



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

“INGENIERÍA DEL PROYECTO DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA
LA POBLACIÓN DE SAN JUAN YAUTEPEC,
MUNICIPIO DE HUIXQUILUCAN, ESTADO DE
MÉXICO”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N:

**ESTEVEZ AUSTRIA FRANZ
MARTINEZ ALCANTARA ERICK ADRIAN
VALENZUELA FLORES MARCO ANTONIO**



**DIRECTOR DE TESIS:
M.I. ENRIQUE CESAR VALDEZ**

MEXICO, D.F.

NOVIEMBRE 2007

Ingeniería del proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable para la población de San Juan Yautepec, Municipio de Huixquilucan, Estado de México

Introducción

Objetivos
Alcances

Capítulo I Características generales de la zona de estudio

- I.1 Medio natural.
- I.2 Medio socioeconómico.

Capítulo II Estudios básicos

- II.1 Demográfico.
- II.2 Topográfico.
- II.3 Hidrológico.
- II.4 Calidad del agua.

Capítulo III Datos del proyecto

- III.1 Periodo de diseño.
- III.2 Población del proyecto.
- III.3 Dotación.
- III.4 Gasto de diseño.

Capítulo IV Propuesta de Alternativas

- IV.1 Obra de captación.
- IV.2 Obra de conducción.
- IV.3 Obra de regularización.
- IV.4 Red de distribución.

Capítulo V Propuesta de Diseño

- V.1 Obra de captación
 - V.1.1 Hidráulico y funcional.
 - V.1.2 Estructural.

- V.2 Obra de conducción.
 - V.2.1 Hidráulico y funcional.
 - V.2.2 Válvulas, dispositivos y accesorios.
 - V.2.3 Estructuras auxiliares.

- V.3 Obra de regularización
 - V.3.1 Hidráulico y funcional.
 - V.3.2 Fontanería.
 - V.3.3 Estructural.

- V.4 Diseño de la red de distribución
 - V.4.1 Diseño hidráulico.
 - V.4.2 Análisis hidráulico.
 - V.4.3 Válvulas dispositivos y accesorios.

Capítulo VI Presupuesto de obra

Capítulo V II Recomendaciones

Capítulo VIII Conclusiones

Bibliografía

- Anexo I Planos.**
- Anexo II Memoria de cálculo.**
- Anexo III Tablas, gráficos y figuras.**

INTRODUCCIÓN

El agua como recurso vital para el desarrollo de la vida ha tenido una importancia relevante para el florecimiento de todas las civilizaciones, por eso muchas culturas del pasado buscaron asentarse en zonas cercanas a ríos, lagos y mares. La relación existente entre las antiguas civilizaciones y el agua determinó su desarrollo, su tipo de alimentación, transportación, comercio y todos los menesteres de la vida.

Por distintos factores muchas poblaciones tuvieron que asentarse en lugares donde el acceso al agua no es sencillo o debido a su crecimiento ha llegado a ser insuficiente, es aquí donde adquiere una importancia vital el desarrollar sistemas para poder conducir el agua desde lugares lejanos y poder satisfacer las necesidades primarias de la población.

La reunión de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población de manera suficiente, de calidad adecuada y en forma continua constituyen un “sistema de abastecimiento de agua”.

Un ejemplo cercano del aumento de las necesidades de una población y lo escaso del recurso es la Ciudad de México, desde la época de Tenochtitlán en que la ciudad era lacustre con una alta productividad agrícola hasta nuestros días, en que debido al crecimiento desmedido y mal planeado de la ciudad, se ha tenido que transportar agua de zonas lejanas para poder abastecer de manera apenas suficiente las necesidades del vital líquido.

La Ciudad de México ha recurrido a través de su historia a diversas fuentes para abastecerse, desde los manantiales del propio Valle de México hasta fuentes externas. Actualmente la Ciudad de México cuenta con 35,200 litros por segundo de agua provenientes principalmente del subsuelo de la cuenca de México que aporta el 58% de dicho caudal; otro 27% proviene de la Cuenca del Cutzamala ($9\text{m}^3/\text{seg}$) y es transportada desde una distancia de 127 kilómetros y bombeada a una altura de más de 1,000 metros para introducirla al Valle de México; el resto es aportado por manantiales de la Ciudad y por el acuífero del Valle de Lerma ($4\text{m}^3/\text{seg}$).

En las grandes urbes se presenta un gran problema que las obliga a buscar el suministro de agua de fuentes lejanas, la recarga de los mantos acuíferos. Se han invadido y cubierto con casas y asfalto las zonas de recarga natural, impidiendo la infiltración del agua de lluvia y produciendo escurrimientos cada vez mayores, que saturan los conductos de desagüe aumentando riesgos de inundación y produciendo la escasez del recurso.

Todos los factores citados denotan la importancia de transportar el agua hasta donde sea útil y necesaria, es por eso que el presente documento pretende ser un sustento técnico para que se pueda resolver este delicado problema en una comunidad semi-rural.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es el proporcionar la ingeniería de detalle de un proyecto de abastecimiento de agua para una comunidad del tipo semi-rural, el proyecto debe ofrecer una solución eficiente, económica y viable para el problema, resulta muy importante el incluir ayudas técnicas y recomendaciones constructivas.

La comunidad en estudio presenta serios problemas técnicos entre los que se mencionan la complicada topografía, la falta de mano de obra capacitada, la dispersión de la población y la situación económica de la comunidad.

La solución debe ser económica y debe tomar en cuenta factores como la poca ayuda del municipio y autoridades. El gasto de la obra impactará directamente a los pobladores por lo que se debe encontrar una solución que permita la construcción de la obra, sin dejar de lado el cumplimiento de normas y disposiciones legales. La gran mayoría de los trabajos realizados en la comunidad se han logrado gracias a la unión de los pobladores y el trabajo en el sistema de faenas, la mano de obra con la que se cuenta no es calificada, por lo que se incluyen ayudas constructivas, recomendaciones, memorias de cálculo y todo lo necesario para garantizar el proceso constructivo correcto.

ALCANCES

- Entre los alcances pretendidos por la ingeniería a detalle del proyecto se busca:
- Proporcionar una solución técnica para el problema de abastecimiento de agua para la comunidad de San Juan Yautepec.
- La solución debe satisfacer las necesidades de abastecimiento de agua sin olvidar el aspecto económico, social y cultural de la población.
- El proyecto deberá incluir:
 - Una propuesta técnica para la solución del problema.
 - Memorias de cálculo.
 - Planos y ayudas constructivas.
 - Recomendaciones de materiales y costos.
 - Recomendaciones sanitarias y de control.
 - Recomendaciones de mantenimiento.
- Proporcionar a la comunidad una educación en lo respectivo al uso, mantenimiento y explotación de sus fuentes de abastecimiento.

ANTECEDENTES

San Juan Yautepec, población muy cercana a Huixquilucan en el estado de México, al principio albergó a unas cuantas decenas de personas, En la actualidad (2004 a la fecha) tiene un poco más de cinco mil setecientos habitantes. Es una comunidad semi-rural la cual vivió por mucho tiempo de la tala de árboles, transportación, venta y manejo de madera, en la actualidad la mayoría de su población se emplea en el Distrito Federal. Cuenta con instituciones educativas desde nivel primario hasta medio superior.

San Juan Yautepec se localiza en zona montañosa, por lo tanto su clima se considera templado y con grandes precipitaciones pluviales, esto da lugar a la formación de manantiales y escurrimientos superficiales que en su mayoría no son explotados. Los pocos manantiales aprovechados tienen deficiente protección y en algunos casos ya están contaminados. En cuanto a los escurrimientos superficiales, son captados por algunas familias con fines de uso personal y/o lucrativo, quienes desechan al mismo escurrimiento agua no apta para el consumo humano. Cabe mencionar que durante todo el recorrido se observaron focos de contaminación superficial.

La población cuenta con un sistema de abastecimiento de agua, teniendo como única fuente de suministro la zona de “El Zarco” en la Marquesa, que surte 28 l/s transportados a través de tubería de fierro fundido (fofo) por gravedad, una distancia aproximada de 10 kilómetros. Utilizan un tanque de almacenamiento de 250m³ aproximadamente, que se distribuyen en la población por medio de mangueras casi todas expuestas a la intemperie, presentan en su mayoría fugas y conexiones ilícitas.

Los servicios suministrados por el municipio se limitan a energía eléctrica (reciente en algunas zonas de la comunidad), abastecimiento de agua (descrito en el párrafo anterior), en algunas zonas están iniciando la construcción de un sistema de drenaje (bajo el sistema de faenas) y pavimentación (sólo en las calles principales). Cabe mencionar que el abastecimiento de agua no tiene costo en la comunidad debido a la falta de métodos para cuantificar el uso por predio, así como a lo irregular del servicio. La forma de pago del servicio es la participación en algunas de las faenas para proporcionar algún satisfactor a la comunidad.

Como resultado de esto, tenemos una carencia importante de agua (sobre todo en época de estiaje) y una dotación que sólo alcanza para suministrar de agua a un sector de la población por periodos cortos de tiempo (normalmente dos horas al día y con presión muy baja). La gran mayoría de la población paga por pipas de agua y/o busca el acarreo del líquido desde alguno de los manantiales para hacer frente a la demanda.

En consecuencia y buscando satisfacer la necesidad del abasto del líquido, integrantes de la “Asociación Civil Captación de Aguas Naturales “, comité local de agua el “Toixte”, de San Juan Yautepec, se acercaron a la Universidad Nacional Autónoma de México en busca de una solución. Siendo canalizados a la Facultad de Ingeniería.

En una población como San Juan Yautepec la ayuda por parte del municipio existe, pero a veces se limita a proporcionar sólo un poco del material necesario, la gran mayoría de las obras públicas realizadas ha sido con el esquema de faenas.

Como ya se mencionó, para que el proyecto presentado sea de utilidad debe contener la solución técnica, así como ayudas constructivas, memorias de cálculo y un presupuesto de obra suponiendo la mano de obra como la proporcionada por la comunidad.

El presente documento se realizó a fin de proveer una propuesta técnica, funcional y económica al problema de abastecimiento de agua potable.

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.1. Medio natural

Ubicación

San Juan Yautepec es una población semi-rural ubicada en el estado de México, municipio de Huixquilucan, se encuentra a 2,898 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con el centro de Huixquilucan, al sur con Ocoyoacac, Acopilco y el Distrito Federal al oeste con Lerma y al este con Chimalpa Delegación Cuajimalpa.

Extensión

San Juan Yautepec cuenta con una extensión cercana a las 180 hectáreas, lo que representa el 1.25% de la extensión total del municipio.

Orografía

La comunidad se localiza en la sierra de Las Cruces que forma parte del eje neo volcánico o sierra volcánica transversal. Los bosques, las montañas, valles y lomas son componentes topográficos del municipio.

Hidrografía

La zona municipal de Huixquilucan era abastecida por cuatro ríos (San Francisco, San Francisco el Viejo, Magdalena y San Martín) e innumerable cantidad de manantiales que fueron captados en su mayoría para proporcionar el agua a los habitantes del Distrito Federal dejando sólo unos cuantos que benefician a la población de San Juan Yautepec, como es el caso de los manantiales “Los Tepozanes”, “El Toixte” y “El Quinte”.

Clima y precipitación pluvial

Predominan tres tipos de clima, semifrío, templado y semicálido. Su temperatura oscila entre 6 C° y 22°C, por lo que se le cataloga como un clima templado. La precipitación pluvial va de 900 a 1,300 milímetros. Las lluvias inician a mediados de junio y concluyen en septiembre aproximadamente.

Flora y fauna

En las regiones sur, este y oeste, del Municipio el paisaje se integra por montes, cañadas, barrancas y cerros formados por bosques templados y fríos de coníferas como oyamel, encino, pino, aile y cedro. Abundan también el ocote y plantas sin uso específico y una gran cantidad de hongos comestibles y no comestibles.

En la parte norte y noreste del municipio el paisaje se presenta con llanos y lomeríos de vegetación silvestre como cactus, herbáceas, zacatales y encinos. En las barrancas se observan madroños, tejocote, pirúl, teposán, huisache y robles.

La fauna es variada, en sus bosques existen cacomiztle, ardilla, liebre, tuza, tlacuache, armadillo, hurón, rata de campo, tejón, zorrillo y zorra gris (en peligro de extinción).

Componentes topográficos

El relieve del municipio tiene tres componentes topográficos, la parte baja de los valles, las lomas y las montañas; éstas últimas son los restos escarpados y erosionados de dos complejos volcánicos de la era terciaria-cuaternaria que se sitúan al norte y sur.

En el municipio el 23.82% del territorio es agrícola y se utiliza para la siembra de cultivos de temporal; el 4.55% es de uso pecuario, el 49.81% es forestal, el 9.33% es urbano, 4.08% se considera como erosionado y el 8.41% se dedica a otros usos.

1.2 Medio Socioeconómico

Grupos étnicos

En San Juan Yautepec predominan particularmente dos grupos étnicos; el otomí y el mazahua.

Registro censal

De acuerdo al Censo de 1990 (INEGI), la población total del municipio era de 131,926 habitantes y en 1995 según el Conteo de Población y Vivienda, el número de habitantes ascendió a 168,221 personas, observando una tasa media de crecimiento de 4.39 por ciento.

En San Juan Yautepec este fenómeno también fue importante aunque la tasa media de crecimiento sólo llegó al 2.4 por ciento.

En la localidad en estudio, según las cifras obtenidas por el Instituto de Salud del Estado de México en el “concentrado micro regional de datos de la tarjeta de visita familiar” en el 2000 eran 5579 habitantes.

El censo realizado para el presente estudio nos indica que en el 2004 la comunidad tenía 5,713 habitantes, de los cuales 3,085 son mujeres y representan un 54% del total, y 2,628 son hombres y representan el 46 por ciento.

Religión

La mayor parte de la población pertenece a la religión católica, también hay grupos minoritarios de evangelistas, judíos y Testigos de Jehová.

Educación básica

A nivel municipal se cuenta con 146 planteles de enseñanza inicial, preescolar, primaria, secundaria y de enseñanza técnica, preparatoria, colegio de bachilleres, Colegio Nacional de Educación Profesional. El nivel superior es atendido por un Tecnológico de Estudios Superiores y dos universidades. El porcentaje de analfabetismo está entre el 4 y el por ciento.

Salud

La demanda de servicios médicos de la población es atendida por organismos oficiales y privados, tanto en el medio rural como en el urbano. Se cuenta con la Unidad de Medicina Familiar del Instituto Mexicano del Seguro Social, centros de salud dependientes del Instituto de Seguridad del Estado de México y consultorios del Sistema Municipal para el Desarrollo Integral de la Familia (DIF) y el Instituto de Seguridad Social del Estado de México y Municipios. El Pueblo cuenta con un Centro de Salud, además de dos consultorios médicos particulares en los que se atienden sólo enfermedades de “tipo básico” y partos.

En la actualidad existen en el municipio un total de 19 unidades médicas de las diferentes instituciones tanto privadas como oficiales.

Vivienda

En San Juan Yautepec el 10 % de las viviendas son de tipo residencial, el 40% es de tipo clase media, y el restante 50 % es de tipo rural.

De acuerdo a los datos preliminares del Censo General de Población y Vivienda, efectuado por el INEGI, en el año 2000 existían en el municipio 42,633 viviendas en las cuales en promedio habitan 4.53 personas en cada una. Los resultados arrojados por el estudio que realizamos nos indican que en la comunidad en cada casa viven en promedio 6 personas.

Alumbrado público, distribución del agua y drenaje

Según el INEGI, el 97% de las viviendas del municipio cuentan con luz eléctrica, y el 80 % de las vías primarias y secundarias cuenta con alumbrado público. Se puede considerar que la cobertura de servicios públicos, como el de agua potable, está cubierto en 93 por ciento.

Sin embargo en San Jun Yautepec estas cifras están muy alejadas de la realidad, el drenaje es prácticamente nulo, la iluminación pública se limita a calles principales y el abasto de agua potable se reduce a un par de horas por día.

Actividad económica (municipal).

Agricultura: de acuerdo al último Censo levantado por el INEGI, en el municipio existían 1,313 trabajadores agropecuarios quienes trabajaron 96,205 hectáreas; la superficie cosechada fue de 86,365 y la producción obtenida fue de 116,771 toneladas. El suelo que es eminentemente maicero también produce frijol, haba, avena forrajera, trigo, chícharo y papa.

Ganadería: la cría de animales es otra de las actividades realizadas en pequeña escala, y poco tecnificada, sumando 1,229 unidades de producción de las que 193 son de ganado bovino, 254 porcino, 48 caprino, 292 ovino, 421 equino, 940 aves de corral y 94 de conejos y colmenas.

Industria: en este rubro se ubican las fábricas de tabique, tabicón, ladrillos y tejas, artículos de aseo, muebles, fundición y moldeo de piezas metálicas, confección de ropa, productos farmacéuticos, perfumes y cosméticos, edición de libros, juguetes de plástico y alimentos, planta generadora de energía eléctrica de la Comisión Federal de Electricidad.

Comercio: a principios de la década se contaba con 15 tiendas CONASUPO, 9 tianguis, 4 mercados públicos, un rastro, 11 lecherías sociales, 27 molinos y 86 tortillerías; así como 2,359 establecimientos comerciales tanto de giro alimentario como no alimentario.

Población económicamente activa por sector;

- 4.5% sector primario (agricultura, ganadería, caza y pesca)
- 31.5% sector secundario (minería, petróleo, industria manufacturera, construcción, electricidad)
- 64.0% sector terciario (comercio, turismo y servicios)

CAPÍTULO II

ESTUDIOS BASICOS

CAPITULO II

ESTUDIOS BÁSICOS

2.1 Demográfico

En cuanto al estudio demográfico notamos, durante la visita a la localidad se observó que no se cuenta con datos de carácter oficial reciente, los pobladores no conocen el total de población de la comunidad.

Las autoridades proporcionaron los datos de un censo realizado por el Instituto de Salud del Estado de México para el concentrado micro regional de la tarjeta de visita; su personal recorrió la población para conocer la cantidad de personas y su calidad de vida.

La comunidad fue catalogada como “semi-urbano-rural” y los resultados del conteo poblacional se muestran en el cuadro 2.1.

Cuadro 2.1 censo de población

Censo de Población 2003 ISEM			
Año	Hombres	Mujeres	Total
2003	2793	2786	5579*

Fuente: Reporte del Instituto de Salud del Estado de México (ISEM).

