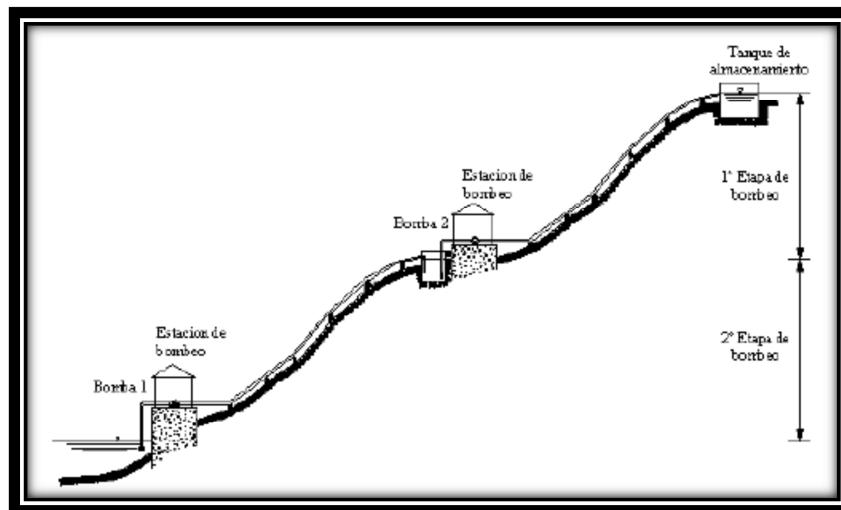
Figura 5.11: Bombas en paralelo

5.4.4. 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

5.4.5. 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.

6. 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

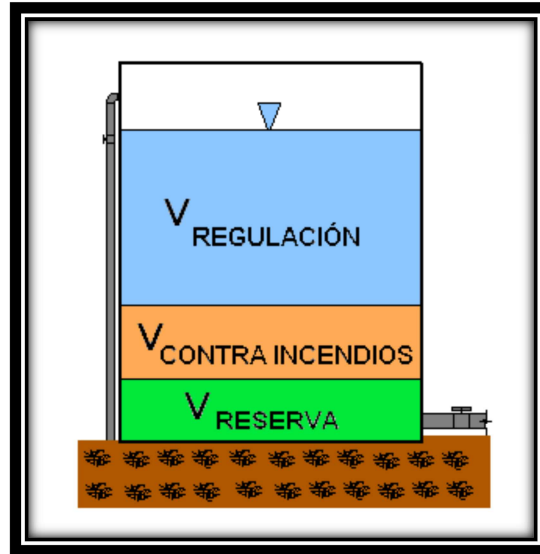
En todo el sistema de agua potable debe disponerse de un volumen de agua almacenado, para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable.

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

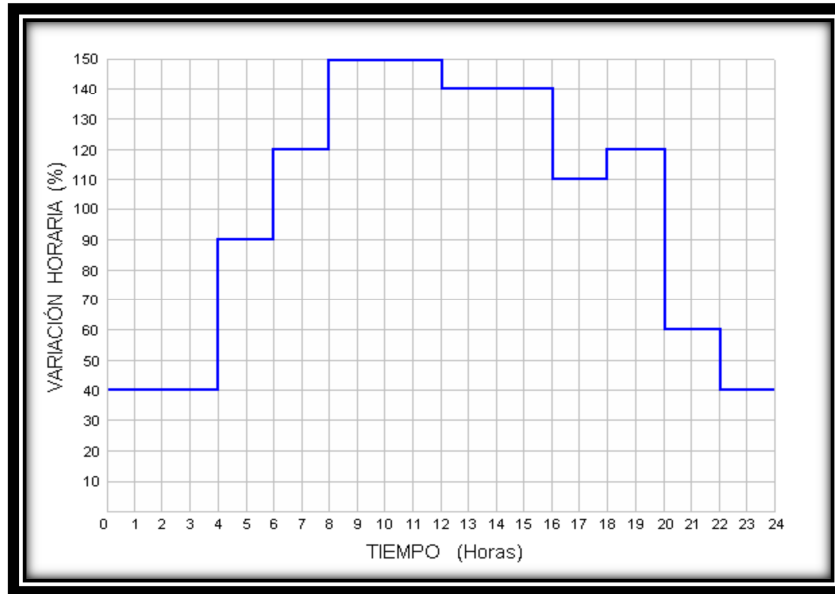
6.1.2.1. Volumen de regulación por curvas de consumo

De existir datos suficientes para permitir el trazado de la curva de variación del consumo diario, el volumen a ser almacenado necesario para la atención de esas variaciones, debe ser determinado por métodos analíticos o gráficos sobre la base de las curvas de demanda correspondientes de cada población o zona abastecida y el régimen previsto de alimentación de los tanques.

Los datos a los que se refiere el párrafo anterior deben ser datos de la comunidad en estudio o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de la población, clima y aspectos técnicos del sistema.

En el método analítico o gráfico deben tomarse en cuenta las características del sistema: gravedad, bombeo, tipo de funcionamiento, continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, etc. A continuación se muestra en la figura 6.2 un hidrograma de consumo de una población.

Figura 6.2: Hidrograma de consumo de una población menor a 2000 habitantes



6.1.2.2. 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 m³

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 m³/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 m³

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 m³

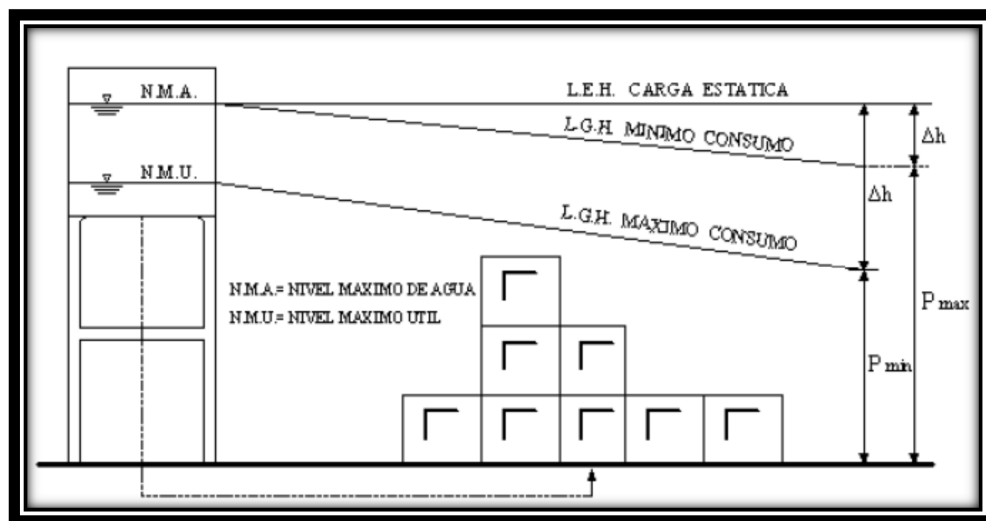
$Q_{\text{máx}_d}$ = caudal máximo diario en l/s
 t = tiempo en horas

Ver ANEXO 9. Diseño de Tanque de Almacenamiento.

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 6.3).

Figura 6.3: 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

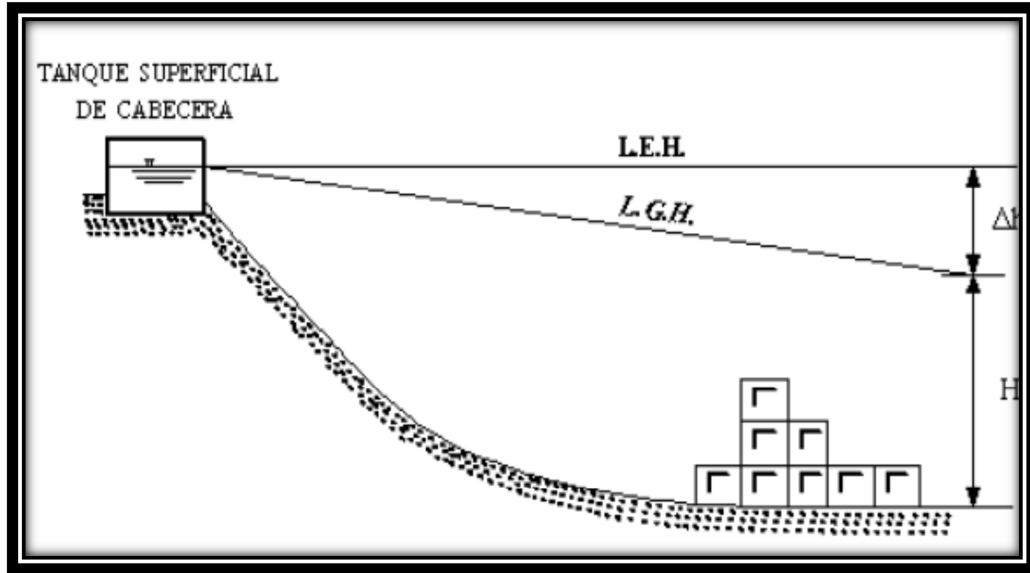
6.2.1. Tanques de cabecera (regulación)

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo (ver figura 6.3 y figura 6.4)

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 6.4: Tanque de almacenamiento superficial de cabecera

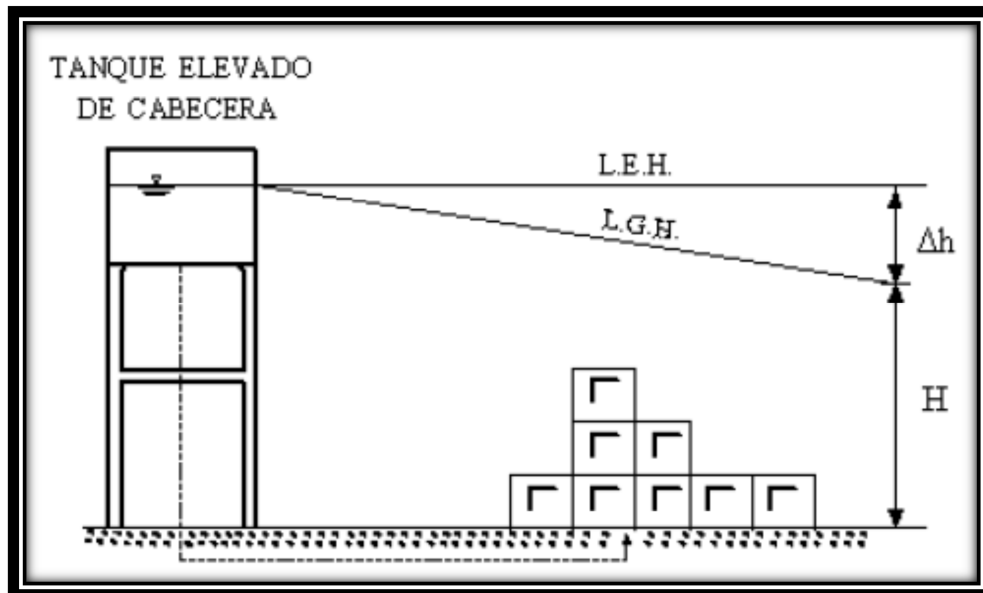


6.2.3. Tanques elevados

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 6.5: 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 6.6).