*Nota: Se muestra el documento presentado por las autoridades en el Anexo III, Documento 1, del mismo apartado

Debido a las limitaciones de la información disponible, el grupo de trabajo decidió realizar un censo con la finalidad de obtener datos suficientes y actuales para la realización del proyecto de abastecimiento de agua.

La primera etapa del censo fue la planeación, esto debido a la complejidad y el trabajo que representa una labor de este tipo. Se inició con el diseño del cuestionario a utilizar para recopilar información requerida. Entre los datos que para el proyecto tienen importancia están la cantidad de personas, sus edades y su sexo, todo esto con el fin de poder pronosticar el crecimiento demográfico.

También son de interés datos del tipo económico como el ingreso por familia, cantidad de personas que habitaban el predio, esto para poder clasificar el tipo de consumo. Y por último pero no menos importante la manera en que se ocupa el agua, si se almacena de alguna manera, cantidad y necesidades.

Una vez identificada la información necesaria, se diseñó el cuestionario que se muestra en el cuadro 2.2.

Cuadro 2.2.
Encuesta de población y usos del agua
de la comunidad de San Juan Yautepec
Estado de México

Nombre de la Familia y el Jefe de Familia
Dirección

Edad y sexo del los habitantes del predio	
Edad	Sexo

Personas en el predio que laboran
Ingreso total de la familia

Uso del Agua	Consumo (lt/semana)
Total de consumo	

La labor del censo originalmente se planeó para realizarse en un mes, trabajando los fines de semana. Sin embargo, la dispersión de los predios que se localizaban fuera del casco urbano, aunado al hecho de que muchas viviendas no cuentan con un camino de acceso, sino de veredas rodeadas de maleza que lo dificultaba, hizo más lenta la obtención de información. El censo resultó exitoso, pues se obtuvo la información de la población, la manera en que se consume el agua y la necesidad promedio de la misma.

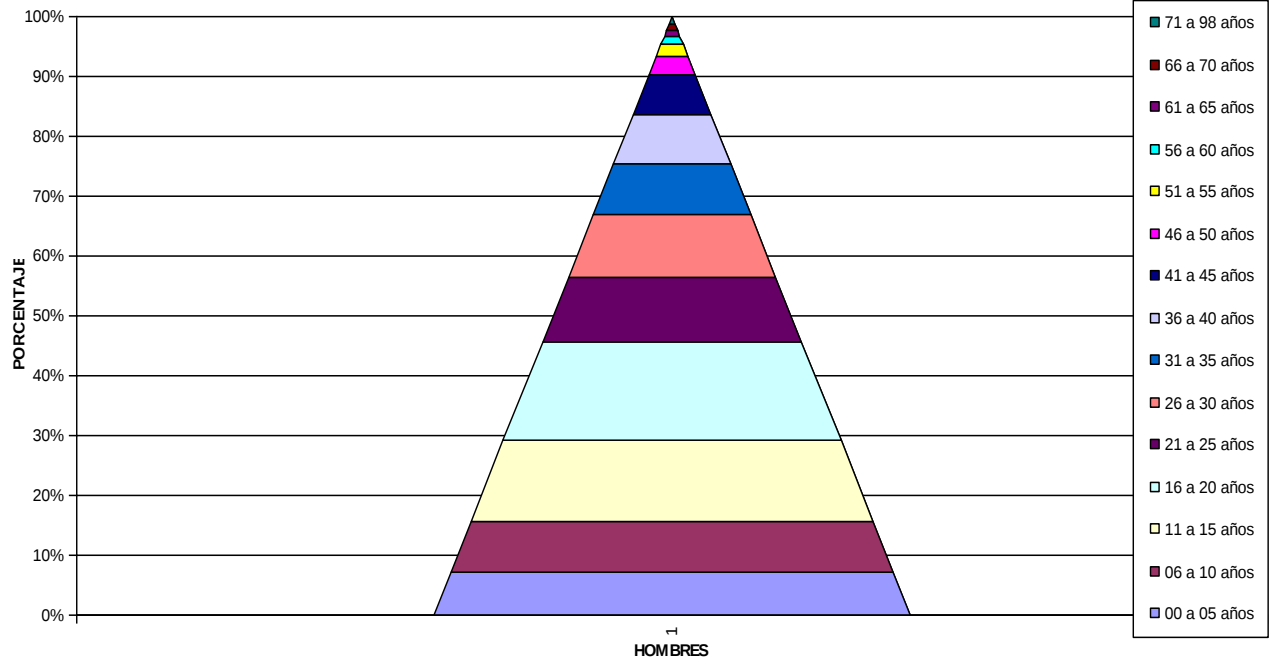
Los datos a los que no se tuvo acceso fueron los de tipo económico, por lo tanto se mantuvo la suposición de una comunidad semi-rural por la apariencia de las viviendas, caminos y pobladores.

El cuadro 2.3 muestra el resumen de los resultados obtenidos y en las figuras 2.1ª y 2.4 se presentan los análisis estadísticos.

Cuadro 2.3
Censo poblacional
San Juan Yautepec, Estado de México
Universidad Nacional Autónoma de México

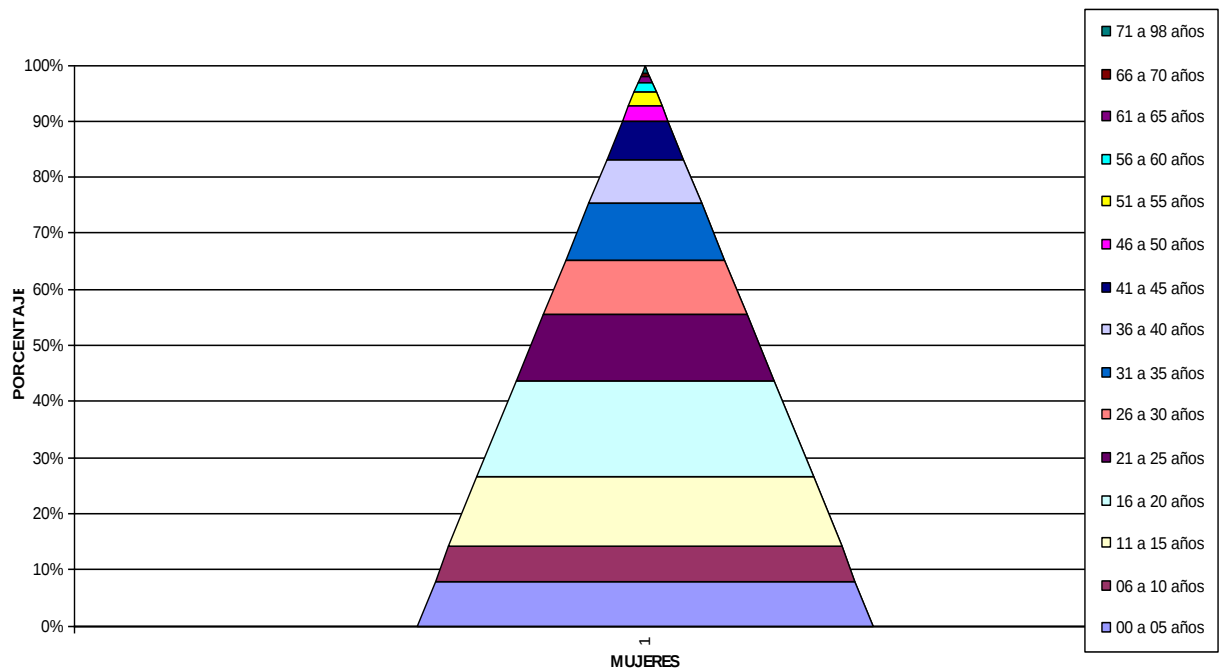
Edades	Hombres	Mujeres	Total
00 a 05 años	201	234	435
06 a 10 años	233	180	413
11 a 15 años	374	364	738
16 a 20 años	456	503	959
21 a 25 años	303	352	655
26 a 30 años	292	285	577
31 a 35 años	230	298	528
36 a 40 años	231	227	458
41 a 45 años	183	197	380
46 a 50 años	88	83	171
51 a 55 años	56	72	128
56 a 60 años	37	52	89
61 a 65 años	29	31	60
66 a 70 años	23	16	39
71 a 98 años	39	44	83
Totales	2775	2938	
		Total	5713

HOMBRES SEGUN EDADES



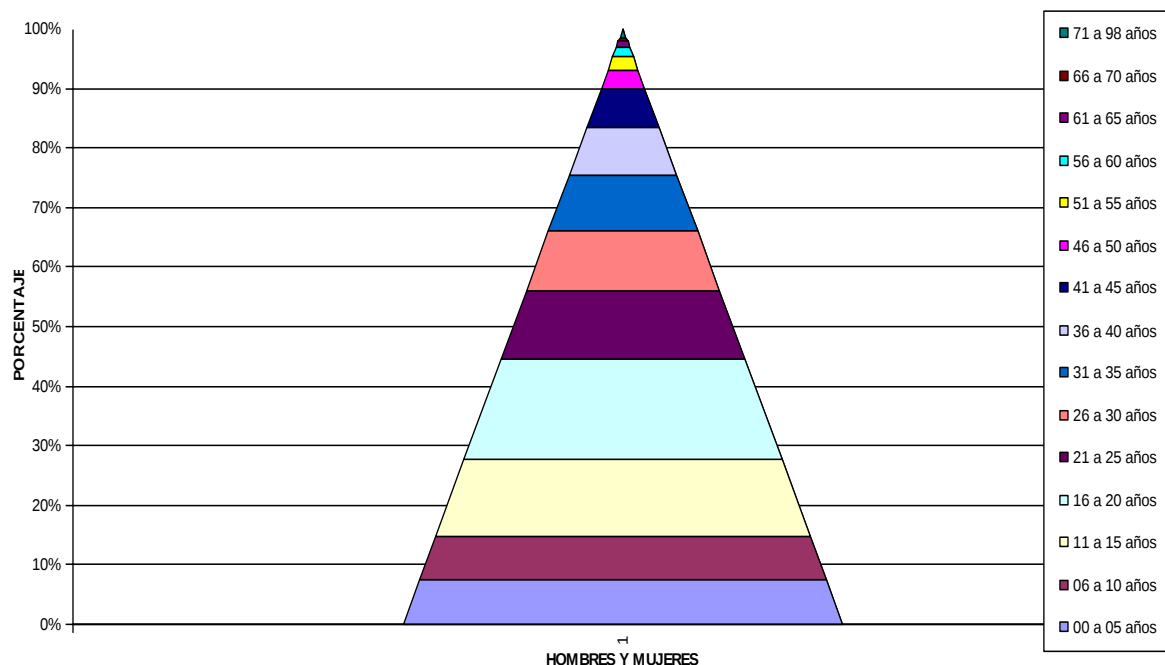
Fuente: elaboración propia con base en el censo realizado.
Figura 2.1 Población por edades.

MUJERES SEGUN EDADES



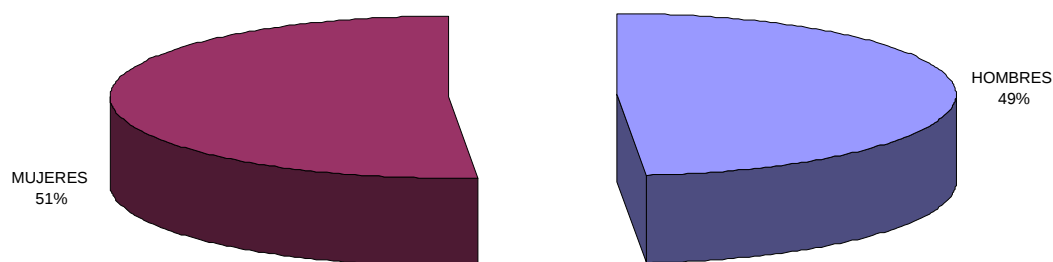
Fuente: elaboración propia con base en el censo realizado
Figura 2.2 Edades de los hombres de la población.

HOMBRES Y MUJERES SEGUN EDADES



Fuente: elaboración propia con base en el censo realizado.
 Figura 2.3 Edades de las mujeres de la población.

PORCENTAJE DE HOMBRES Y MUJERES



Fuente: elaboración propia con base en el censo realizado.
 Figura 2.4 Población de hombres y mujeres.

2.2 Topográfico

Dentro de los estudios básicos que se deben realizar en un proyecto de agua potable el correspondiente a la topografía es uno de los más importantes ya que nos muestra la configuración de la zona en estudio, con ello es posible obtener información sobre elevaciones, valles, depresiones y barrancas en la zona de estudio.

Topografía: es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la Tierra en los tres elementos del espacio (x, y, z), pudiendo ser dichos elementos dos distancias y una elevación, o una distancia, una dirección y una elevación. Para distancias y elevaciones se emplean unidades de longitud (en sistema métrico decimal) y para direcciones se emplean unidades de arco (grados sexagesimales).

Levantamiento: es el conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de puntos y posteriormente su representación en un plano. La mayor parte de los levantamientos tienen por objeto el cálculo de superficies y volúmenes, y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante perfiles y planos.

Clases de levantamientos: pueden ser topográficos o geodésicos. Topográficos son aquellos que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la Tierra, sin error apreciable. Geodésicos son levantamientos en grandes extensiones que hacen necesario considerar la curvatura de la Tierra.

El conjunto de actividades para realizar estudios básicos de topografía, es el siguiente en orden secuencial:

- Reconocimiento de la zona
- Obtención de información general (cartas topográficas, fotografías aéreas, etc.)
- Trabajo de campo (recopilación de datos en sitio)
- Procesamiento de datos
- Interpretación de resultados
- Elaboración de planos

En primer lugar, se estudia la zona objeto del trabajo para organizar adecuadamente todas las actividades que se han de realizar en un tiempo acordado.

Posteriormente, se confecciona un plan de trabajo que al final de las diferentes fases dará como resultado el conjunto de los datos de campo imprescindibles para disponer de los valores numéricos necesarios para la confección de cualquier cartografía.

Una vez analizada la zona se procede a realizar la parte central del trabajo que es la toma de datos de campo. Para ello existen diferentes métodos y herramientas de las que podemos hacer uso, en el presente estudio se realizó con el apoyo de un GPS, debido a la falta de recursos por parte de la comunidad para la renta de equipo, tal como estaciones totales, o la paga a una brigada profesional de topógrafos.

El Sistema de Posicionamiento Global (*Global Positioning System*), conocido por sus siglas como GPS, es una red de navegación basada en satélites artificiales que permiten situarse en cualquier parte del mundo en cualquier momento del día o de la noche. Desarrollado y operado por el Departamento de la Defensa de los Estados Unidos (*US Department of Defense*), el sistema está basado en un gran número de satélites en órbitas circulares a unos 20.200 kilómetros sobre la superficie de la Tierra. Las órbitas se han procurado calcular de tal forma que habitualmente cinco satélites estén a la vista de cualquier usuario en cualquier momento y lugar del mundo. En la terminología GPS satélite visible significa que el satélite está por encima del ángulo de máscara siendo este ángulo de, normalmente, 10-15 grados sobre el horizonte.

Cada satélite da una vuelta al mundo dos veces al día y transmite dos tipos de datos en dos códigos digitales diferentes de manera continua que se emiten en 1.575,42 MHz y 1.227,6 MHz. Una parte de los datos se denomina el almanaque, están relacionados con la salud del satélite, y la otra parte contiene las efemérides, los datos de los parámetros orbitales precisos del satélite.

Existe una estación maestra en Colorado Springs (USA) y un cierto número de estaciones monitorizadas repartidas por todo el mundo que siguen los satélites que se encuentran a la vista y sirven de transmisoras de información entre ellos y la estación maestra. El propósito de dicho intercambio de información es permitir al satélite que emita una señal cuidadosamente cronometrada a los receptores (Figura 2.5)



Figura 2.5 sistema de posicionamiento global (GPS)

La base del proceso que se sigue para el cálculo es simple. La señal que emite el satélite indica su posición y el instante de partida de la señal. El receptor compara el intervalo de tiempo transcurrido con el que marca su reloj al recibir la señal y calcula multiplicando por la velocidad de la luz la distancia existente entre el satélite y el receptor.

Utilizando varios satélites, y por consiguiente varias distancias satélite receptor, se puede conocer la posición del receptor. Efectivamente, con un sólo satélite y su distancia al receptor, las posibles posiciones abarcan la totalidad de una esfera con radio igual a la distancia calculada entre el satélite y el receptor con un centro en la posición del satélite.

Con dos satélites la solución se reduce al círculo resultante de la intersección entre las dos esferas. Con tres satélites tenemos tres esferas posicionales en las que su intersección determinan dos puntos posibles siendo uno de los dos descartado por no estar cerca de la superficie de la Tierra. Los datos de posición del GPS con tres satélites determinan lo que se llama una posición 2D. Con un cuarto satélite la solución es única. Cuatro satélites establecen una posición en 3D, es decir, también queda determinada la altura sobre el nivel del mar. Los satélites van equipados con relojes atómicos que registran la hora exacta en que se envía una señal.

Los tiempos de transmisión, que se procesan en nanosegundos (millonésimas de segundo), son procesados por el receptor que resuelve una ecuación geométrica bastante simple. Pequeños errores en la medida del tiempo pueden afectar gravemente a las medidas, por ejemplo, un error de 0.001 segundos en los relojes de los satélites pueden suponer errores de posición de más de 300 kilómetros.

Para evitarlos los satélites utilizan relojes atómicos sincronizados de alta precisión, se calcula que tienen un error de un segundo cada 70.000 años, y los receptores incluyen una nueva variable en el cálculo correspondiente al error de la medida del tiempo en el reloj del receptor.

Para la recopilación de datos en campo se ubicó el GPS en cada uno de los puntos que se consideró de interés e indicados en la cartografía a realizar. Cuando el elemento a cartografiar no es un punto, es decir cuando se trata de líneas o superficies, se toman los datos que vayan a ser necesarios para que puedan ser digitalizados correctamente.

Se reseñan en la cartografía todos los puntos que corresponden a: viviendas, caminos, carreteras, pozos, líneas eléctricas, registros, límites, presas, ríos, túneles, cimas, cruces de caminos y cualquier otro elemento identificable situado en el terreno a cartografiar.