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 m²
- 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 m²
- g = aceleración de la gravedad en m/s²

La tubería de limpieza no debe tener una sección menor a 0,015 m²; 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 m³/s

C_d = coeficiente de contracción

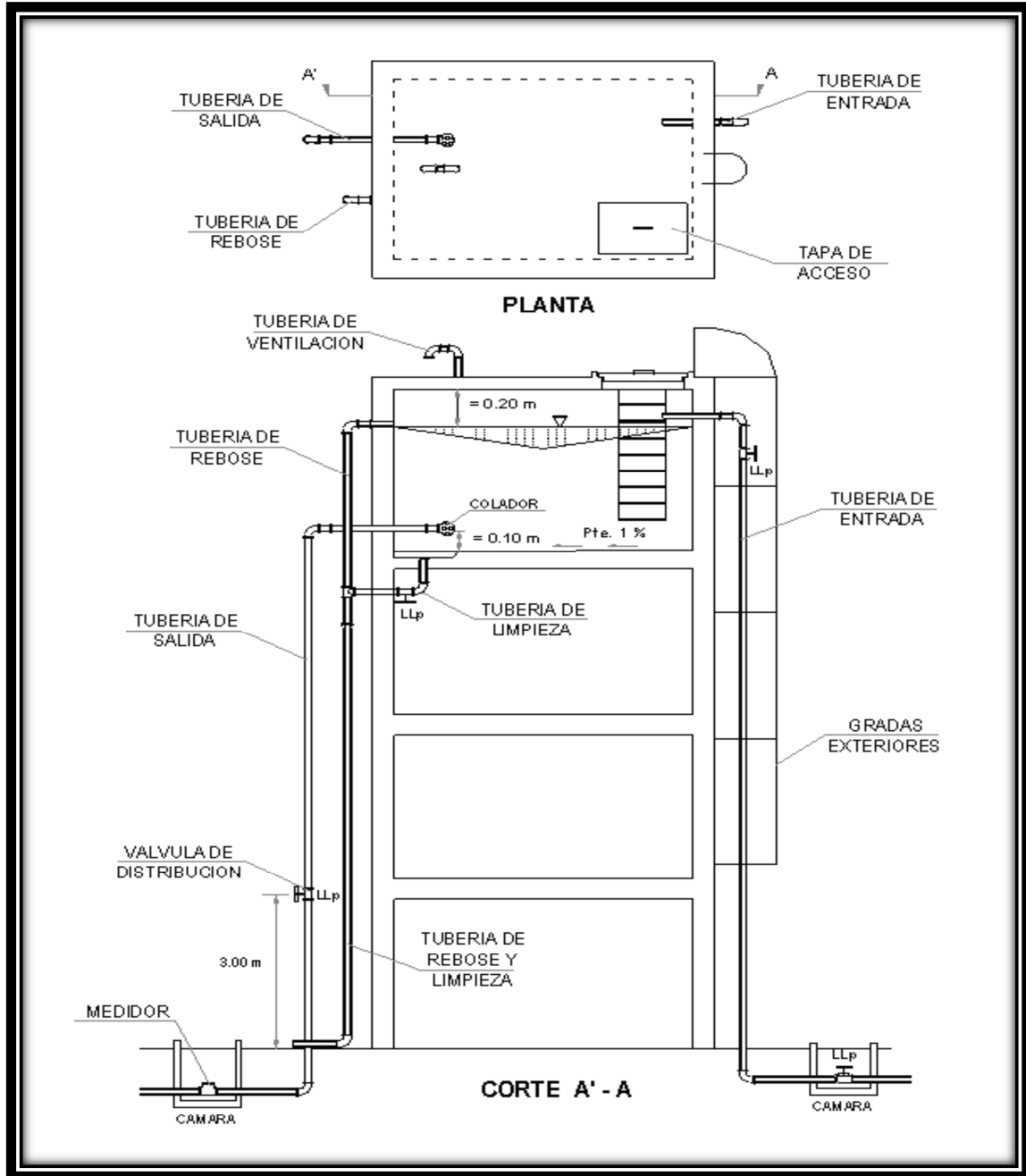
C_d = 0.60

A = área del orificio de desagüe en m²

g = aceleración de la gravedad en m/s²

h = carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m

Figura 6.6: Detalles de tanque de almacenamiento



7. 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.

Cuando la presión sobrepase los límites establecidos máximos se debe dividir la red en zonas que trabajen con diferentes líneas piezométricas, mediante válvulas reguladoras de presión, cámaras rompe presión y/o la instalación de tanques paralelos.

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 autolimpieza 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.

A fin de que no se produzcan pérdidas de carga excesivas, debe aplicarse la fórmula de Mougny para la determinación de velocidades ideales para cada diámetro. Dicha fórmula es aplicable a presiones en la red de distribución de 20 m.c.a. y 50 m.c.a. Y está dada por:

$$V = 1.5 * (D + 0.05)^{0.05}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

D = diámetro de la tubería en m

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).