Para la toma de datos en campo con el GPS hay que observar unas precauciones preliminares muy importantes. Los GPS habitualmente ofrecen los datos en una innumerable variedad de posibilidades. Aunque todas ellas son correctas e interesantes no son las que se utilizan hoy día en la cartografía oficial de nuestro país por lo que hay que ajustar la salida de datos. Principalmente son las opciones siguientes las que deben ser configuradas en el equipo:

- El formato de presentación de los datos debe ser el que le corresponde al sistema métrico decimal (no el sistema inglés).

- El elipsoide de referencia debe ser el European Datum de 1950 (se debe prestar un especial cuidado con este punto ya que suelen venir los GPS configurados de fábrica con el elipsoide WGS84, más moderno y más exacto para los Estados Unidos, y en nuestra zona los datos pueden llegar a presentar diferencias de más de 500 metros).

- La proyección con la que debemos trabajar es la UTM/UPS ya que facilita sobremanera los trabajos posteriores de digitalización ya que podremos pasar los datos directamente del GPS al programa de diseño AutoCAD.

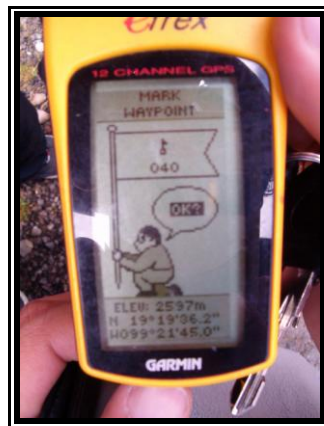


Figura 2.6 GPS utilizado para la obtención de datos.

La lectura de un punto se debe realizar con el equipo parado. Con el equipo estático los cálculos podrán eliminar la deriva sistemática. Parando el aparato éste puede ajustar la velocidad a cero y puede reducir los parámetros de la deriva también a cero minimizando, gracias a ello, los posibles errores. Una vez que el GPS está indicando que está parado, y mostrando una lectura de velocidad cero, podemos indicarle que empiece a realizar las lecturas de posición.

Es conveniente que esté realizando lecturas durante un periodo de tiempo comprendido entre los tres y cinco minutos para cada punto. Dado que realiza una lectura cada segundo llegamos a tener un conjunto de unas 180-300 lecturas de posición para cada punto siendo el valor final el centro de la circunferencia que engloba el máximo número de puntos y que, a la vez, descarta los puntos más dispersos que se pueden considerar como erróneos, o lo que es lo mismo, descartables.

Normalmente, todos los GPS nos dan una información adicional: el EPE (el error estimado de posición) que indica el valor de la precisión horizontal. El resultado de los cálculos para estimar la posición viene determinado, pues, por dos datos fundamentales una vez se han descartado las lecturas consideradas erróneas. Si los representamos gráficamente tenemos que:

- El centro de la circunferencia es la posición del punto, ver figura 2.7.
- El valor del radio de la circunferencia que engloba la totalidad de los puntos considerados válidos es el error estimado de posición o EPE.

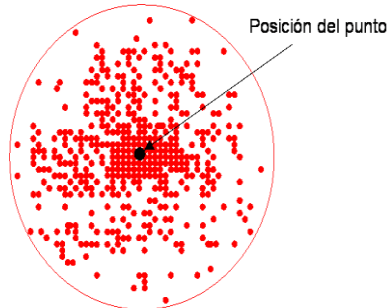


Figura 2.7 posición de punto considerado

Con todo lo explicado anteriormente, de cada punto de campo conviene recoger los siguientes datos:

- Texto descriptivo del punto.
- Huso.
- Coordenada X.
- Coordenada Y.
- Coordenada Z (altura sobre el nivel del mar).
- EPE.
- Día, hora, minuto y segundo de la observación.

Una vez calculadas las coordenadas analíticas de cada punto se sitúan en el plano según un sistema de coordenadas cartesiano. La coordenada X corresponde al eje de abscisas y el sentido positivo crecerá hacia la derecha, mientras que, la coordenada Y corresponde al eje de las ordenadas y el sentido positivo crecerá hacia arriba. La escala de dibujo representará el intervalo de separación entre las coordenadas.

Este proceso se realiza automáticamente. Se utilizan los ficheros de transferencia de datos del GPS para traspasar la información a un programa de Visual Basic que prepara los datos para ser transferidos a los ficheros de dibujo de AutoCAD de tal forma que en éste ya aparecen situados todos los puntos de referencia topográfica en su respectivo lugar (X,Y,Z), con su simbología oficial y con la anotación de su correspondiente cota Z. El programa de Visual Basic calcula, además, las diversas magnitudes de los diversos elementos a situar de tal manera que aparecen con la medida adecuada para la escala de salida del dibujo.

Cálculo de distancia entre dos puntos

La distancia entre dos puntos se obtiene aplicando una sencilla modificación de la fórmula del *teorema de Pitágoras*. A partir de las coordenadas de cada punto el resultado es la solución de la ecuación:

$$\text{DISTANCIA (1,2)} = \sqrt{(cy1 - cy2)^2 + (cx1 - cx2)^2}$$

Ec. (2.1)

La solución viene expresada en metros y corresponde a la distancia entre los puntos 1 y 2.

El cálculo de la distancia también se puede resolver con el comando "DIST" de AutoCAD que facilita además de la distancia los siguientes datos adicionales: Incremento X, Incremento Y, Incremento Z y el valor del ángulo X,Y.

Cálculo de las curvas de nivel.

El cálculo de curvas de nivel se realiza en los trabajos en los que se confecciona un plano topográfico del terreno. Así pues, en los planos planimétricos no se realizará este cálculo aunque se faciliten algunas cotas de orientación.

Las curvas de nivel, llamadas también isohipsas, son líneas que se trazan uniendo todos los puntos que se encuentran a la misma altura de un determinado nivel de referencia. Las curvas de nivel se calculan utilizando el método de interpolación de las cotas obtenidas en el terreno.

Para calcular las curvas de nivel con cierta exactitud conviene disponer de una densidad de cotas suficiente de acuerdo con las características geográficas del terreno.

La equidistancia es la diferencia de cota entre dos curvas de nivel contiguas. La equidistancia tiene un valor constante en un mismo plano o mapa. Las curvas maestras van representadas con un trazo más visible que la de las curvas de nivel. Como mínimo, siempre van numeradas todas las curvas maestras.

Los datos arrojados por el GPS que utilizamos para nuestro estudio se encuentran resumidos en la en el Anexo III, con los que trabajamos y que más adelante hemos de utilizar para los cálculos en el capítulo correspondiente a Topografía.

2.3 Hidrológico

Durante su vida sobre la Tierra el hombre ha sido testigo, muchas veces sin entenderlo, del desarrollo del ciclo del agua en la naturaleza. La distribución de los climas, la formación de las nubes y su inestabilidad, la producción de las lluvias, la variación de los niveles de los ríos, y el almacenamiento de agua en depósitos superficiales o subterráneos. Son temas en cuyo estudio se ha venido profundizando a lo largo de los años, conformando una rama de la física que se conoce como Hidrología.

La Hidrología en su definición más simple es la ciencia que estudia la distribución, cuantificación y utilización de los recursos hídricos que están disponibles en el globo terrestre. Estos recursos se distribuyen en la atmósfera, la superficie terrestre y las capas del suelo.

Los proyectos que usan el agua como componente principal se clasifican de la siguiente manera:

1. Proyectos de suministro de agua.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales o de depósitos subterráneos para abastecer demandas de agua en áreas específicas. Entre estos proyectos se cuentan los de abastecimiento de agua potable, y los de riego y drenaje de campos agrícolas.

2. Proyectos de suministro de energía hidráulica.

Captan caudales (Q) de corrientes superficiales y aprovechan diferencias de cota (H) para entregar energía hidráulica a las turbinas de las centrales hidroeléctricas. Las turbinas convierten la energía hidráulica en energía mecánica la cual se transmite a los generadores; éstos transforman la energía mecánica en energía eléctrica.

3. Diseño de obras viales, drenajes de aguas de lluvias y estructuras de protección contra ataques de ríos.

Los estudios hidrológicos analizan los regímenes de caudales medios y extremos de las corrientes de agua en los tramos de influencia de las obras viales, en las zonas que requieren de alcantarillados de aguas de lluvias, y en las zonas inundables adyacentes a los cauces. Los caudales de creciente y las avalanchas que se generan por deslizamientos son las variables importantes en este tipo de proyectos. Estas variables se relacionan luego con los niveles de inundación, con las velocidades de flujo y con los procesos de socavación lateral y de fondo.

4. Proyectos de navegación marítima y fluvial.

Los estudios de Hidrología en los proyectos de navegación marítima consisten en el análisis del estado del tiempo en mar profundo, en la plataforma continental y en los litorales. El estado del tiempo es una variable hidrológica que relaciona temperatura, humedad, presión atmosférica y vientos, y es responsable de la presencia de olas en la superficie del mar. En los proyectos de navegación fluvial la hidrología estudia los regímenes de caudales medios y extremos en los tramos

navegables, las relaciones caudal-profundidad, y los volúmenes de sedimentos que se mueven como carga de fondo y en suspensión.

En los proyectos de ingeniería se define inicialmente la zona de estudio que es el área de influencia del proyecto. En esta zona se delimitan tanto las áreas que van a ser beneficiadas por el proyecto como las cuencas de las corrientes naturales que las cruzan y de las que se seleccionan para ser utilizadas como captaciones.

La información que se recolecta para desarrollar un estudio hidrológico comprende los siguientes aspectos:

- Cartografía
- Hidrometeorología
- Estudios anteriores.

Dentro de la información cartográfica se incluyen los mapas con curvas de nivel a escalas entre 1:100.000 y 1:5.000, las fotografías aéreas y las imágenes de radar y de satélite. Esta información se procesa para determinar las características morfométricas, de capacidad de almacenamiento, y de suelos y uso de la tierra de las cuencas y de las zonas de importancia dentro del proyecto.

En el aspecto hidrometeorológico se recolecta información sobre las variables del clima, la precipitación, los caudales y niveles de las corrientes naturales y los sedimentos que transportan las corrientes.

Por lo general esta información se recolecta en forma de “series de tiempo históricas” las cuales se procesan con métodos estadísticos y probabilísticas para determinar regímenes medios y proyecciones futuras.

Luego de analizar la información recolectada el ingeniero está en capacidad de programar los trabajos de campo que permitan la complementación de la información existente. Entre estos trabajos se cuentan la ejecución de levantamientos topográficos y batimétricos, la recolección y análisis de muestras de los sedimentos que transportan las corrientes, la instalación y operación de estaciones climatológicas y pluviométricas y la realización de aforos.

Terminada la etapa de recolección se procede al análisis del clima, la precipitación, los caudales y los sedimentos. Este análisis se realiza de acuerdo con las necesidades del proyecto y puede incluir uno o varios de los siguientes temas:

Clima

Los valores medios de temperatura, humedad, presión y viento definen el clima de la zona de estudio. En los proyectos de suministro de agua el clima influye

decisivamente en la relación que existe entre la precipitación, la cuenca y la formación de los caudales de las corrientes naturales.

Esta relación se expresa matemáticamente por medio de la ecuación del balance hidrológico. Además, el análisis del régimen climatológico es una de las bases fundamentales del estudio de impacto ambiental en todos los proyectos de Ingeniería.

Precipitación

Los estudios de la precipitación analizan el régimen de lluvias en la región a partir de los datos de estaciones pluviométricas y pluviográficas. El análisis comprende la variabilidad de la precipitación en el tiempo, su distribución sobre el área de estudio, la cuantificación de los volúmenes de agua que caen sobre la zona y las magnitudes y frecuencias de las lluvias intensas.

Caudal medio

El régimen de caudales de una corriente está relacionado con las lluvias y con las características de su cuenca. Este régimen define los estados de caudales mínimos, medios y máximos en los sitios que han sido seleccionados para captación de agua o para construcción de obras hidráulicas.

La metodología que se utiliza depende de la información disponible y de las necesidades del proyecto. Pueden utilizarse análisis estadísticos y probabilísticos de series históricas de caudales o balances hidrológicos.

Balance hidrológico

El balance hidrológico relaciona las variables que intervienen en el ciclo hidrológico:

- Precipitación
- Evapotranspiración
- Caudal Superficial
- Almacenamiento superficial y subterráneo
- Flujo de Agua subterránea

Se aplica en todos los casos que tienen que ver con la distribución de los recursos hidráulicos a nivel global, o en cuencas particulares. Es imprescindible en los estudios de regularización de embalses y en los proyectos de suministro de agua para acueducto, riego y generación hidroeléctrica.

La ecuación general del balance hidrológico en una cuenca determinada tiene la siguiente forma:

$$P + Q_a + G = ET + Q + dS$$

Donde:

P: es la precipitación en el período seleccionado.

Q_a: es el aporte superficial de cuencas vecinas.

G: constituye el flujo neto de aguas subterráneas desde y hacia cuencas vecinas.

ET: representa la evapotranspiración real en la cuenca.

Q: es el caudal superficial que sale de la cuenca que se analiza.

dS: es el cambio en almacenamiento superficial y subterráneo. Incluye almacenamiento

en cauces, embalses, suelo y acuíferos.

Crecientes

En los estudios de crecientes se analizan las magnitudes de los caudales máximos extraordinarios y la frecuencia con que ocurren. Junto con los análisis de las avalanchas son importantes en los diseños de puentes, drenajes y obras de control de inundaciones.

Estiajes

Durante algunas épocas del año las corrientes naturales presentan períodos de caudales bajos o de estiaje. Estos estiajes pueden ser críticos cuando las magnitudes de los caudales resultan tan bajas que las captaciones de acueductos, de sistemas de riego y de sistemas de generación de energía pueden verse afectadas en su operación normal.

Aguas subterráneas

Los depósitos de aguas subterráneas se denominan acuíferos y son abastecidos con parte del agua de lluvia que cae en zonas de recarga dentro de su cuenca. El agua se infiltra a través de la superficie del suelo y luego se mueve verticalmente hasta encontrar una capa impermeable que no permite el paso y obliga a la formación de un almacenamiento de agua en los espacios vacíos del suelo. El límite superior de este almacenamiento se denomina nivel freático. El volumen de agua que se almacena por debajo del nivel freático es el agua subterránea. Este volumen constituye la fuente principal de alimentación de manantiales, lagos y ríos en períodos de estiaje.

A nivel global el volumen de aguas subterráneas existente es muy superior al de aguas superficiales, pero en muchos casos, principalmente cuando los acuíferos se encuentran a gran profundidad, su captación resulta difícil y costosa. En aquellas regiones donde las aguas superficiales son escasas o no existen cerca a los sitios de consumo las aguas subterráneas pueden resolver los problemas de suministro de agua. El estudio de los acuíferos y del movimiento de las aguas subterráneas se llama Hidrogeología.

Para efectos de nuestro estudio el 18 de julio de 2004 dieron inicio los trabajos y reconocimientos en campo del sistema hidráulico de la población de San Juan Yautepec municipio de Huixquilucan, Estado de México.

Con apoyo en la información recopilada en las diversas dependencias municipales, así como suministrada por la población, se realizaron recorridos físicos en la zona urbana y aledaña a la población, así como en la margen derecha del río conocido como “El Zarco”, a efecto de identificar los posibles sitios de aprovechamiento (como manantiales o afloramientos naturales).

La inspección efectuada se llevó a cabo conjuntamente con la Junta de Agua Potable y miembros de la población a lo largo de casi 1 año de recorridos en fines de semana, esto con el objeto de realizar aforos tanto en épocas de estiaje como de lluvias.

A continuación se presenta la localización y descripción de las posibles fuentes de abastecimiento:

1.- Pie de Santo

Punto localizado a 20 metros de la carretera que comunica a la población con La Marquesa en una de las secciones más elevadas de la comunidad. En este punto se pudo observar que presenta un flujo continuo las 24 horas, ver figura 2.8.

Punto	40	
Latitud	N 19°19'36.2''	2,136,891.34
Longitud	W 99°21'45''	538,078.77
Elevación	2597	
Observaciones	Pie Santo	



Figura 2.8 fuente de abastecimiento “Pie de Santo”

2.- Agua Lagartija

Situado a 500 metros aguas arriba de la calle conocida como Lomas de las Manzanas, en la sección frente al jardín de niños de la comunidad. Este punto se encuentra muy cercano a la zona que se ha desarrollado como habitacional. Los habitantes mencionan que a pesar de existir un flujo constante, no se compara con la cantidad de agua que salía hace algunos años, ver figura 2.9.

Punto	43	
Latitud	N 19° 20'29.5''	2,138,526.58
Longitud	W 99° 20'55.7''	536,636.93
Elevación	2879	
Observaciones	Agua Lagartija, margen izq.	



Figura 2.9 fuente de abastecimiento “Agua Lagartija”

3.- Punto Las Piedras

Pequeño afloramiento situado en la margen izquierda de la calle conocida como Lomas de las Manzanas en su parte final. Los vecinos comentan que todo el tiempo se está presentando un escurrimiento, por lo cual se dieron a la tarea de protegerlo. Según lo observado el afloramiento sale entre las diaclasas y se recomienda aumentar el gradiente hidráulico, ver figura 2.10.

Punto	43	
Latitud	N 19° 20'28.5''	2,138,495.86
Longitud	W 99° 20'55.9''	536,642.82
Elevación	2891	
Observaciones	Las piedras margen izq. del camino	



Figura 2.10 fuente de abastecimiento “Las Piedras”

4.- Ladera del camino Las Manzanos

Ubicado en la margen derecha de la parte superior del camino al final de la calle Lomas de las Manzanos. Se observa un escurrimiento perenne en la parte inferior de las rocas, ver figura 2.11.

Punto	45	
Latitud	N 19° 20'27.8''	2,138,474.33
Longitud	W 99° 20'55.7''	536,637.03
Elevación	2904	
Observaciones	Margen der. del camino	



Figura 2.11 fuente de abastecimiento “Las Manzanos”

5.- Agua Lagartija II

Escurrecimiento aprovechado por los habitantes de esta sección de la comunidad utilizado como pozo con una salida en la parte superior que funciona como descarga a una sección lateral de la ladera. Ubicado en la misma margen derecha del camino que es la continuación de Lomas de las Manzanas, ver figura 2.12.

Punto	46	
Latitud	N 19° 20'25.7''	2,138,409.75
Longitud	W 99° 20'55.1''	536,619.66
Elevación	2929	
Observaciones	Margen izq. (continuamos agua lagartija)	



Figura 2.12 fuente de abastecimiento “Agua Lagartija II”

6.- Punto final de la barranca (Los Pantanos)

Ubicado 600 metros aguas arriba del último punto sobre el camino en Lomas de la Manzana. Se trata de una depresión natural del terreno en la parte utilizada como parcelas. Considerable afloramiento de agua que incrementa su caudal en época de lluvia, mismo que hemos propuesto como uno de las principales fuentes de abastecimiento debido a su altura topográfica y a la nula contaminación por actividades antropogénicas, ver figura 2.13.

Punto	51	
Latitud	N 19° 20'12.3''	2,137,998.12
Longitud	W 99° 20'58.9''	536,731.36
Elevación	2995	
Observaciones	Punto final de la barranca.	



Figura 2.13 fuente de abastecimiento “Los Pantanos”

7.- Río Borracho

Río localizado en la margen izquierda de la carretera que comunica Cuajimalpa con Huixquilucan, en el límite entre Estado de México y Distrito Federal, a 1000 metros aguas abajo de la comunidad. Aunque se observa un caudal importante, también se observan desfuegos a lo largo del cauce del río que son utilizadas por algunas granjas y propiedades vecinas como descargas de aguas residuales, ver figura 2.14.

Punto	52	
Latitud	N 19° 20'58.9''	2,139,426.02
Longitud	W 99° 19'42.5''	534,499.47
Elevación	2682	
Observaciones	Río Borracho	



Figura 2.14 fuente de abastecimiento “Río Borracho”

8.- El Toixte

Afloramiento ubicado a 30 metros de la calle conocida como Lomas del Quinte, entre el jardín de niños en la parte superior y el centro de salud en la parte inferior. Zona urbana de la comunidad en donde se presenta un flujo constante el cual forma un a especie de pantano, ver figura 2.15.

Punto	55	
Latitud	N 19° 20'26.5''	2,138,433.23
Longitud	W 99° 20'36''	536,062.33
Elevación	2825	
Observaciones	El Toixte (posible pozo)	



Figura 2.15 fuente de abastecimiento “El Toixte”

9.- Agua Conejo

Punto cercano al Toixte aguas arriba por el mismo camino conocido como Lomas del Quinte (300 m), según lo observado es la zona con escurrimiento en épocas pasadas, sin embargo ahora se tiene una zona un tanto húmeda, ver figura 2.16.

Punto	56	
Latitud	N 19° 20'21.9''	2,138,291.65
Longitud	W 99°20'32.6''	535,963.40
Elevación	2982	
Observaciones	Paraje agua conejo	



Figura 2.16 fuente de abastecimiento “Paraje Agua Conejo”

10.- El Quinte

Se trata de una zona que los mismos habitantes de esa parte de la comunidad han aprovechado como su principal fuente de abastecimiento de agua, en donde se construyó una caja de filtración rudimentaria. Ubicada 200 metros aguas arriba del fin del camino denominado Lomas del Quinte, ver figura 2.17.

Punto	60	
Latitud	N 19° 20' 28.1"	2,138,482.73
Longitud	W 99° 20' 41.7"	536,228.54
Elevación	2864	
Observaciones	El “Quinte” caja de filtración larga	



Figura 2.17 fuente de abastecimiento “El Quinte”

11.- Paraje Puendo

Zona que los habitantes también denominan como Las Truchas, en donde se presenta un flujo considerable las 24 hrs. Ubicado a 100 metros aguas abajo del centro de salud, entre las calles conocidas como Lomas de los Manantiales y Lomas de la Costa, ver figura 2.18.

Punto	61	
Latitud	N 19° 20' 36.8"	2,138,748.55
Longitud	W 99° 20' 14.2"	535,425.65
Elevación	2736	
Observaciones	Paraje Puendo, truchas II	



Figura 2.18 fuente de abastecimiento “Paraje Puendo”

12.- El Zarco

Río ubicado a 1200 metros aguas arriba de la comunidad en el límite de la comunidad de Acopilco y La Marquesa, en la margen derecha de la Autopista México-Toluca. Se presenta flujo constante las 24 hrs. y es la principal fuente de abastecimiento de la zona. Actualmente ya se tiene un aprovechamiento de esta fuente, el cual se conduce hasta el tanque de almacenamiento de San Juan Yauteppec. Cabe mencionar que en el recorrido se observaron varias derivaciones de la red de conducción a propiedades aledañas, ver figura 2.19.

Punto	68	
Latitud	N 19° 17' 43.8"	2,133,434.47
Longitud	W 99° 21' 8.4"	537,017.83
Elevación	3127	
Observaciones	El “Zarco” “Caja de Oso”	



Figura 2.19 fuente de abastecimiento “El Zarco”

En los recorridos hechos en la zona, las dos mejores opciones encontradas para ser tomadas como fuentes de abastecimiento son los conocidos como río “El Zarco” en el límite de La Marquesa y Acopilco, municipio de Huixquilucan, Estado de México; y la zona ubicada al final de la barranca formada 300 metros aguas arriba de la comunidad de San Juan Yautepec paralela al final de la calle Lomas de las Manzanas, zona mejor conocida como “Agua Conejo”.

2.4 Calidad del agua

Morbilidad y mortalidad

La salud humana depende no sólo de la cantidad de agua suministrada, sino también depende directamente de la **calidad** de la misma.

Siendo el agua fuente de vida, es también paradójicamente, vehículo para la transmisión de gérmenes patógenos, causantes de enfermedades tales como el cólera, la tifoidea, la disentería y las parasitosis intestinales.

Los microorganismos patógenos transmitidos directamente por ingestión o uso de agua en poblaciones que carecen de un sistema municipal de abastecimiento de agua potable, constituyen una de las principales causas de *morbilidad y mortalidad* en los países en desarrollo.

Necesidades de inversión en infraestructura

La población sin servicios de alcantarillado y abastecimiento de agua potable es actualmente de 44.6 y 26.1 millones de habitantes respectivamente. Para dar servicio a tres millones de habitantes cada año, ante un crecimiento de la población de dos millones anuales, se requieren inversiones de 2.8 billones de pesos por año, como ejemplo en el cuadro 2.4 se presenta; la inversión total que se requería en el periodo de 1990 – 1994, las grandes zonas urbanas requerían 60%, las demás zonas urbanas 33% y el medio rural 7%;

Cuadro 2.4

**Infraestructura para el mejoramiento de niveles de servicio
de Agua Potable y Alcantarillado
(1990– 1994)**

ESTIMACION DE LAS INVERSIONES A REALIZAR EN INFRAESTRUCTURA PARA EL MEJORAMIENTO DE NIVELES DE SERVICIO EN AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO	
	INVERSIONES * 1990 - 1994
GRANDES URBES	8500
OTRAS URBES	4,630
ZONAS RURALES	1,000
TOTAL	14,130
INVERSIÓN ANUAL PROMEDIO	2,826
*cantidades en miles de millones de pesos	
POBLACIÓN QUE SE ESTIMA BENEFICIAR:	
	MILLONES DE HAB.
Con abastecimiento de agua potable	13.9
Con alcantarillado	15.6

Agua potable; parámetros permisibles.

Los artículos 4 y 27 constitucionales Mexicanos (1917), son los que par el caso de *abastecimiento de agua potable* se estima útil mencionar, pues de ellos emanan la “**Ley General de Salud**” y “**la Ley Federal de Aguas**”, respectivamente, las cuales contienen las bases legales que deben considerarse para la realización de un proyecto. De estos artículos resalta el mencionar, que el **uso potable** es el más importante que debe hacerse al agua.

En México, la autoridad encargada en la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la **Secretaría de Salud**. A esta dependencia se debe la elaboración del *Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios*, misma que entró en vigor el 19 de enero de 1988, en el Título tercero, Capítulo 1 del Reglamento mencionado, se define como **agua potable** toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Asimismo, se establecen las características físicas, químicas y bacteriológicas que deberán satisfacer las aguas que se destinen al consumo humano.

Al respecto y a continuación hemos citado los artículos más significativos de tal Reglamento correspondientes a la calidad del agua potable.

Tales artículos son: el 209, 210, 211, 212, y 213. *Nota:* Las sustancias que se enlistan en el artículo 213 pueden modificar considerablemente las propiedades, efectos y usos de la misma. Por ejemplo, el exceso de carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio produce incrustaciones en tuberías y causan la dureza en el agua que, entre otros inconvenientes, obliga a consumos elevados de jabón.

Artículo 209-- Se considera agua potable o agua apta para consumo humano, toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud; se considera que no causa efectos nocivos a la salud, cuando se encuentra libre de gérmenes patógenos y de sustancias tóxicas, y cumpla, además, con los requisitos que se señalan en este título y en la norma correspondiente.

Artículo 210.- Para considerar que el agua es potable, la investigación bacteriológica se realizará de acuerdo a las normas respectivas y deberá dar como resultado lo siguiente:

I.- El No. De organismos coliformes totales, deberá ser, como máximo, de dos organismos en 100 ml, según las técnicas del número más probable (NMP) o de la de filtro de membrana, y

II.- No contendrá organismos fecales.

A parte de lo anterior, se podrán realizar, a satisfacción de las autoridades sanitarias todas las pruebas que se consideren necesarias, a fin de identificar otros riesgos a la salud.

Artículo 211.- Los requisitos organolépticos y físicos, se establecerán atendiendo a las siguientes características: aspecto, pH, sabor, olor, color, turbiedad del agua y en su caso, los demás que señale la norma.

Artículo 212. – Se considera que el agua es potable, en lo relativo a las características organolépticas y físicas, cuando se encuentre dentro de los límites siguientes:

- Aspecto: líquido;
- pH: de 6.9 a 8.5;
- Sabor: característico;
- Olor: característico;
- Color: hasta 20 unidades de la escala de Platino-Cobalto, o su equivalente en otro método. Y
- Turbiedad: hasta 10 unidades de la escala de Sílice, o su equivalente en otro método.

Artículo 213. - El contenido, expresado en miligramos por litro, de elementos, iones y sustancias, no excederá los límites permisibles que a continuación se expresan:

Parámetro	Límite Permisible
Alcalinidad total expresada como CaCO ₃	400
Aluminio	0.2
Arsénico	0.05
Bario	1
Cadmio	0.005
Cianuro expresado como ion CN	0.05
Cobre	1.5
Cloro libre: En agua clorada	0.2
En agua sobre clorada	1
Cromo hexavalente	0.05
Dureza de calcio expresada como CaCO ₃	300
Fenoles o compuestos fenólicos	0.001
Fierro	0.3
Fluoruros expresado como elemento	1.5
Mercurio	0.001
Nitratos expresado como nitrógeno	5
Nitritos expresado como nitrógeno	0.05
Nitrógeno protéico	0.1
Oxígeno consumido en medio ácido	3
Plomo	0.05
Selenio	0.05
Sulfatos, expresado como ion	250
Zinc	5
SAAM (Sustancias activas al azul de metileno)	0.05
ECC(Extractables Carbon-Cloroformo)	0.3
ECA (Extractables Carbon-Alcohol)	1.5

** Y los demás que señale la norma correspondiente.

Muestreo

Ya que conocemos los principales parámetros para determinar la calidad del agua, ahora describiremos detalladamente como obtener estos parámetros del agua en estudio. Empezaremos por definir que un **muestreo** es el proceso mediante el cual se obtiene una porción representativa del agua en estudio y

dependiendo del objetivo y de las características del agua, se define el programa de muestreo que aproxime lo más posible a tomar los datos verdaderos y reales.

Para obtener un indicio verdadero de la naturaleza es necesario asegurarse primero que la muestra es representativa de la fuente. Satisfecho este requisito, se deben desarrollar los análisis apropiados mediante procedimientos estándares y comparar los resultados por análisis diferentes.

La recolección de una muestra representativa de una fuente de calidad uniforme representa pocos problemas y la toma de una sola muestra es suficiente. También lo es una muestra aislada si el propósito es simplemente saber de inmediato si se ha cumplido con ciertos límites particulares. Sin embargo, la mayoría de las aguas crudas y aguas residuales son muy variables tanto en calidad como en cantidad y es poco probable que con una muestra aleatoria se obtenga un cuadro significativo de la naturaleza de la fuente.

Para evitar esta situación, es necesario tener una muestra compuesta por todas las muestras tomadas a intervalos conocidos durante cierto periodo y en proporción al caudal. Al mezclar las muestras individuales en proporción al caudal en el momento del muestreo, se obtiene una muestra compuesta integrada. Se aplican procedimientos similares cuando se toman muestras de corrientes y ríos.

Cuando se diseña un programa de muestreo es fundamental que se especifique claramente su objetivo, por ejemplo, estimar concentraciones máximas o medias, destacar cambios o tendencias, estimar percentiles o tener una base para cobrar por cada efluente industrial. También se debe especificar el margen de error tolerable; y es necesario tener en mente los recursos disponibles para la toma de muestras y el análisis, pues se puede encontrar que reducir la incertidumbre de los resultados podría requerir doble número de muestras, lo que haría costoso el análisis. Por tanto es importante establecer un nivel práctico y aceptable en las variaciones de los resultados con base en el uso deseado.

En forma ideal todos los análisis se deben practicar inmediatamente después de la recolección de las muestras, ya que entre más rápido se hagan, es más probable que los resultados sean una evaluación verdadera de la naturaleza real del líquido *in situ*. Los análisis deben efectuarse en el campo o tratar la muestra adecuadamente para fijar las concentraciones de los materiales inestables. Los cambios que ocurren al transcurrir el tiempo en la composición de una muestra se pueden retardar si se almacena a baja temperatura (4°C); también se recomienda no exponerla a la luz. Entre mas contaminada este el agua mas corto será el tiempo disponible para la toma de muestras y el análisis si se requieren evitar errores significativos.

Después de la toma de muestras tuvimos el cuidado de trasportarlas al Laboratorio de Ingeniería Sanitaria y Ambiental con los cuidados básicos recomendados en el apartado “Manejo de muestras”, que más adelante se aborda, figura 2.20.



Figura 2.20 laboratorio de ingeniería sanitaria y ambiental, F.I.-UNAM.

Si el objetivo es determinar los principales parámetros físicos, organolépticos y bacteriológicos, para cuantificar el **índice de calidad del agua (ICA)** y diagnosticar los niveles de contaminación del cuerpo de agua, vamos a definir formalmente lo que es una *muestra* y un *muestreo*: éste último se define como las actividades desarrolladas para obtener volúmenes de agua en un sitio determinado, de tal manera que sean representativos, con el propósito de evaluar características físicas, químicas, y/o bacteriológicas. Y una *muestra* es un pequeño volumen de agua que representa el total de donde se toma. De tal forma que una *muestra simple* son muestras aisladas que se toman en diversos sitios o en el mismo pero en diferentes tiempos y se analizan por separado; mientras que una *muestra compuesta* está formada por varias muestras simples en un sólo volumen para analizar. Las muestras compuestas se preparan en laboratorio y son proporcionales al gasto en el momento del muestreo.

Selección de puntos de muestreo: La selección de puntos de muestreo debe considerarse individualmente para cada estudio. Considerando desde el gabinete los focos principales de contaminación, sentido de escurrimiento, caudales, distancias, etc., para poder definir el número y los sitios de muestreo. Debe considerarse también la facilidad de obtener muestras en toda época del año o por lo menos dentro del lapso de desarrollo de la investigación.

A partir del conocimiento general de la zona y la recopilación de toda la información existente, es necesario realizar un recorrido de la corriente con el fin de verificar en el campo la información obtenida.



Figura 2.21 reconocimiento general de la zona

Durante el recorrido se deben realizar las siguientes actividades:

1. Hacer anotaciones en los planos recabados y elaborar croquis complementario de las descargas municipales, industriales, canales de retorno de riego y retorno de hidroeléctricas, anotando su acceso al sitio de vertido en el cuerpo de agua receptor y dimensiones del canal y tubería.



Figura 2.22 recabado de datos de zona

2. Anotar los efluentes que recibe la corriente o lago en estudio, así como el acceso a la influencia y las características principales de la misma.



Figura 2.23 efluentes de corriente de zona

3. Hacer croquis y anotaciones de los canales de salida, así como su ubicación y acceso al sitio de su localización.



Figura 2.24 localización de canales de salida en zona

4. Anotar las presas o represas que se localizan en la corriente, cambios de morfología considerables como: rápidos, zonas de meandros y cambios de sección.

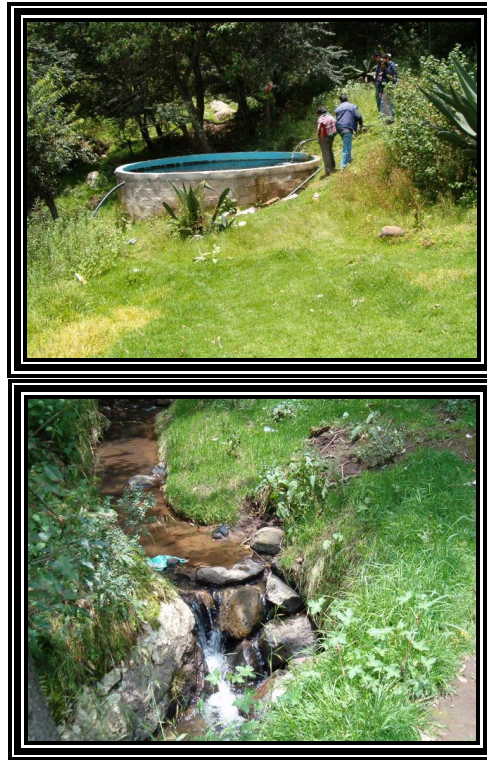


Figura 2.25 localización de presas o represas



Figura 2.26 localización de rápidos, zonas de meandros y cambios de sección.

Las estaciones de muestreo y aforo se fijaran de acuerdo al siguiente criterio:

- a) Se muestrearán todas las descargas de aguas residuales y efluentes que lleguen al cuerpo en estudio.
- b) Sobre la corriente se fijarán las estaciones de muestreo, antes y después de cada una de las situaciones:
 - Descarga de agua residual
 - Entrada de corrientes tributarias.
 - Salida de canal.
 - Presa, represa, mar o sitio de descarga.

- Cambios fuertes de sección.
- Caídas o cascadas.
- Zonas cubiertas de lirio.



Figura 2.27 descargas de aguas residuales y efluentes



Figura 2.28 fijación de estaciones de muestreo

Además, se deberá instalar a juicio de la persona encargada estaciones intermedias en los tramos de longitudes muy largas, donde no suceda ningún fenómeno de los antes descritos.