En áreas con desarrollo no planificado se deben fijar consumos globales a ser atendidos a partir de derivaciones previstas en el sistema de distribución.

La estimación de los consumos debe ser realizada:

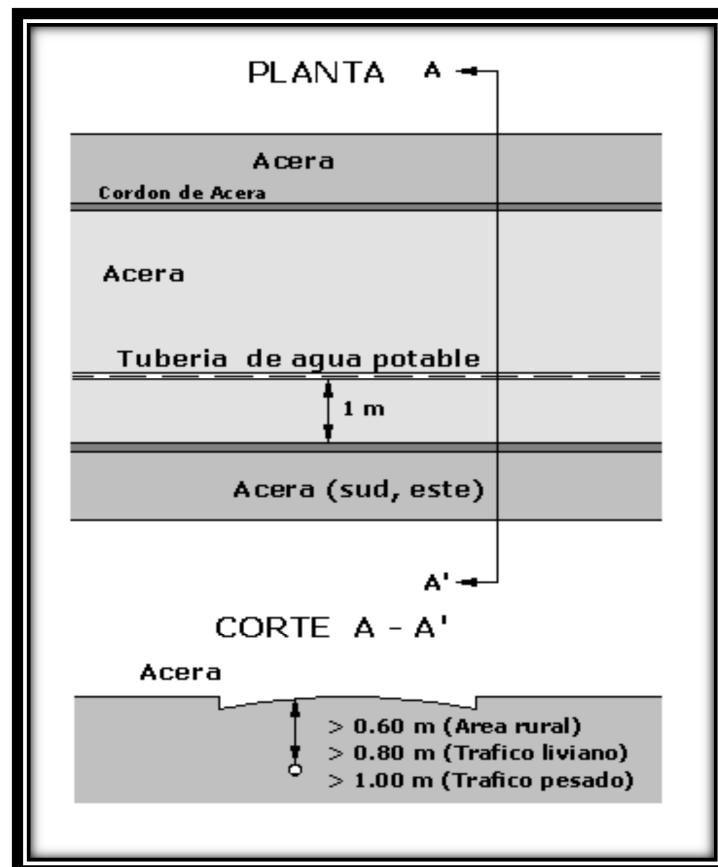
- Mediante el análisis de los datos de medición, en poblaciones con sistema de abastecimiento de agua con consumo medido.
- Mediante datos de poblaciones próximas considerando el grado de semejanza de las condiciones socioeconómicas, en poblaciones que no dispongan de datos de consumo.

7.1.7. Ubicación y profundidad de las 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 (ver figura 7.1).

Figura 7.1: Ubicación y profundidad de las tuberías



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 km²
- 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.

La profundidad a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en la tabla 7.1.

Tabla 7.1: Profundidad y ancho de zanja

Zona	Ancho de zanja (m) (1)	Ancho de zanja (m)		Recomendación
		:12,7 a 76 mm(2)	:100 a 200 mm (2)	
Calles área rural	0,6	0,4	0,5	En lugares donde la temperatura del ambiente es menor a 5°C debe incrementarse a profundidad según la cota del nivel freático
Áreas de cultivo y calles con tráfico liviano	0,8	0,6	0,7	
Calles con tráfico pesado	1	0,6	0,7	

(1) profundidad medida desde la clave de la tubería

(2) el diámetro de la tubería corresponde a diámetro nominal

Fuente: Norma boliviana NB-689

7.1.8. Válvulas reguladoras e hidrantes

La red de distribución debe estar provista de válvulas destinadas a interrumpir, controlar o regular el flujo de agua en la tubería. Para ello se deben considerar los diferentes tipos de válvulas:

- Si el sentido del flujo es contrario al deseado, la válvula se cierra y no permite que circule caudal por ella.
- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a las válvulas es inferior al de la deseada, la válvula no produce pérdidas y trabaja totalmente abierta.
- Si el sentido real del flujo es igual al deseado y el valor de la presión de entrada a la válvula es superior al de la deseada la válvula trabaja parcialmente abierta produciendo unas pérdidas de altura tales que la presión inmediatamente aguas debajo de si misma iguale a la presión deseada.

Los hidrantes para combatir incendios deben instalarse en tuberías de un diámetro de 75 mm.

Deben ubicarse de acuerdo a un estudio específico, con preferencia en lugares próximos a establecimientos públicos e industriales vulnerables a los incendios, a una distancia entre ellos no mayor a 500 m, para poblaciones de 10 000 habitantes a 100 000 habitantes y no mayor a 1 000 m, para poblaciones mayores a 100 000 habitantes.

Cada hidrante debe llevar su propia válvula para aislarlo de la red.

7.1.9. Pendientes

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas ventosa y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas deben ser:

- $J = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua.
- $J = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua.

En este último caso la pendiente de la tubería no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

7.2. TIPOS DE REDES

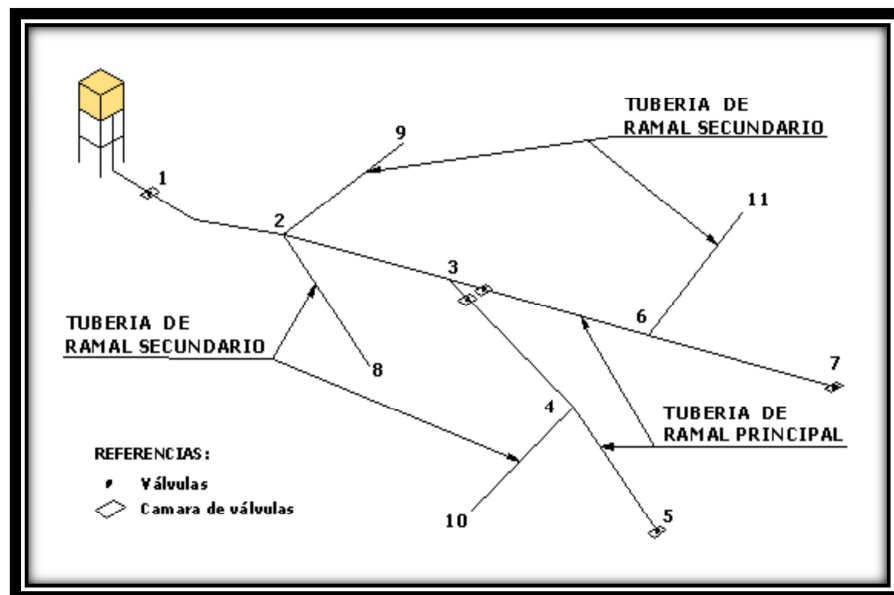
Básicamente existen tres tipos de tipos de redes de agua potable:

- 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 7.2).

Figura 7.2: Esquema de una red abierta o ramificada



7.3.1. Determinación de caudales en 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 de longitud unitaria

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

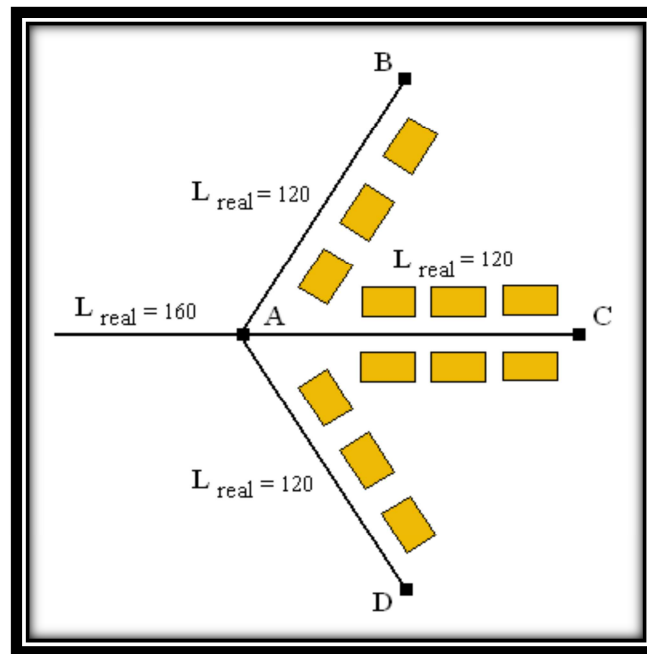
Inicialmente se identifican las distintas zonas de distribución en función de su actividad, es, residencial, comercial e industrial.

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 7.3).

Figura 7.3: Esquema de longitud virtual



De la figura 7.8 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 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:

Qramal = caudal de cada ramal en l/s

K = coeficiente de simultaneidad

Qg = caudal por grifo en l/s

Qg ≥ 0,10

Tabla 7.2: Valores del coeficiente k de simultaneidad

N° de grifos	K	N° 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 (ver capítulo V “ADUCCIÓN E HIDRÁULICA DE TUBERIAS”).

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 7.4 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 7.4: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias interconectadas

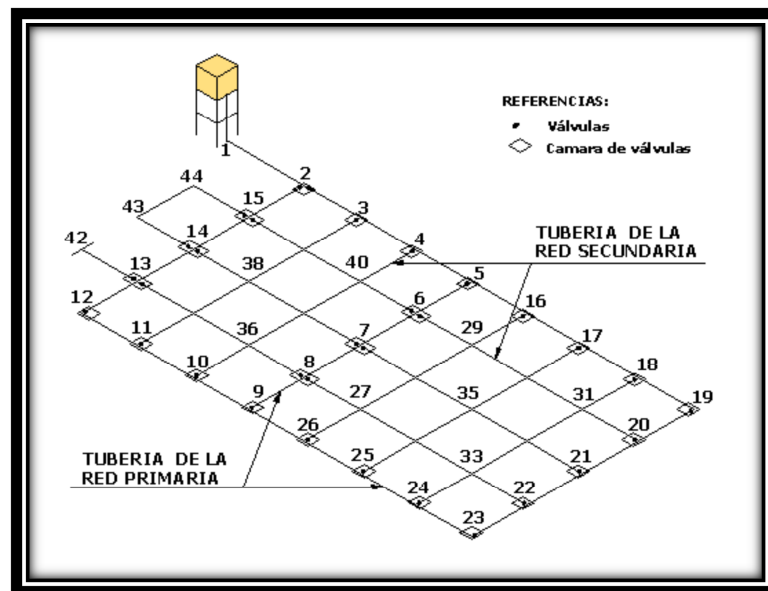
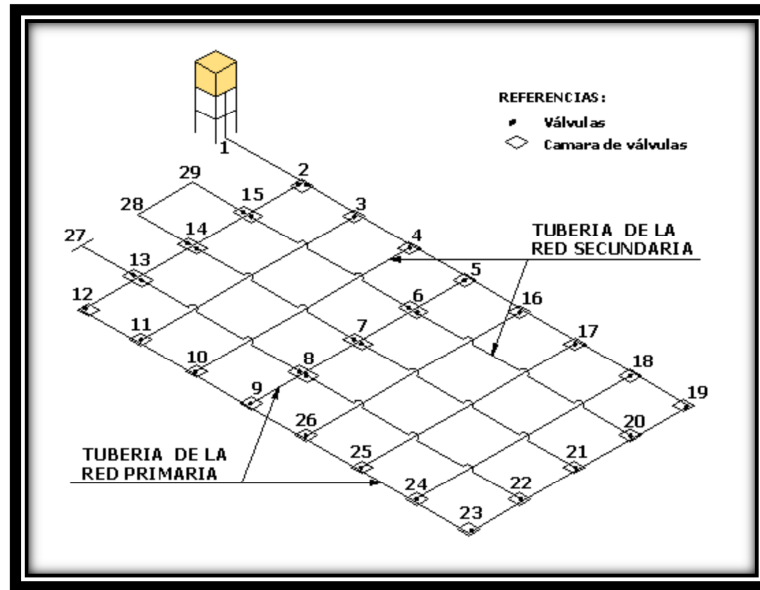