Envases para la toma de muestras: Para análisis bacteriológicos se utilizan frascos de vidrio de boca ancha con tapón esmerilado o tapa roscada o frascos de polipropileno; resistentes a esterilización en estufa o autoclave o inclusive bolsas estériles con cierre hermético y capacidad de 125 o 250 ml.

Se debe añadir 0.1 ml de solución de tiosulfato de sodio al 10% con el fin de contrarrestar la acción del cloro que pudiera contener el agua.



Figura 2.29 esterilización de material en “autoclave” o “estufa”

Mientras que para análisis fisicoquímicos se usan envases de plástico o de vidrio inertes al agua de dos litros de capacidad como mínimo, con tapones del mismo material que proporcione cierre hermético. La preparación de envases para toma de muestras se realiza de diferente manera para cada tipo de muestra:

Para análisis bacteriológico;

- Toma de muestra de agua sin cloro residual.- Deben esterilizarse frascos de muestreo en estufa a 170°C , por un tiempo mínimo de 60 minutos o en autoclave a 120°C durante 15 minutos. Antes de la esterilización, con papel resistente a esta debe cubrirse en forma de capuchón el tapón del frasco.



Figura 2.30 protección de material de laboratorio para su esterilizado

- Toma de muestra de agua con cloro residual.- Deben esterilizarse frascos de muestreo en estufa a 170°C , por un tiempo mínimo de 60 minutos o en autoclave a 120°C durante 15 minutos, los cuales deben contener 0.1 ml de tiosulfato de sodio al 3% por cada 125 ml de capacidad de los mismos. Debe colocarse un papel de protección al tapón del frasco.

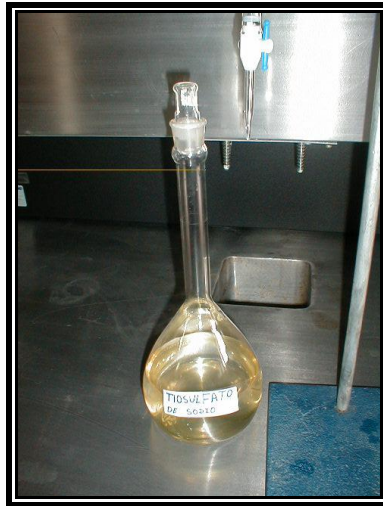


Figura 2.31 sustancias utilizadas en análisis de muestra
(tiosulfato de sodio)

Para análisis fisicoquímicos;

- Los envases deben lavarse perfectamente y enjuagarse a continuación con agua destilada o desionizada.



Figura 2.32 lavado de envases y utensilios de laboratorio

Procedimientos para la Toma de Muestra:



Figura 2.33 envases esterilizados en “autoclave”

La recolección de muestras bacteriológicas se efectuó de acuerdo al procedimiento siguiente:

- a) Introducimos el frasco aproximadamente a 30 cm bajo la superficie de la corriente.
- b) Destapamos el frasco dentro del agua; la boca del envase quedó en sentido contrario de la corriente, para evitar que el agua tocara primero las manos y después entrara a la botella.
- c) Una vez que ocupó el volumen correspondiente del frasco lo tapamos dentro del agua. Al muestrear se llenó el recipiente a $\frac{3}{4}$ partes de su capacidad, pues una cantidad menor sería insuficiente y una mayor disminuiría el espacio de aire necesario para homogeneizar la muestra y preservar las condiciones microbiológicas reales.

Manejo de Muestras: Las muestras tomadas las colocamos en una hielera con bolsas de hielo para su transporte al laboratorio, a una temperatura aproximada de entre los 4 °C y 10°C, cuidando que no se congelaran las muestras.

Además, los cuidados que deben hacerse a cada tipo de muestras son los siguientes:

1. *Muestras de oxígeno disuelto.* Después de fijarlas, evitar una exposición a la luz solar transportándolas en cajas adecuadas para evitar pérdidas de muestra por movimientos. Mantenerlas en refrigeración.
2. *Muestras para análisis físicoquímicos.* Cuidar que las botellas estén perfectamente cerradas para evitar pérdida de muestra y refrigeradas adecuadamente.
3. *Muestras para análisis bacteriológicos.* Para evitar los cambios producidos por la proliferación de organismos, las muestras se deberán mantener en la oscuridad (envueltas en papel aluminio) y a baja temperatura hasta que se analicen.



Figura 2.34 recipiente para transporte de muestras a el laboratorio

Las orientaciones típicas usadas para preservar las muestras son: refrigeración, congelación, adaptación del pH, estabilización química de sustancias específicas y el uso de bactericidas. El Cuadro 2.5, muestra algunas recomendaciones para el muestreo de aguas.

Cuadro 2.5
Recomendaciones par el muestreo de aguas

Parámetro	Volumen requerido (ml)	Tipo de envase	Preservativo	Tiempo máximo de almacenamiento
Acidez	100	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Alcalinidad	100	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
DBO	100	P,V	Refrigeración a 4°C	6 horas
DQO	50	P,V	H ₂ SO ₄ a pH ₂	7 días
Cloruros	50	P,V	No requiere	7 días
Cloro residual	150	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Color	50	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
OD	300	V	Determinar en el lugar de muestreo	No almacenar
Dureza	100	P,V	Refrigeración a 4°C	7 días
Fósforo total	100	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Sólidos todas formas	200	P,V	Refrigeración a 4°C	7 días
Sulfatos	100	P,V	Refrigeración a 4°C	7 días
Temperatura	1000	P,V	Determinar “in situ”	No almacenar
Olor	200	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Turbiedad	100	P,V	Refrigeración a 4°C	7 días
Análisis bacteriológicos	100	P,V	Refrigeración a 4°C	6 horas
Sustancias activas al azul de metileno	250	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Nitrógeno amoniacal	400	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Nitratos	100	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
Nitritos	50	P,V	Refrigeración a 4°C	
Grasas y aceites	1000	P,V	Refrigeración a 4°C	24 horas
pH	25	P,V	Determinar “in situ”	6 horas

P: plástico
V: vidrio

Sólo hay que estar consientes de que es prácticamente imposible una preservación completa de las muestras, y las técnicas de preservación sólo pueden retardar los cambios químicos o biológicos que inevitablemente, se producen después de que se toma la muestra. En el informe de laboratorio se debe indicar el tiempo transcurrido entre el muestreo y el análisis y el tipo de agente empleado como preservativo.

Una vez que elegimos los sitios de muestreo procedimos a realizar las muestras correspondientes de cada punto y determinamos los parámetros más importantes que nos servirán para determinar si el agua que aflora en los manantiales es potable o no y en este último caso definir qué tipo de proceso de potabilización hay que aplicar.

A través de los estudios que realizamos *in situ* y los de laboratorio, hemos determinado los principales parámetros físicos, químicos y microbiológicos, con los que hemos determinado el índice de calidad del agua (ICA), que se menciona específicamente en el apartado de conclusiones, mismo que nos llevo a diagnosticar el niveles de contaminación del cuerpo de agua.

Como era de esperarlo dos de los parámetros básicos que hay que determinar, son la obtención de la cantidad de oxígeno disuelto existente en el cuerpo de agua y su DBO. Se describe el procedimiento para la obtención de tales parámetros en el anexo AI, "Procedimiento para el análisis de laboratorio de las muestras colectadas"

Anexo AI

Procedimiento para el análisis de laboratorio de las muestras de agua colectadas *Oxígeno Disuelto y DBO*

Material, equipo y reactivos que se utilizaron;

Cristalería:

- Frascos Winkler (16 por estación)
- Vasos de precipitados
- Pipetas
- Bureta
- Probetas
- Reactivos
- Agua destilada
- Solución amortiguadora
- Sulfato de magnesio
- Cloruro de calcio
- Cloruro férrico
- Sulfato manganoso
- Alkali-yoduro-nitrato
- Ácido sulfúrico concentrado.
- Tiosulfato de sodio (0.025 N)
- Almidón

Equipo:

- Aereador
- Incubadora
- Parrilla agitadora

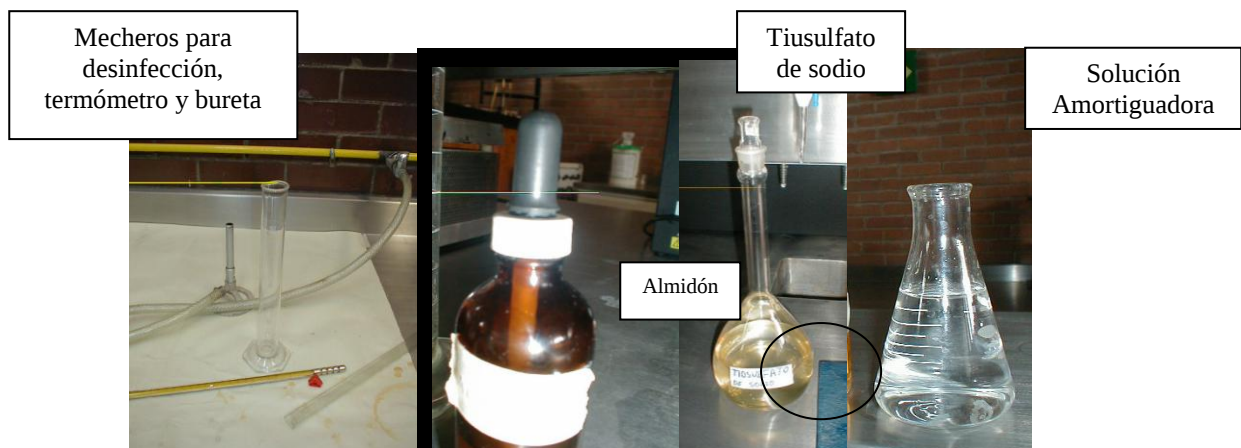


Figura 2.35 material de laboratorio y reactivos

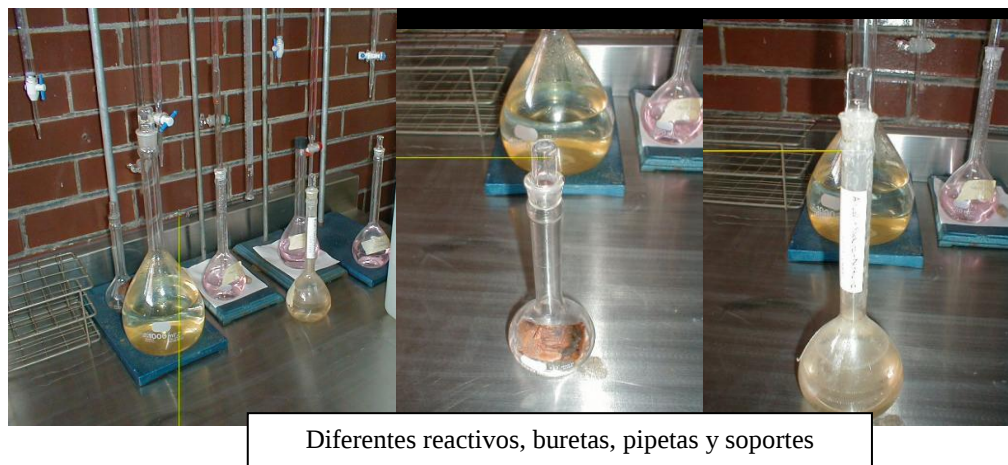


Figura 2.36 reactivos y material de apoyo de laboratorio

La DBO_5 la obtuvimos como el cociente de la diferencia de oxígeno disuelto en el agua de muestra en el primer día menos el oxígeno disuelto al quinto día, sobre el porcentaje de dilución (en forma decimal) al cual se realiza la prueba.

$$DBO_5 = \frac{OD_{\text{inicial}} - OD_{\text{final}}}{\% \text{ de dilución}}$$

Para la elaboración del agua de dilución se requirió airearla hasta la saturación y agregar 1 ml de cada uno de los nutrientes por cada litro de agua de dilución. Requerimos preparar 4 litros de agua de dilución para contar con la “materia prima suficiente” para todas y cada una de la pruebas que vamos a realizar.

Para formar 4 litros de agua de dilución;

1.-Aforamos 4 litros de agua destilada, que colocamos en un recipiente y agregamos;

- 4 ml de solución amortiguadora.
- 4 ml de Sulfato de Magnesio.
- 4 ml de Cloruro de Calcio.
- 4 ml de Cloruro Férrico.

2.-Mezclamos perfectamente.

3.-Instalamos el aireador en el recipiente contenido el agua destilada con nutrientes.

Para prepararlas diluciones seguimos el procedimiento que se indica a continuación:

4.-Con ayuda de una probeta, colocamos en un vaso de precipitados la cantidad siguiente según nuestro caso:

Estación	Dilución (%)	Volumen de muestra (ml)	Volumen de agua de dilución (ml)
1	75	750	250
	90	900	100

5.-Llenamos 2 frascos Winkler de 300 ml con cada una de las diferentes diluciones y rotulamos (con fecha y % de dilución)

6.- Guardamos uno de cada dilución en la incubadora a 35°C, para su análisis posterior.

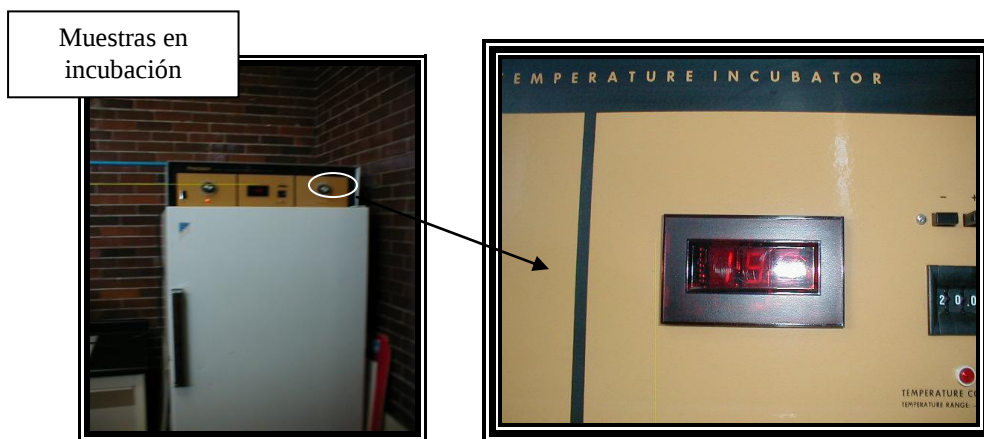


Figura 2.37 incubadora para muestras en el laboratorio de F.I.-UNAM.

7.-Con los frascos Winkler restantes se determinó el oxígeno disuelto inicial.



Figura 2.38 refrigeración de las muestras

Determinación del oxígeno disuelto

8.- Con ayuda de una pipeta graduada, agregamos a cada frasco Winkler:

- 2ml de Sulfato manganoso (Mn_2SO_4)
- 2ml de Alkali-yoduro-nitruro.

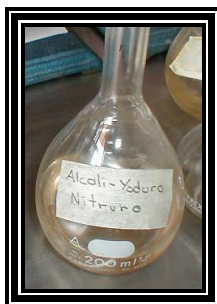


Figura 2.39 alcali-yoduro-nitruro

9.-Tapamos el frasco derramando el excedente y lo mezclamos invirtiéndolo 15 veces. Se formó un precipitado. (Precipitado blanco indica ausencia de oxígeno; precipitado café o amarillo indica presencia de oxígeno).



Fijación del
oxígeno disuelto

Figura 2.40 fijación del oxígeno disuelto en las muestras

10.-Esperamos a que se sedimentara el precipitado hasta el hombro de la botella, y volvimos a mezclar nuevamente.

11.-Añadimos 2ml de Ácido Sulfúrico 0.2N (H_2SO_4) tapamos y mezclamos. El precipitado se disolvió y el oxígeno quedó fijado.

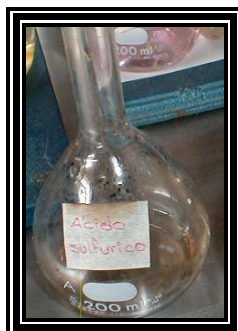


Figura 2.41 ácido sulfúrico

12.- Con ayuda de una probeta medimos 200 ml de la muestra y lo colocamos en un matraz. Erlen Meyer.

13.- Agregamos 2 gotas del indicador almidón.

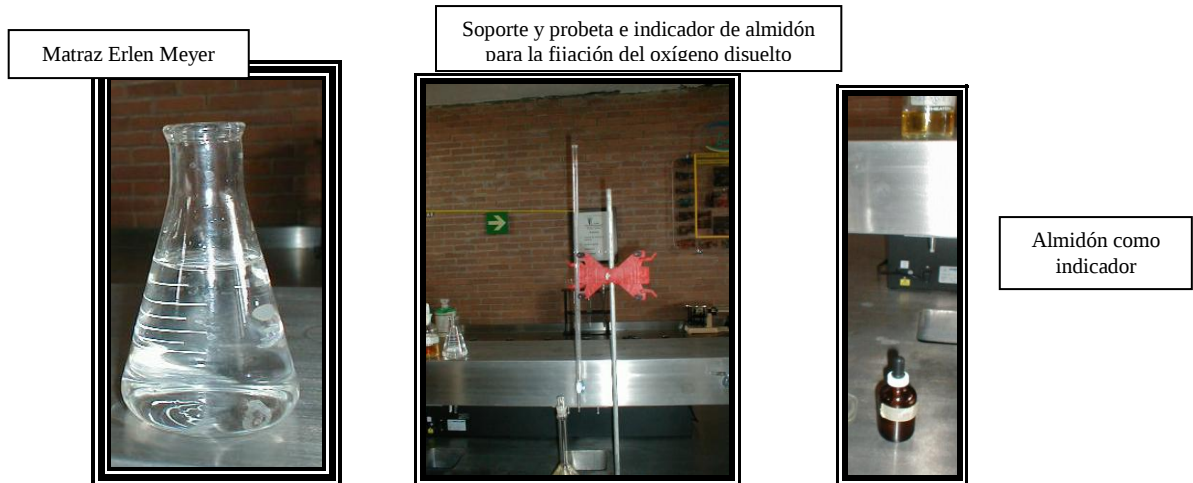


Figura 2.42, almidón y material de soporte

14.-Llenamos una bureta con Tiosulfato de Sodio 0.25 N ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$) hasta la marca de cero.

15.-Colocamos el vaso de precipitados en la parrilla agitadora (debajo de la bureta) colocamos una pastilla agitadora y encendimos el agitador.

16.-Dosificamos el Tiosulfato de Sodio hasta que la muestra regresó al color original, (frasco Winkler), cuantificamos la cantidad necesaria de Tiosulfato de Sodio para el cambio de color.

En resumen; la cantidad en ml de Tiosulfato de Sodio que utilizamos corresponde directamente a los mg/l de oxígeno disuelto en dicha muestra.

El valor que obtuvimos con este procedimiento corresponde al valor de OD inicial, repetimos este procedimiento los siguientes siete días de incubación de las muestras para obtener el valor de OD final.

Después corregimos el valor de $\text{DBO}_{2,35}$ y lo transformamos a $\text{DBO}_{5,20}$. Entonces al ya tener un valor determinado de DBO para un tiempo de incubación t y una temperatura T , obtuvimos la DBO última (L), con ayuda de la formula siguiente:

$$L = \frac{\text{DBO}_{t,T}}{1 - e^{-k(T)t}}$$

Y a partir de la DBO última se ajustamos al valor de $\text{DBO}_{5,20}$, que era nuestro objetivo obtener.

Temperatura, conductividad y sólidos disueltos

Para la obtención de estos parámetros, utilizamos un conductivímetro; éste determina directamente los parámetros de; conductividad eléctrica, temperatura y sólidos disueltos; es un aparato electrónico que al introducir su electrodo en la muestra nos indica directamente las lecturas de dichos parámetros con sólo accionar el botón correspondiente a ellos, mostrando en una pantalla digital los valores con sus unidades. Y sólo hay que enjuagar con agua destilada al finalizar las pruebas.

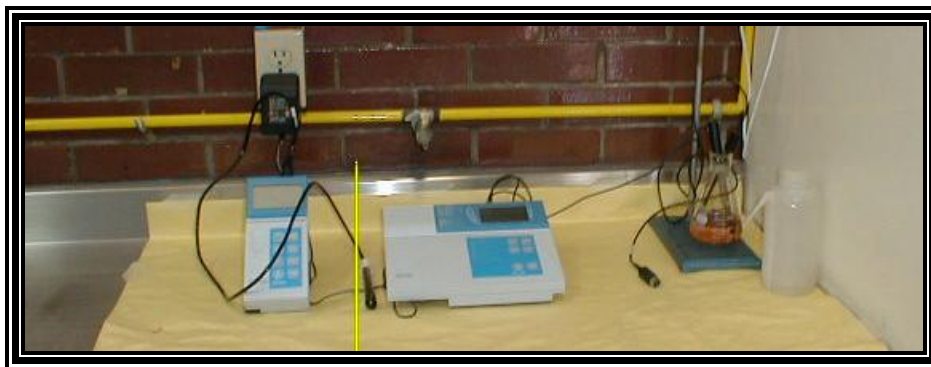


Figura 2.43 Conductivímetro, utilizado para medir la temperatura, la conductividad eléctrica y los sólidos disueltos

Olor, sabor, color y pH

Para estas pruebas el material que utilizamos fue:

- Colorímetro
- Papel tornasol.

Cuando queremos determinar los parámetros de *Olor y Sabor*, podríamos pensar que son las pruebas más simples, puesto que no necesitamos ningún tipo de equipo o material en especial, más que nuestros propios sentidos, pero precisamente por estas razones puede o no utilizarse como agua para el uso humano, porque si el agua presenta algún color o sabor por mínimo que este sea, es motivo para ser rechazada por el consumidor.

Por otro lado otro parámetro no menos importante y que de manera inmediata hace que rechacemos un tipo de agua, es el *Color* que está presente. Para la determinación en laboratorio de este parámetro respetamos el siguiente procedimiento:

1. Aforamos la muestra de agua hasta la marca del tubo del colorímetro.

2. Aforamos hasta la marca con agua destilada en otro de los tubos del colorímetro.
3. Introducimos ambos tubos en los orificios correspondientes del colorímetro. (orificio externo con agua destilada y el interno con agua de muestra).
4. Giramos el disco de color hasta que ambas celdas tuvieran un color similar, y tomamos la lectura en la parte inferior del disco. (Se sugiere iniciar la comparación con el agua a partir de la escala de 0 uc Pt-Co para facilitar la identificación de los colores. La comparación debe hacerse en un lugar bien iluminado y con un fondo blanco de preferencia).

Para la obtención del *potencial de hidrógeno (pH)*, seguimos pasos muy fáciles; no hay más que cortar un pequeño trozo de papel tornasol e introducirlo en un poco de agua de muestra.

Ecurrir y esperar unos segundos a que tome color y por último comparamos el color del papel con el colorímetro de pH e identificarlo con un color del patrón correspondiente a un valor de pH.

Turbiedad

El material y equipo que empleamos para la realización de esta prueba fueron; Turbidímetro Jackson y tubos de vidrio para el mismo.

El procedimiento para la obtención de tal valor fue el siguiente:

1. Colocamos el tubo graduado de vidrio en la base del turbidímetro.
2. Encendimos la vela y la colocamos en la parte inferior del aparato

Aunque resulte obvio es necesario hacer notar que otro de los principales parámetros es la determinación de los Coliformes Totales:

Coliformes totales y fecales

En cuanto a los estudios de bacteriología (determinación para este caso de los Coliformes Totales), estos se realizaron del modo que a continuación mencionamos, y para lo cual ocupamos el Material, Equipo y Reactivos siguientes:

Cristalería:

- Cajas petri.
- Matraz Kitasato.
- Embudo de cristal.

Reactivos:

- Medio de cultivo MFC
- Medio de cultivo ENDO
- Agua destilada estéril con nutrientes

Material y Equipo:

- Bomba de vacío
- Filtros
- Pinzas
- Cojín absorbente
- Incubadora

En las pruebas bacteriológicas es de gran importancia la higiene de los equipos y la cristalería, motivo por el cual esterilizamos todos estos aditamentos, se trabajó en una mesa estéril, y se mantuvieron un par de mecheros encendidos para esterilizar también el área de trabajo. Fue importante lavarse muy bien las manos al momento de realizar la prueba para evitar contaminar los filtros, además tratamos de hablar lo menos posible.



Figura 2.44 Mesa, equipo y cristalería esterilizados para la realización de pruebas bacteriológicas en laboratorio

Preparamos la dilución que se indica a continuación en el cuadro 2.6

Cuadro 2.6 volumen de agua de dilución

Estación	Dilución (%)	Volumen de muestra (ml)	Volumen de agua de dilución (ml)
1	75	750	250
	90	900	100

1. Colocamos el soporte del filtro en la boca del matraz Kitasato.
2. Utilizamos unas pinzas estériles para sacar un filtro de su empaque y lo colocamos sobre el soporte.
3. Colocamos el embudo de vidrio en la parte superior del matraz Kitasato.
4. Conectamos una bomba de vacío en la boquilla del matraz.
5. Agregamos al embudo los 100 ml de agua preparada en el numeral 1.
6. Hicimos funcionar la bomba de vacío hasta que toda el agua pasó al matraz.
7. En una caja petri, que previamente marcamos en la parte inferior, añadimos sobre el cojín absorbente el medio de cultivo correspondiente:

Medio de Cultivo { ENDO cuando se trató de coliformes totales
 { MFC cuando se trató de coliformes fecales

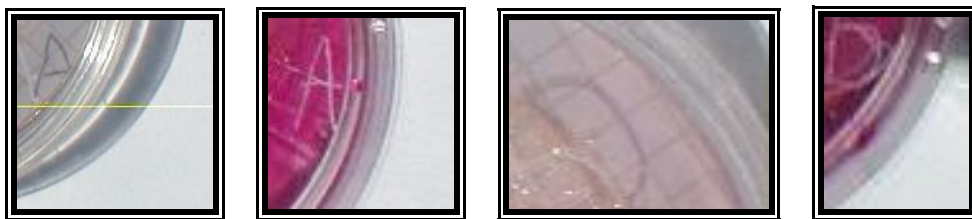


Figura 2.45 cajas de petri debidamente marcadas.

8. Con pinzas estériles retiramos el filtro del equipo de filtración, y lo colocamos en la caja petri, previamente marcada y con su respectivo medio de cultivo, con la cuadrícula hacia arriba.
9. Cerramos la caja petri y la colocamos en la incubadora a 35°C, con el cojín absorbente y el papel filtro hacia arriba.

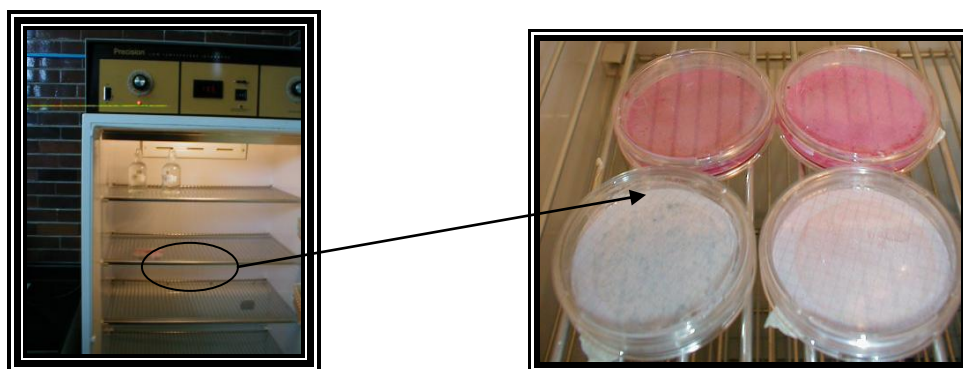


Figura 2.46 cajas de petri revisadas 24 horas después

A las 24 horas de haber hecho la filtración, revisamos las cajas petri para ver si hay formaciones de colonias de coliformes y el resultado fue negativo.

ICA y su Análisis

Es aquí donde calcularemos el índice de Calidad del agua (ICA) para los muestreos realizados; El índice de calidad del agua agrupa algunos parámetros, indicadores de un deterioro en la calidad del agua. Sin embargo, para que dicho índice sea práctico, debe reducir la enorme cantidad de parámetros a una forma más simple; evidentemente, durante el proceso de simplificación alguna información se sacrifica.

Por otro lado si el diseño del ICA es adecuado, el valor arrojado puede ser representativo e indicativo del nivel de contaminación y comparable con otros para enmarcar rangos y detectar tendencias. Para la agrupación de los parámetros existen dos técnicas básicas; las denominadas aritméticas y las multiplicativas, a su vez pueden o no ponderarse con pesos específicos para cada parámetro. Dos investigadores, Landwehr y Denninger, demostraron la superioridad del cálculo a través de técnicas multiplicativas, que son mucho más sensibles que las aritméticas a la variación de los parámetros, por lo que reflejan con mayor precisión un cambio de calidad, sin embargo tocaremos las dos para ver esta diferencia y tener un marco de referencia mas amplio para poder juzgar mejor la calidad y el estado en el que se encuentra el cuerpo de agua en cuestión.

Técnica aritmética.

El ICA se obtiene como el coeficiente;

$$ICA = \frac{\sum_{i=1}^n (LiWi)}{\sum_{i=1}^n Wi}$$

Donde:

Li = índice de calidad del parámetro i considerado.

Wi = importancia relativa del parámetro i .

Cuadro 2.7 Importancia relativa de los parámetros para definir el índice de calidad del agua. SARH (1979)

Parámetro (i)	Importancia relativa (W)
Alcalinidad	1.0
Cloruros	0.5
Coliformes fecales	4.0
Coliformes totales	3.0
Color	1.0
Conductividad eléctrica	2.0
DBO	5.0
Detergentes (SAAM)	3.0
Dureza total	1.0

Fosfatos totales	2.0
Grasas y Aceites	2.0
N Amoniacal	2.0
N de nitratos	2.0
Oxígeno disuelto	5.0
pH	1.0
Sólidos disueltos	0.5
Sólidos suspendidos	1.0
Turbiedad	0.5

Las ecuaciones definidas para el índice de calidad individual de cada uno de los 18 parámetros seleccionados anteriormente para conformar el índice general son:

Alcalinidad

$$I_a = 105 (a)^{-0.186} \quad (a) \text{ en mg/l como } \text{CaCO}_3$$

Cloruros

$$I_{cl} = 121 (Cl)^{-0.223} \quad (Cl) \text{ en mg/l}$$

Coliformes Fecales

$$I_{EC} = 97.5 (5EC)^{-0.27} \quad (Ec) \text{ Echeria coli/ml}$$

Coliformes Totales

$$I_{CT} = 97.5 (CT)^{-0.27} \quad (CT) \text{ NMP coli/ml}$$

Color

$$I_c = 123 (C)^{-0.295} \quad (C) \text{ en unidades de color escala platino-cobalto}$$

Conductividad eléctrica

$$I_{CE} = 540 (CE)^{-0.379} \quad (CE) \text{ en } \mu\text{mhos/cm}$$

DBO

$$I_{DBO} = 120 (DBO)^{-0.0673} \quad (DBO) \text{ en mg/l}$$

Detergentes

$$I_{SAAM} = 100 - 16.678(SAAM) + 0.1587(SAAM)^2 \quad (SAAM) \text{ en mg/l}$$

Dureza total

$$I_D = 10^{1.974 - 0.00174(D)} \quad (D) \text{ en mg/l como } \text{CaCO}_3$$

Fosfatos totales

$$I_{PO_4} = 34.215 (PO_4)^{-0.46} \quad (PO_4) \text{ en mg/l}$$

Grasas y aceites

$$I_{GyA} = 87.25 (GyA)^{-0.298} \quad (GyA) \text{ en mg/l}$$

N amoniacal

$$I_{NH_3} = 45.8 (NH_3)^{-0.343} \quad (NH_3) \text{ en mg/l}$$

N de nitratos

$$I_{NO_3} = 162.2 (NO_3)^{-0.343} \quad (NO_3) \text{ en mg/l}$$

Oxido disuelto

$$I_{OD} = \frac{OD}{OD_{sat}} \cdot 100 \quad \begin{array}{l} (OD) \text{ mg/l a temperatura de campo} \\ (OD_{sat}) \text{ mg/l de saturación a temperatura de campo} \end{array}$$

PH

$$I_{pH} = 10^{0.2335pH + 0.44} \quad \begin{array}{l} \text{si el pH es menor de 6.7} \\ \text{si el pH esta entre 6.7 y 7.3} \\ \text{si el pH es mayor de 7.3} \end{array}$$

Sólidos disueltos
 $I_{sd} = 109.0 - 0.0175(sd)$ (sd) en mg/l

Sólidos suspendidos
 $I_{ss} = 266.5(ss)^{-0.37}$ (ss) en mg/l

Turbiedad
 $I_T = 108(T)^{-0.178}$ (T) en UTJ

Método de Dinius (1974) con modificaciones del instituto de Ingeniería UNAM (1987)

La evaluación numérica se basa en la medida geométrica:

$$ICA = \pi \prod_{i=1}^n Q_i^{w_i}$$

Donde:

π representa la operación multiplicativa de las variables Q elevadas a la potencia w,

n es el número de parámetros elegidos,

Q_i es la calidad del parámetro i, en función de su concentración, variando entre 0 y 100,

W_i son los pesos específicos asignados a cada parámetro i, ponderados entre 0 y 1.

De tal forma que se cumple que:

$$\sum_{i=1}^n w_i = 1$$

El índice de calidad varía de 0 a 100. Donde el valor nulo corresponde al peor caso y el máximo a la calidad óptima.

Cuadro 2.8 Pesos específicos de los parámetros según el método de Dinius con modificaciones del Instituto de Ingeniería.

Parámetro	Unidad	Peso (wi)
Oxígeno disuelto	% sat	0.103
DBO	mg/l	0.096
DQO	mg/l	0.053
PH	u pH	0.063
Sólidos suspendidos	mg/l	0.033
Coliformes totales	# / 100 ml	0.083
Coliformes fecales	# / 100 ml	0.143
Nitratos	mg / l	0.053
Amonios	mg / l	0.043
Fosfatos	mg / l	0.073
Fenoles	µg / l	0.033
Diferencia de	°C	0.043

temperatura		
Alcalinidad	mg / l	0.055
Dureza	mg / l	0.058
Cloruros	mg / l	0.068

Asociando al valor numérico del ICA, se definen 6 ámbitos de estado de calidad del agua:

- (E) excelente;
- (A) aceptable;
- (C) contaminada;
- (LC) levemente contaminada;
- (FC) fuertemente contaminada;
- (EC) excesivamente contaminada según la siguiente clasificación:

Cuadro 2.8 Clasificación del ICA para diferentes usos del agua

ICA	Agua Potable	Agricultura	Pesca y vida acuática	Industrial	Recreativo	
100	E	E	E	E	E	
90	A	A		A		A
80	LC					
70	C	LC	A	LC	A	
60		C	LC			
50	FC		C	C	LC	
40	EC		FC		FC	
30		FC	FC	FC		
20		EC	EC	EC	EC	
10						

Conclusión

Podemos afirmar con base en los resultados obtenidos (que se encuentran en el apartado del capítulo III: -resultados de calidad del agua-) que el agua que aflora del manantial “Agua Conejo” tiene características y parámetros específicos que se encuentran dentro de los rangos límite, y que al realizar la evaluación, vemos que la podemos considerar como agua con **calidad aceptable** debido esto a que **el valor del ICA** que arrojó tal evaluación fue de **92.88**.

Por lo que se puede disponer de ella sin que se tenga que realizar algún proceso de limpieza o potabilización previo al líquido, así mismo no representa ningún peligro para los pobladores de la comunidad en estudio al consumirla directamente.

CAPÍTULO III

DATOS DE PROYECTO BASICOS

CAPÍTULO III

DATOS DE PROYECTO BÁSICOS

México ha tenido índices de crecimiento poblacional de los más altos del mundo: 3.1 % anual en los años cincuenta; 3.8 % en los sesenta, sólo 2.9 % en los setenta y actualmente el incremento anual de la población es un promedio de 2.5 personas por cada 100 habitantes. La población ha ido continuamente en aumento, aunque existe una excepción en el año de 1921, en que la población disminuye con respecto a la registrada en el censo de 1910 año en que se inició la revolución, esta disminución no obedece, como podría creerse, a la pérdida de vidas en los años de la lucha armada, sino a la enorme mortalidad causada por la epidemia de gripe conocida como “influenza española” y a la emigración motivada por el movimiento armado.