Figura 7.10: Esquema de una red cerrada con tuberías secundarias sin conexión



En la figura 7.5 se muestra una red de distribución de acuerdo norma brasileña. 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.

$$Q_u = \frac{Q_{\max_h}}{A_{\text{total}}}$$

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 7.6).

El caudal en el nudo es:

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

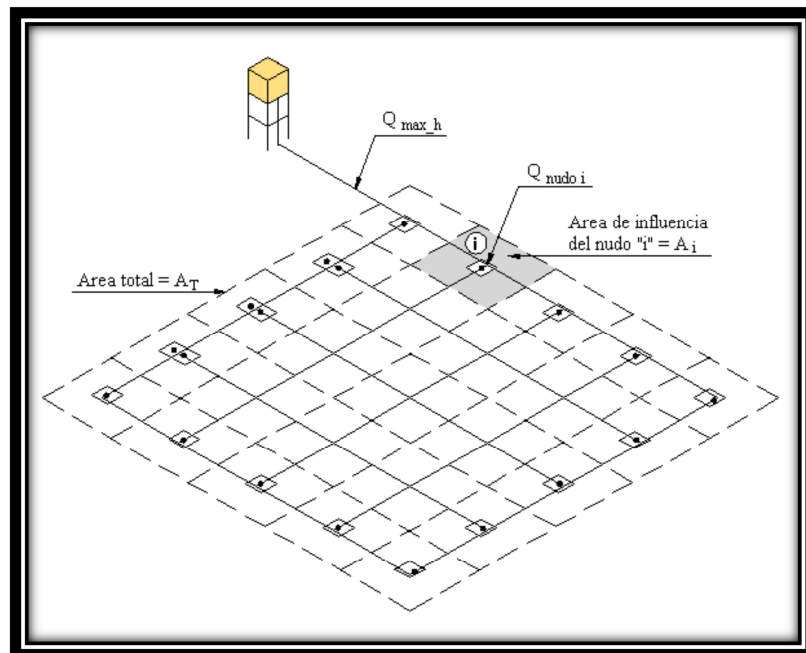
Donde:

$Q_{\text{nudo } i}$ = 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 7.6: 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:

Qi = caudal en el nudo “i” en l/s

Qp = caudal unitario poblacional en l/s-hab

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

Qt = caudal máximo horario en l/s

Pt = población total del proyecto en hab

Pi = 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:

Qn = caudal en el nudo “n” en l/s

Qu = caudal unitario en l/s-familia

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

Qt = caudal máximo horario en l/s

Nf = número total de familias

Nfn = 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 estar alrededor de 10 m/km.

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

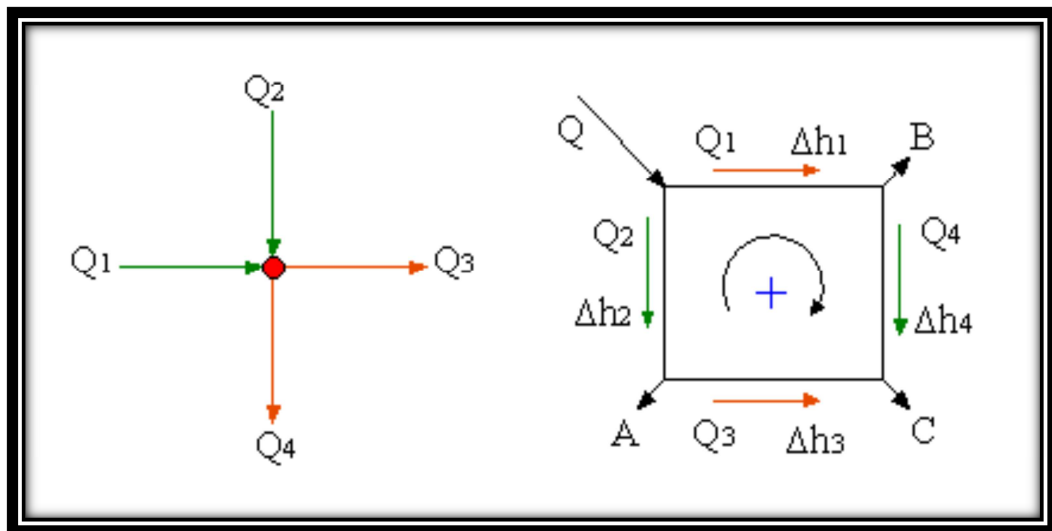
- Método de Hardy Cross.

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 7.7).

Figura 7.7: Esquema de la ley de continuidad de la masa en los nudos



Donde:

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

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

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.

ΔQ = variación de caudal en m³/s

Δh = pérdida de carga en m/m

L = longitud de la tubería en m

Q = caudal que pasa por la tubería en m³/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 7.3: Cronología de los métodos para el análisis de redes de distribución de agua potable

Periodo	Año	Inventor (es)/autor(es)	Método/aplicaciones
PERIODO I	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.
PERIODO II	1934	Camp y Hazen	Análisis de una red eléctrica.
	1936	Cross*	Técnica de relajación.
	1956	MCLLROY	Análisis de fluido Mcllroy.
	1957	HOAG y Weinberg	Adaptación del método de Hardy Cross para computadores digitales.
PERIODO III	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 radiente.
	1994	Rossman	CYPECAD, programa comercial para el análisis de redes.

Fuente: Hidráulica de Tuberías, Saldarriaga Juan

Ver ANEXO 10. Diseño de la Red de Distribución.

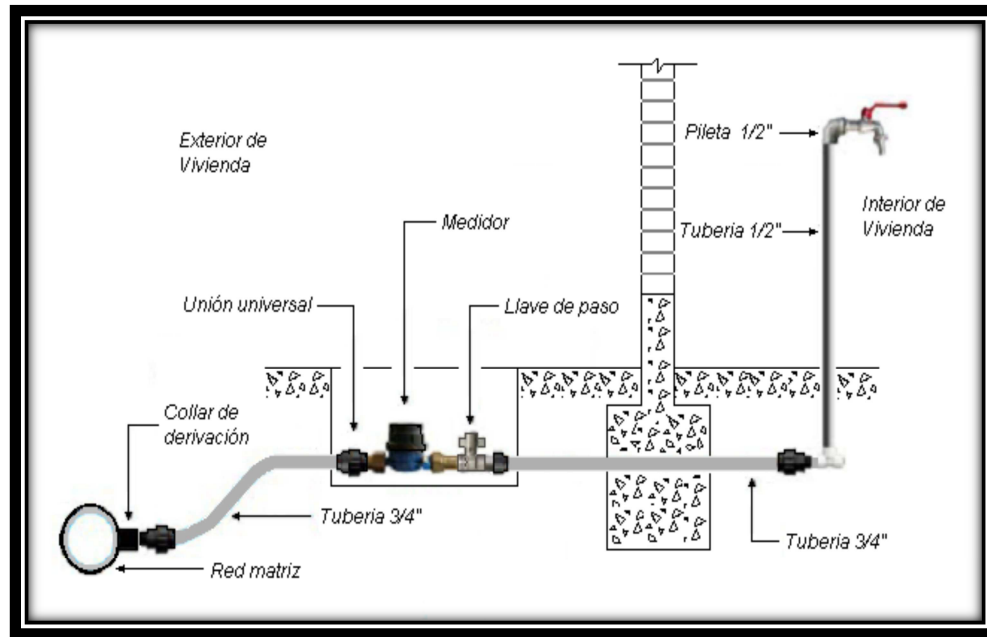
7.5. CONEXIONES DOMICILIARIAS

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 7.8).

Figura 7.8: Conexión domiciliaria tipo



Conexiones domiciliarias se realizarán en diámetros de 1/2" o 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 micromedidores: cuando se emplean para medir el caudal empleado por la conexión de algún suscriptor o abonado.
- Medidores de alto caudal o macromedidores: 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 garantiza presión suficiente en toda la red (ver figura 7.8).

7.6.2. Distribución por bombeo directo

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 7.9: Distribución por gravedad

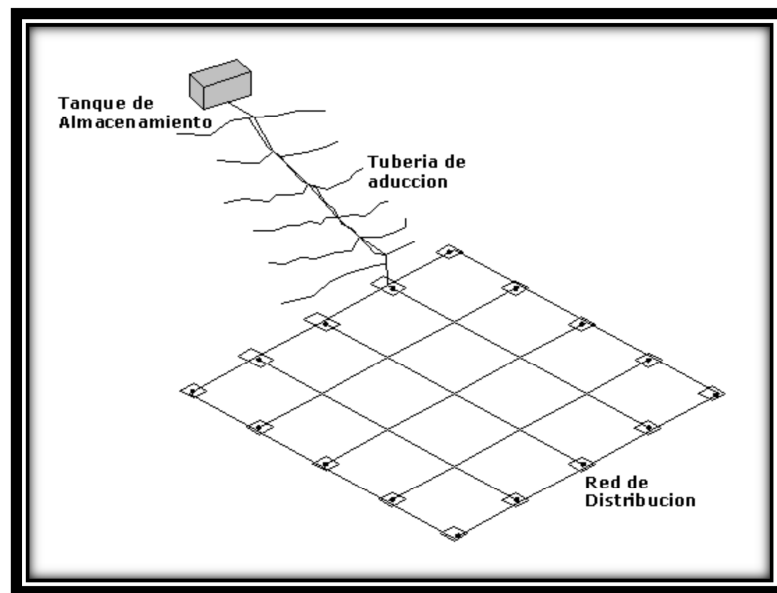
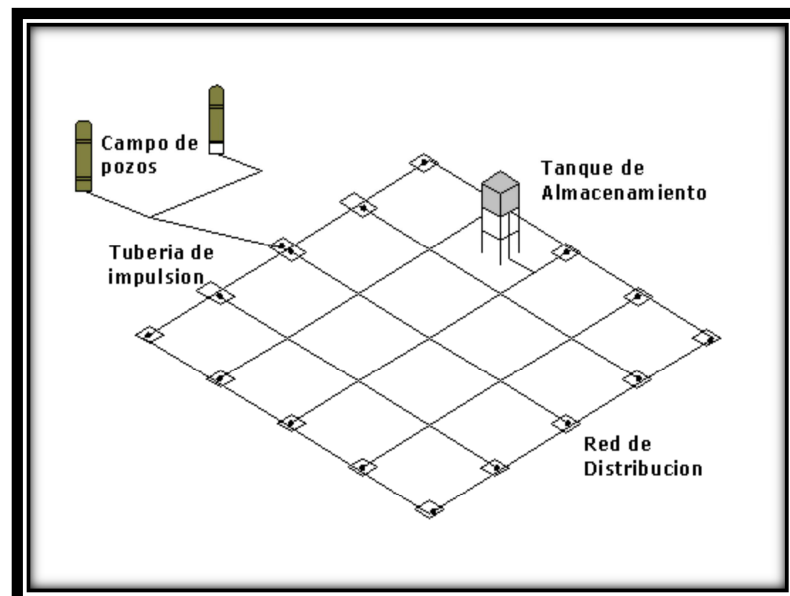