En nuestro país resulta obvio pensar que el aumento y la expansión territorial de la población ejercen fuertes presiones sobre la disponibilidad de recursos, lo que se traduce en una limitada capacidad del sistema para hacer frente a las demandas derivadas de este crecimiento poblacional. Aunado a esto el territorio nacional tiene una distribución heterogénea de los recursos hidráulicos; existiendo grandes extensiones con precipitaciones muy escasas, mientras que en algunas partes las lluvias son tan abundantes que provocan inundaciones frecuentes. Por otra parte el 74% de los habitantes del país se concentra en altitudes mayores a los 500 m; en contraste, el 85 % de la disponibilidad de agua se localiza debajo de esta cota.

En nuestra nación es evidente que se tiene una mínima disponibilidad del recurso agua; en las regiones centro, norte del país y en la península de baja California, clasificadas como zonas desérticas áridas y semiáridas; que constituyen el 56% del área del país superficie equivalente a la de España y Francia juntas (1.1 millones de km²).

Es lógico pensar que el uso del agua está de alguna manera, directa o indirectamente relacionado con la población,* así una población pequeña consume menos que un suburbio o ciudad. A través de la experiencia y de los datos históricos se ha visto que esta relación no sólo depende de estos factores, es decir, hoy en día se sabe que el uso del agua depende también de factores como el nivel económico, el clima el grado de industrialización, costo, presión, calidad de abastecimiento, entre otros, de los cuales hablaremos más adelante a detalle, de tal suerte que si nuestra meta es realizar un anteproyecto apropiado conveniente y económico es forzoso contar con toda la información básica, técnica y estadística acerca de la población en general y a detalle.

Para tal efecto actualmente existen varias técnicas y métodos que nos pueden servir para realizar una proyección de consumo. En este trabajo veremos algunos de estos métodos, de forma ilustrativa, y aplicaremos otros que tienen cabida para realizar una proyección de la población. Para realizar dicha proyección los datos más importantes son los usos actuales de el agua que en medida de lo posible debe ser detallado, incluso por área dentro de la ciudad, estación del año, nivel económico de los usuarios (rural, medio y residencial) y principalmente por la clase de usuarios (que puede ser de uso público, doméstico, comercial e industrial), por mencionar algunos.

Es posible afirmar, con base en la información levantada en campo, que no todos estos factores afectan para nuestro caso particular, sin embargo, sí se tomarán en cuenta según su grado de afectación al realizar la proyección de la población, en vista de que ésta es siempre un factor relevante al estimar los usos futuros del agua en la localidad. Por otro lado la fecha en el futuro de la que hablamos, y para la cual se hace la proyección, depende del componente particular del sistema que está siendo diseñado**.

Los elementos del sistema que son relativamente fáciles de expandir tienden a tener periodos de diseño más cortos, en consecuencia los periodos de proyección poblacional pueden fluctuar mucho más. Para el caso que nos ocupa se ha estimado un *periodo de diseño* de 10 años, como veremos en este capítulo.

3.1 Periodos de diseño y económico.

Al estimar la población futura debemos de tener en cuenta que el grado de dificultad del cálculo de ésta es muchísimo mayor cuando no se tiene la información, o esta se encuentra incompleta. No obstante que el grupo de trabajo obtuvo los datos por medio del censo levantado, es indudable que la estimación tendrá algún grado de error y que sólo podemos tratar de ser tan razonables como sea posible al seleccionar una técnica apropiada para su cálculo. Dicho lo anterior, proyectaremos los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro después de su instalación que se denomina *Periodo de Diseño*. Esto resulta lógico ya que no siempre se proyectan sistemas en áreas urbanas estáticas sino que están sujetas a la dinámica de cambio de la población con el transcurso del tiempo, y es muy importante tener en cuenta esto para nuestro análisis.

Dicho de otro modo el *Periodo de Diseño* es el lapso en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes y funcionarán económicamente a diferencia del denominado *Periodo Económico de Diseño* que es el lapso en el cual se amortiza la inversión de la obra, es decir, el tiempo en el cual se pagará el crédito con el cual se ejecutará el proyecto.

En sentido estricto al término de este periodo se debería construir una obra nueva pero la situación económica actual del país no lo permite, por lo que se debe buscar siempre el máximo rendimiento de la inversión inicial, para que al cabo de varios años, las obras realizadas sigan funcionando de forma óptima. En el cuadro 3.1 se presentan los periodos de diseño de algunos elementos de los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Cuadro 3.1 Periodo económico de diseño
dependiendo del elemento.

PERIODO DE DISEÑO (años)	ELEMENTO
De 5 a 20	Línea de Conducción
De 5 a 10	Planta Potabilizadora
	Estación de Bombeo
De 5 hasta 20	Tanque
	Distribución Primaria
	Pozo
A saturación	Distribución Secundaria

Fuente: apuntes de abastecimiento de agua potable F.I. UNAM.

Al analizar el Cuadro 3.1 surge una pregunta: ¿cuánto tiempo durará la obra sin que sus gastos de operación y mantenimiento sean insostenibles e incosteables? Para dar respuesta se utiliza un concepto llamado *vida útil*, mismo que discutiremos en el siguiente apartado.

Así pues el *periodo económico de diseño de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua* depende de su *vida útil*, de su costo inicial, de la factibilidad con la que se pueda expandir y de la posibilidad de que se tornen obsoletos debido a los avances tecnológicos. Para diseñar las partes de un sistema de agua se debe estimar *el gasto* al final del periodo de diseño.

Aunque hay que tomar en cuenta también que una sobrestimación del diseño de gasto se debe evitar, porque puede repercutir sobre una pequeña comunidad con el costo de trabajos superfluos diseñados en determinado momento para una población mucho mayor.

El diseño de los diferentes elementos del sistema de abastecimiento (tratamiento y distribución) puede basarse en criterios de flujo diferentes, como a continuación se ilustra, destacando como más importantes:

- *El desarrollo de la fuente*
- *Las conducciones en tuberías desde la fuente*
- *Los componentes de las plantas de tratamiento de agua*
- *Las plantas de bombeo*
- *El almacenamiento y*
- *Los elementos de los sistemas de distribución.*

Conviene en este momento hacer un paréntesis y explicar a fondo estos conceptos.

El desarrollo de la fuente

Éste estará basado en un *periodo de diseño* que dependerá de la naturaleza de la fuente. Los suministros de agua subterráneos son por lo común fáciles de expandir mediante la construcción de pozos adicionales y los periodos de diseño pueden ser cortos, de unos cinco años por ejemplo. Pero los abastecimientos superficiales, requieren la construcción de embalses para cubrir la demanda durante periodos de poco flujo en ríos son diseñados para periodos mucho más largos, quizás de unos 50 años.

Dependiendo de la dificultad de expansión, las captaciones fluviales comunes sin embalses son diseñadas para periodos intermedios de hecho a menudo se emplean periodos de diseño de cerca de 20 años para tales estructuras. Por lo general, la capacidad de diseño de la fuente se basa en el cubrimiento de la *tasa de demanda máxima diaria esperada* durante el periodo de diseño, pero no necesariamente sobre una base continua.

La conducción o conducciones desde la fuente

Estas generalmente son diseñadas para una larga vida; un periodo de diseño de 25 años o más no sería inusual, ya que la vida de las tuberías es muy larga y el costo del material es sólo una pequeña parte del costo de la construcción. De hecho el diseño mismo se basa en la provisión del transporte económico del *flujo o gasto medio diario** al final del periodo de diseño con *velocidades adecuadas,*** todas las condiciones de flujo esperados.

Los componentes de las plantas de tratamiento de agua

Su expansión en general es simple, claro, si es considerada en el diseño original, y son comúnmente diseñados para periodos de 10 a 15 años.

La mayor parte de las unidades de tratamiento son diseñadas sobre la base de un *flujo promedio diario al final del periodo de diseño*, puesto que las sobrecargas no generan mayores pérdidas en la eficiencia del tratamiento. Por otro lado, el diseño hidráulico debe basarse en el flujo máximo previsto a través de la planta (el cual no es necesariamente el mismo máximo anticipado para el uso del agua), pero se deben considerar las velocidades bajo todas las condiciones potenciales de flujo.

Las plantas de bombeo

Son generalmente diseñadas para un periodo de cerca de 10 años, dado que su modificación y ampliación son fáciles si la provisión para el cambio se hace desde el inicio. La selección de bombas y el diseño de un sistema de control de estas requiere un conocimiento de flujo máximo incluyendo la demanda para incendios, el flujo promedio y el flujo mínimo esperado durante el periodo. La capacidad total de bombeo instalada deberá exceder el flujo máximo que se espera para ser bombeado.

El almacenamiento

Como su nombre lo indica el objetivo de esta obra es almacenar el líquido, para tal objetivo el almacenamiento es gracias a los grandes tanques de acero elevados o a los robustos tanques que se encuentran en piso y que son hechos con materiales como el acero, el concreto armado o mampostería y que son relativamente baratos y fáciles de construir, en comparación con las otras obras.

No obstante su potencial de duración es bastante considerable, de ahí que rara vez sean remplazados, y sólo sean restaurados de forma parcial. El diseño de tales estructuras está estrechamente ligado al diseño de las plantas de bombeo y requiere del conocimiento del gasto o consumo promedio, gasto de demanda para incendios, de los gastos máximos por hora, de los gastos máximos diarios, de los gastos máximos semanales y de los gastos máximos mensuales, al igual que de la capacidad de la fuente y de sus conducciones en tubería desde la misma.

Los elementos de los sistemas de distribución

Su duración es muy larga y su reposición muy costosa, de modo que su periodo de diseño es indefinido y la capacidad se basa en el desarrollo máximo previsto en el área que se sirve. Estos sistemas de distribución (red de tubería) son normalmente instalados debajo de las calles.

Para que el diseño sea eficiente se deben considerar densidades de población previstas (que pueden oscilar entre 3500 y 25000 personas / km²), regulaciones de zonificación (que ayudarán a predecir la densidad de población futura y la demanda industrial) y los factores analizados arriba que podrían afectar el flujo por habitante.

Por último es importante recalcar que este diseño debe de estar basado en la provisión de una presión adecuada para la protección contra incendios en el flujo máximo por hora.

Vida útil

Como se había hecho notar con anterioridad, el periodo de diseño es menor que el valor denominado *vida útil* o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes. Por lo que rebasado el periodo de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

Dicho lo anterior, no se objeta que sea necesario considerar que la vida útil de las obras depende de múltiples factores; entre los cuales los más importantes son:

- La calidad de la construcción y de los materiales utilizados en la ejecución de la obra,
- La calidad de los equipos electromecánicos y de control,
- La calidad del agua a manejar,
- El diseño del sistema,
- La operación, el mantenimiento del sistema y las instalaciones en general.

Calidad de la construcción y de los materiales utilizados en la ejecución de la obra

Normalmente la estimación de la vida útil del sistema se basa en la obra electromecánica y de control ya que esta dura mucho menos que la obra civil y resulta entonces muy importante realizar una construcción de buena calidad, asegurando y prolongando de esta manera la vida útil de los equipos que alberga y, por ende, la del sistema.

Calidad de los equipos electromecánicos y de control

Como se mencionó, este equipo es el que en forma conjunta con las tuberías define el periodo de vida útil de la obra ya que su costo representa el mayor porcentaje del sistema. Sin embargo, es conveniente aclarar que aunque las tuberías tienen una vida mucho mayor que los equipos, esta no tiene la flexibilidad de aquellos, que se pueden cambiar o modificar por separado, resolviendo el problema económico que esto implica, mientras que sustituir tuberías implica rehacer el sistema, que es demasiado costoso.

La calidad de agua a manejar

La calidad del agua, (como ya observamos en el capítulo anterior) juega el papel más importante, porque un sistema sin agua de calidad de nada sirve, y además es un factor definitivo en la duración de los equipos y materiales.

Por ejemplo, si en los estudios de calidad de agua que se realizaron hubiesen arrojado por resultado que el agua es dura, las paredes de la tubería se incrustarán, reduciendo su vida útil hasta un 90%, mientras que si es corrosiva reduce su vida en un tiempo que está en función de las características del agua, o si ésta presenta algún color o sabor, es indudable que un gran porcentaje de los consumidores la rechazarán.

El diseño del sistema.

Aunque no lo parezca a simple vista, la optimización que se haya realizado en el diseño del sistema, influirá directamente en la calidad del servicio que se prestará y en la duración de éste, ya que un mal diseño hará que trabaje en condiciones desfavorables, lo que requerirá de un esfuerzo adicional para realizar su función.

Este punto es más importante que los anteriores, ya que si el diseño por alguna razón quedó escaso, la vida útil se disminuirá en proporción al error, siendo en ocasiones este periodo más corto que el de los propios equipos, por lo que queda obsoleto antes de cumplir con su cometido y el periodo de tiempo en el cual debiera de funcionar sin problema alguno.

Por último una vez que se ha construido el sistema, un factor no menos importante que las anteriores a considerar debe ser:

La operación, el mantenimiento del sistema y las instalaciones en general

Este factor es el segundo más importante de todos ya que, dependiendo de la forma en la que se efectúe la operación y el mantenimiento del sistema, se acortará o prolongará el periodo de trabajo de cada uno de sus componentes.

En nuestro país este factor es uno de los principales problemas en el manejo del sistema, pues debido a la escasez de recursos y falta de preparación de los operadores y técnicos no se les da el mantenimiento preventivo que se requiere, sino que se les da del tipo correctivo el cual casi siempre se efectúa en forma provisional; esto aunado a que el personal en general es improvisado, termina con reducir al sistema a su más mínima expresión, dejando en operación lo indispensable nada más para que funcione, lo que hace trabajar al sistema en condiciones desfavorables.

A continuación se proporcionan algunos valores estimados, partiendo del entendido de que estos elementos tendrán un mantenimiento adecuado y trabajarán en condiciones bajo las cuales fueron diseñadas. Refiriendo la vida útil para diversos elementos de un sistema de abastecimiento de agua potable (Cuadro 3.2)

Cuadro 3.2 Vida útil para diferentes elementos.

ELEMENTOS	VIDA ÚTIL. (años)
Bomba sumergible (b,c)	8
Medidores de agua, instrumentos de medición y accesorios	
Pozo perforado con pantalla (filtro)	10
Motor Diesel rápido (a)	
Motor Diesel lento (a)	15
Bomba tipo pozo profundo (b,c)	
Equipo de filtración, ablandamiento y desinfección (f)	
Válvulas de: compuerta, globo, etc.	
Arrancador eléctrico	
Tuberías de fierro fundido secundarias.	15 (e)
Bomba centrífuga, horizontal (b,c)	18
Pozo perforado sin pantalla (filtro)	20
Bomba de piston (b,c)	
Motor eléctrico (b)	
Tanque de almacenamiento de acero y torre	
Líneas y tuberías de acero sin recubrir.	20(d)
Tubería de asbesto-cemento, P.V.C.	20(e)
Líneas y tuberías de acero recubiertas y tuberías de concreto reforzado.	25(d)
Pozos excavados.	30
Edificio permanente	40
Tanques de almacenamiento de: concreto o mampostería, tubería de concreto Pre-esforzada; canales de concreto reforzado.	20

La letra entre paréntesis, indica las notas siguientes:

- a) Los motores diesel deben considerarse rápidos, si el No. de revoluciones por minuto es mayor de 750.
- b) En el caso de pozos no verticales, aguas corrosivas o materiales abrasivos contenidos en el agua, supervisión insuficiente, la vida útil se debe reducir.
- c) La vida útil debe reducirse por 5 años aproximadamente en caso de aguas o suelos corrosivos. En cada caso se determinarán por medio de análisis las características corrosivas del agua.
- d) La vida útil debe reducirse de 5 a 10 años aproximadamente en caso de aguas duras. Este tiempo se definirá de acuerdo a las características del agua.
- e) Los valores dados son para maquinaria, la vida del concreto y de los edificios debe ser calculada de acuerdo con el tipo de obra.

Por otro lado, para definir en forma adecuada el *periodo económico de diseño*, es necesario considerar los siguientes factores:

1. La vida útil de las estructuras y equipos, tomando en cuenta el estado en que se encuentran y lo obsoleto que lleguen a ser.
2. La facilidad o dificultad para ampliar las obras existentes o planeadas.
3. Previsión de los crecimientos urbanos, comerciales o industriales.
4. Tasas de interés sobre los adeudos.
5. Las condiciones del crédito propio en cuanto a la duración del mismo.
6. Comportamiento de las obras durante los primeros años, cuando no estarán operando a toda su capacidad.

Ahora bien, en caso de ser posible, es conveniente hacer el diseño por módulos con el fin de diferir las inversiones el mayor tiempo posible, al mismo tiempo que se logra disponer de infraestructura con bajos niveles de capacidad ociosa en el corto plazo. De acuerdo con este criterio, se recomienda diseñar todos los componentes de un sistema rural para periodos de 5 años o más.

Con base en un criterio estándar que depende de la población se ha fijado el periodo de diseño, resultando el Cuadro 3.3 de recomendaciones

Cuadro 3.3 Periodo de diseño estándar recomendado para diferentes poblaciones

LOCALIDAD	PERIODO DE DISEÑO
1.- Para localidades de hasta 4 000 habitantes.	5 años
2.- Para localidades de 4 000 a 15 000 habitantes	10 años
3.- Para localidades de 15 000 a 70 000 habitantes	15 años
4.-Para localidades de más de 70 000 habitantes	20 años

Fuente: apuntes de clase, abastecimiento de agua potable y alcantarillado

3.2 Población de proyecto

Los cálculos estarán basados en una estimación de la población futura de la comunidad, a la que llamamos *población de proyecto*; este número de habitantes corresponde al que se tendrá al último día del periodo de diseño que se fijó. Para lograr esto debe conocerse la población presente y la forma como ha venido desarrollándose, mediante censos oficiales cada diez años se sabe como ha venido creciendo la población y combinado con los registros de defunción y de natalidad, así como con el número de centros de trabajo establecidos desde el último censo hasta la fecha del estudio. Si la localidad es pequeña se puede hacer un rápido levantamiento censal y determinarla mediante el plano censal, tarea que hemos realizado con el mayor cuidado posible en la comunidad.

Es indiscutible que de la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro y que efectivamente al reducirse el grado de incertidumbre en el diseño pueda ser más económica.