Figura 7.10: Distribución por bombeo



CONCLUSIONES

Se realizó el diseño del sistema conforme a los parámetros establecidos en la “NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689)”, cumpliendo con la presión máxima, presión mínima y velocidad máxima en los diferentes nudos y tramos del sistema.

La fuente adoptada proviene de un pozo con una profundidad de perforación de 93m, aprovechando a la vez las condiciones de aguas freáticas existentes en el lugar, y siendo esta la única forma de captación de aguas en la zona.

Con el fin de preservar el medio ambiente, se planteo un manejo adecuado de la fuente de captación, se asumió que el caudal de captación sea menor que el caudal de producción del acuífero, garantizando de esta manera la capacidad de recarga del pozo.

Para satisfacer y abastecer constantemente el sistema se define utilizar una bomba hidráulica vertical sumergida de 10 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 116 m^3 , entonces el cálculo determino que el valor del volumen de reserva es de 116m^3 , el que será almacenado en un tanque elevado de base cuadrada de $7,0 \times 7,0 \times 3,3 \text{ m}$.

Se emplea para los diferentes tramos de la Red, Tubería PVC - Esquema 40, porque cumple con las exigencias máximas del sistema, es económica y maniobrable en el momento de construcción.

Se destino un área de operación de pozo de 50 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 alimentara 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.

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 realizara el respectivo bombeo.

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño del sistema conforme a los parámetros establecidos en la “NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689)”, cumpliendo con la presión máxima, presión mínima y velocidad máxima en los diferentes nudos y tramos del sistema.

La fuente adoptada proviene de un pozo con una profundidad de perforación de 93m, aprovechando a la vez las condiciones de aguas freáticas existentes en el lugar, y siendo esta la única forma de captación de aguas en la zona.

Con el fin de preservar el medio ambiente, se planteo un manejo adecuado de la fuente de captación, se asumió que el caudal de captación sea menor que el caudal de producción del acuífero, garantizando de esta manera la capacidad de recarga del pozo.

Para satisfacer y abastecer constantemente el sistema se define utilizar una bomba hidráulica vertical sumergida de 10 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 116 m^3 , entonces el cálculo determino que el valor del volumen de reserva es de 116m^3 , el que será almacenado en un tanque elevado de base cuadrada de $7,0 \times 7,0 \times 3,3 \text{ m}$.

Se emplea para los diferentes tramos de la Red, Tubería PVC - Esquema 40, porque cumple con las exigencias máximas del sistema, es económica y maniobrable en el momento de construcción.

Se destino un área de operación de pozo de 50 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 alimentara 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.

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 realizara el respectivo bombeo.

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño del sistema conforme a los parámetros establecidos en la “NORMA BOLIVIANA para el Diseño de Sistemas de Agua Potable (NB-689)”, cumpliendo con la presión máxima, presión mínima y velocidad máxima en los diferentes nudos y tramos del sistema.

La fuente adoptada proviene de un pozo con una profundidad de perforación de 93m, aprovechando a la vez las condiciones de aguas freáticas existentes en el lugar, y siendo esta la única forma de captación de aguas en la zona.

Con el fin de preservar el medio ambiente, se planteo un manejo adecuado de la fuente de captación, se asumió que el caudal de captación sea menor que el caudal de producción del acuífero, garantizando de esta manera la capacidad de recarga del pozo.

Para satisfacer y abastecer constantemente el sistema se define utilizar una bomba hidráulica vertical sumergida de 10 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 116 m^3 , entonces el cálculo determino que el valor del volumen de reserva es de 116m^3 , el que será almacenado en un tanque elevado de base cuadrada de $7,0 \times 7,0 \times 3,3 \text{ m}$.

Se emplea para los diferentes tramos de la Red, Tubería PVC - Esquema 40, porque cumple con las exigencias máximas del sistema, es económica y maniobrable en el momento de construcción.

Se destino un área de operación de pozo de 50 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 alimentara 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.

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 realizara el respectivo bombeo.