Ahora bien en el cálculo de la población de proyecto intervienen diversos factores; de entre los cuales los más importantes son:

- Crecimiento histórico.
- Variaciones de las tasas de crecimiento.
- Características migratorias.

- Perspectivas de desarrollo económico.

Es importante señalar además, que las condiciones socioeconómicas tienen una influencia decisiva sobre los factores de crecimiento de la población, tanto en el aumento natural como en la migración neta, que no son otra cosa más que el exceso de los nacimientos sobre las muertes y el exceso o pérdida de población que resulten del movimiento de las familias hacia adentro y hacia fuera de un área determinada, respectivamente.

Es obvio pensar que las tasas de natalidad y muerte no se mantienen constantes a través del tiempo, es decir, que aún el hacer estimaciones de población de un año a otro encierra cierta incertidumbre e inexactitudes. Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes para hacer una buena predicción.

Por ejemplo, los atractivos de una comunidad (agua, alcantarillado, calles pavimentadas, comercios, zonas de recreación) tanto como lugar para vivir, como lugar para trabajar, son factores importantes en el crecimiento de su población.

Concluyendo, se ha determinado que la mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo, y la fuente de información sobre el mismo en México son, los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e informática cada diez años, principalmente. Y estos datos estadísticos se pueden adaptar a un modelo matemático, como lo pueden ser los modelos *Aritmético*, *Parabólico*, *Geométrico*, etc. Los cuales se describen a continuación.

Cuadro 3.4 Datos censales

FUENTE	AÑO	POBLACION		
		HOMBRES	MUJERES	TOTAL
ISEM (cmdtvf)*	2003	2793	2786	5579
UNAM **	2004	2628	3085	5713

* Instituto de Salud del Estado de México (ISEM; en el concentrado micoregional de datos de la tarjeta de visita familiar)

** UNAM (Facultad de Ingeniería)

Métodos para el cálculo de la población de proyecto.

En general los métodos que han sido utilizados para el cálculo de la población de proyecto son varios pero no todos pueden ser aplicados a cualquier población sino por el contrario dependiendo de las características particulares de la misma y el lugar donde se desarrolla, son aplicados algunos y otros en casos distintos, como lo es el que nos ocupa en esta ocasión, pudiendo sólo calcular la población de proyecto con los primeros modelos que a continuación se citan, por no contar con la información suficiente y completa para la aplicación de los restantes.

Modelo aritmético

El modelo aritmético tiene como característica un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales, y en consecuencia la velocidad de crecimiento, o sea la relación del incremento de habitantes y el periodo de tiempo es una constante, expresado como ecuación se tiene:

$$dP/dt = K_a \quad \text{o bien:}$$

$$dP = K_a dt \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde P es la población de proyecto, t el tiempo y K_a una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc.) por lo que integrando y despejando K_a se tiene:

$$\int_1^2 dP = K_a \int_1^2 dt$$

$$P_2 - P_1 = K_a (t_2 - t_1)$$

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{Ec. 3.2}$$

Para un momento T cualquiera se tiene la ecuación lineal:

$$P = P_2 + K_a(T - t_2) \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde el índice 2 se considera para los datos iniciales (P_2 , población inicial en el tiempo t_2)

Modelo geométrico

El modelo geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo, o sea;

$$dP/dt = KG P \quad \text{o bien;}$$

$$dP/P = KG dt \quad \text{Ec. 3.4}$$

Donde KG es la velocidad de crecimiento cuando la población P es la unidad. Integrando la anterior ecuación se obtiene:

$$\int_1^2 dP/P = KG \int_1^2 dt$$

$$\ln P_2 - \ln P_1 = KG (t_2 - t_1)$$

Por lo que:

$$KG = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{(t_2 - t_1)} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Entonces para un tiempo T cualquiera:

$$\ln P = \ln P_2 + KG(T - t_2) \quad \text{Ec. 3.6}$$

Cuando se supone un crecimiento en progresión geométrica, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se obtendrán si se supone un crecimiento en progresión aritmética.

Método de interés compuesto

Cuando se supone un crecimiento en progresión geométrica, los valores que se obtienen para la población futura son mayores que los que se obtendrían si se supone un crecimiento en progresión aritmética.

La expresión 3.6 antes escrita se puede escribir como:

$$\ln P = \ln P_0 + K_G t \quad \text{Ec. 3.7}$$

Donde P_0 es una población cuando $t = 0$, entonces tomando antilogaritmos a 3.7 se obtiene;

$$P = P_0 e^{K_G t} \quad \text{Ec. 3.8}$$

La anterior ecuación es conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente e^{K_G} se representa como $(1+i)$, donde i es la tasa de interés y la expresión de P quedará:

$$P = P_0 (1+i)^t \quad \text{Ec. 3.9}$$

Aunque la última expresión corresponde al modelo geométrico de crecimiento. Comúnmente se ha aceptado el referirse a esta expresión como “método de interés compuesto”.

Modelo geométrico decreciente.

Cuando la población tiende a un valor máximo denominado de “saturación”, es conveniente estimar la población futura con los parámetros de la ley de crecimiento que puede considerarse geométrica decreciente.

La población puede llegar a ese valor máximo de saturación, a causa de limitaciones de sus recursos económicos, naturales, o del área urbanizable, por ejemplo. La velocidad de crecimiento sería directamente proporcional a la población faltante de saturación, es decir;

$$dP/dt=KD(L-P) \quad \text{Ec. 3.10}$$

Donde L es la población máxima o de saturación. La función de población se obtiene integrando la expresión 3.10 arriba escrita:

$$\int_1^2 dP / (L-P) = KD \int_1^2 dt$$

$$-\ln (L - P)_1^2 = KD (t_2 - t_1) \quad \text{Ec. 3.11}$$

$$-\ln \frac{L - P_2}{L - P_1} = KD (t_2 - t_1)$$

de donde:

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

Para una población P a un tiempo futuro T , tomando como datos iniciales P_2 al tiempo t_2 se tiene:

$$-\ln \frac{L - P}{L - P_2} = KD (T - t_2) \quad \text{o bien}$$

$$\ln \frac{L - P}{L - P_2} = -KD (T - t_2)$$

$$\frac{L - P}{L - P_2} = e^{-KD (T - t_2)}$$

$$L - P = (L - P_2) e^{-KD (T - t_2)}$$

$$-P = -L + (L - P_2) e^{-KD (T - t_2)}$$

$$P = L - (L - P_2) e^{-KD (T - t_2)}$$

$$P - P_2 = (L - P_2) - (L - P_2) e^{-KD (T - t_2)} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Asociando;

$$P - P_2 = (L - P_2)(1 - e^{-KD(T-t_2)})$$

$$P = P_2(L - P_2)(1 - e^{-KD(T-t_2)}) \quad \text{Ec. 3.13}$$

Modelo logístico “S” o biológico

La aplicación de este modelo es para planeaciones a un largo plazo con recursos fijos en vías de desarrollo, en consecuencia tiende a una población máxima limitada, generalmente para grandes ciudades o países.

La concepción del modelo corresponde al crecimiento que tienen las moscas o cualquier otro insecto en un espacio fijo y con alimentación limitada, en donde al inicio la velocidad aumenta hasta un cierto valor a partir del cual decrece tendiendo al valor nulo por disminución de alimento y contaminación del medio. La teoría para la población la formuló P.F. Verhulst en 1884 y la aplicó R. Pearl en 1924 a los estudios demográficos.

La curva de crecimiento de población tiene forma de S (Figura 3.1). Se denomina Comúnmente como el “*método de la S logística*”.

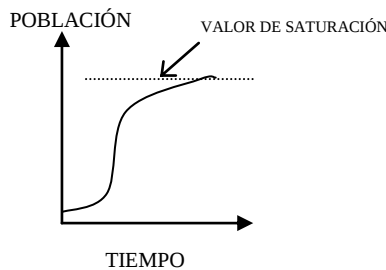


Figura 3.1 curva logística de crecimiento

Aunque todos podemos imaginarnos que, a lo largo del tiempo las condiciones de desarrollo de una ciudad cambian y cualquier punto de la curva puede ser el arranque de otra nueva para otros factores de crecimiento, tales como desarrollos turísticos, recursos naturales por explotar (bosques, tierras de cultivo, etc.) afectaciones que se sufren por desarrollos cercanos o regionales, políticas demográficas o ejecución de obras de infraestructura.

Este modelo matemático se plantea con la ecuación diferencial;

$$\frac{dP}{dt} = KBP(L - P) \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde L es la población límite. La ecuación 3.14 expresa que la velocidad de crecimiento es proporcional a la población y al faltante de población para llegar al límite. Separando variables para integrar se tiene:

$$\frac{dP}{P(L-P)} = KBdt \quad \text{Ec. 3.15}$$

Haciendo el cambio de variable $P = 1/z$; entonces:

$$dP = -\frac{dz}{z^2}$$

Sustituyendo se tiene;

$$\begin{aligned} \frac{-\frac{dz}{z^2}}{1/z(L-1/z)} &= KB dt \\ \frac{-dz}{(Lz-1)} &= KBdt \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.16}$$

La integración de 3.16 es directa:

$$-\frac{1}{L} \ln(Lz-1) = KBt + A \quad \text{Ec. 3.17}$$

Donde A es una constante de integración. Volviendo a sustituir $P = 1/z$

$$-\frac{1}{L} \ln\left(\frac{L}{P} - 1\right) = KBt + A$$

La constante de integración A se determina por a las siguientes condiciones iniciales: en $t = 0$, $P = P_o$, así:

$$A = -\frac{1}{L} \ln\left(\frac{L}{P_o} - 1\right)$$

Sustituyendo el valor de A queda.

$$\begin{aligned} \frac{1}{L} \ln\left(\frac{(L/P_o)-1}{(L/P)-1}\right) &= KBt \\ \frac{(L/P_o)-1}{(L/P)-1} &= e^{KBLt} \end{aligned} \quad \text{Ec. 3.18}$$

Despejando P de 3.18;

$$P = \frac{L}{1 + \left(\frac{L}{P_0 - 1}\right)e^{-KBLt}} \quad \text{Ec. 3.19}$$

Si hacemos $m = \frac{L}{(P_0 - 1)}$ y $a = KBL$, La expresión 3.19 queda:

$$P = \frac{L}{1 + m e^{at}} \quad \text{Ec. 3.20}$$

La ecuación anterior se denomina ecuación logística de Verhulst-Pearl.

La determinación de los parámetros L a y m es fácil si se conocen tres puntos de ordenadas equidistantes; por ejemplo $(P_0, 0)$; $(P_1, \Delta t)$ y $(P_2, 2\Delta t)$, o sea que la equidistancia es “ Δt “. Sustituyendo estas coordenadas en la ecuación logística se obtienen tres ecuaciones para la determinación de los tres parámetros:

$$L = \frac{2 P_0 P_1 P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2} \quad \text{Ec. 3.21}$$

$$m = \frac{L - P_0}{P_0} \quad \text{Ec. 3.22}$$

$$a = \frac{1}{\Delta t} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right] \quad \text{Ec. 3.23}$$

Al aplicar estas ecuaciones a una serie de datos se requiere seleccionar o deducir tres puntos que sean de la curva logística lo cual no siempre se logra y aún se pierde tiempo en la determinación cuando la serie no se ajusta al modelo como se advirtió que puede suceder.

Método de incrementos diferenciales

Este método consiste en considerar que la segunda diferencia entre los datos de población es constante lo cual equivale a ajustar los datos a los de una parábola de segundo grado. Se requiere que los datos sean equidistantes para la aplicación del método.

Nota: para aplicar este método se requieren varios datos censales de diferentes fechas, mismos que no tenemos y motivo por el cual no es posible que en el caso que nos ocupa se aplique.

Modelo de la parábola cúbica.

Este método considera que la curva de crecimiento se aproxima a la de una parábola cúbica del tipo:

$$P = a + bX + cX^2 + dX^3$$

En donde X = año.

Nota: Para aplicar este método se requiere contar con al menos cuatro parejas de datos censales, mismos que no tenemos y motivo por el cual no es posible que en el caso que nos ocupa se aplique.

Método de extensión de la curva a ojo

Este método consiste en graficar los datos de población en papel milimétrico. Se forma un par de ejes coordenados, el de las ordenadas para los datos de población y el de las abscisas para las fechas a que corresponden dichos datos. Una vez que se tienen los puntos localizados, se unen por medio de una línea que será la curva representativa de la población.

Esta curva se prolonga siguiendo la tendencia anterior, hasta el tiempo futuro deseado, encontrando así la población en el eje de las ordenadas.

Nota: Para la aplicación de este método se necesitan varias parejas de datos censales.

Método de comparación con otras poblaciones

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres, actividades, desarrollo, clima, y situación geográfica, a la población en estudio y suponer que esta tendrá un desarrollo similar.

Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento en que se haga el proyecto. Para la solución de un problema por este método se dibuja una gráfica semejante al método anterior sólo que ahora se graficará en papel con rayado semilogarítmico.

El eje de las abscisas, en escala natural, representará los tiempos y eje de las ordenadas, en escala logarítmica, la población. Una vez graficada la población en estudio y las semejantes a esta se tomarán todas las curvas a partir del último registro de la población en estudio y se pasarán paralelas, haciendo coincidir la parte inicial de estas con la parte final de la estudiada. A través de estas líneas se traza una intermedia que sea representativa de la población futura.

Nota: Este método no sería posible aplicarlo para el problema en estudio dado que no se cuenta con datos de poblaciones aledañas que tengan un número superior de habitantes y que guarden similitud entre sí.

Predicción con serie cronológica

En este método se emplea toda la información disponible que se considera representativa y adecuada; la tendencia de una serie cronológica puede ser descrita por una recta si en cada intervalo de tiempo, la serie aumenta o disminuye en una cantidad constante. Para determinar la recta que se apega a la estudiada, se utiliza el método de los mínimos cuadrados.

Método de los mínimos cuadrados

Una relación lineal entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es; $Y = a + bx$.

En donde:

“x” = años.

“y” = número de habitantes.

El método de los mínimos cuadrados es el procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes “a” y “b” en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes.

Las ecuaciones normales que se utilizan son:

$$\sum y = na + b\sum x$$

$$\sum xy = a\sum x + b\sum x^2$$

Nota: Existe otro método llamado; “Curva Logarítmica”, que al igual que el anterior (mínimos cuadrados), no será posible aplicarlos al problema en estudio, porque para poderlos ejercer se necesitan varias parejas de datos censales.

3.3 Dotación

Se entiende por *dotación*, a la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual.

Por supuesto que la *dotación de agua potable*, (si el sistema de abastecimiento es eficiente y suficiente, como vimos con anterioridad), es función del clima, del no. de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios, el hacer uso racional de ella, etc. La dotación se considera para fines de proyecto y se calcula en base de los datos experimentales que se recaben de la población en cuestión*, los que se adapten de otras comunidades en condiciones similares o, a falta de estos, por medio de la consideración de normas de dotación media en función del nivel socioeconómico y el clima, aplicables a las poblaciones del país, expresada en litros diarios por habitante (l/hab/día).

* Como los que recabamos nosotros por parte de la UNAM.

Basados en datos de la CNA, la clasificación del clima se ha realizado en función de la temperatura media anual del lugar, como se muestra en el Cuadro 3.5

Cuadro 3.5 Clasificación de climas por su temperatura*

TEMPERATURA MEDIA ANUAL C°	Menor que 5	De 5 a 11.9	De 12 a 17.9	De 18 a 22	Mayor que 22
TIPO DE CLIMA	Frío	Semifrío	Templado	Semicálido	Cálido

Para obtener la demanda per cápita se divide el volumen total consumido en un día entre la población total atendida.

No obstante, este método puede tener algunas desventajas si no se presta la atención requerida, ya que la población puede no estar servida en su totalidad por el sistema municipal. En virtud de lo anterior, para fines de diseño se recomienda considerar los consumos domésticos teóricos en función del clima y clase socioeconómica del Cuadro 3.6

Cuadro 3.6 Consumo domestico per-cápita o Dotación con base en la clase socioeconómica y clima del lugar

Clima		Cálido	Semicálido	Templado
Consumo por Clase Socioeconómica (l/hab/día)	Residencial	400	300	250
	Media	230	205	195
	Popular	185	130	100

Fuente: CNA, 1992

En las cifras anteriores se toma en cuenta el uso doméstico del agua que fluctúa más o menos como sigue en litros por habitante y día;

20 a 30	Para bebida, cocina y limpieza
30 a 45	Descarga de muebles sanitarios
<u>20 a 30</u>	Para baño de regadera
70 a 105	TOTAL

A falta de mediciones de consumo, son suficientes los consumos domésticos teóricos ya citados, sin recurrir a teorizaciones para deducir cifras probables. Además y aunado a lo anterior es importante notar que la instalación del alcantarillado repercute en el aumento de consumo de agua.

Agua; su uso y factores que lo afectan

Generalmente, el consumo de agua se clasifica según el usuario en:

- 1) Doméstico
- 2) Comercial
- 3) Industrial

4) Público o municipal y

5) Agrícola.

El **consumo doméstico** incluye toda el agua gastada en las viviendas. Es decir toda el agua que normalmente consumimos para el aseo personal, el baño, la cocina, etc, y dependiendo del número de habitantes y nivel de vida, este consumo puede variar desde los 75 hasta los 380 litros por habitante y día.

Es llamado **uso público o municipal** del agua, cuando ésta sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato, como también para edificios públicos o sin “medidor” y por el cual generalmente el organismo operador municipal no recibe pago. La cantidad de agua usada para tales propósitos es de 50 a 75 litros por habitante al día.

Por otro lado, aunque no se considera como uso propiamente, es necesario considerar las **pérdidas y desperdicios**, ésta agua que es “no contabilizada” en el sentido que no es asignada para un usuario específico, es atribuida a errores en la lectura de los medidores, conexiones sin autorización y fugas en los sistemas de distribución (algo de lo cual en México no nos podemos sentir muy orgullosos porque en porcentaje de desperdicio y fugas es de casi el 51% del suministro total). Es necesario un mantenimiento cuidadoso de los sistemas y un programa regular de recalibración y reemplazo de medidores, si queremos que se reduzca significativamente esta pérdida y desperdicio.

En las de **uso comercial e industrial** se incluye el agua gastada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles tales como fábricas, oficinas y almacenes por personas que no habitan en ellas. Esta se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial, aunque la cantidad de agua requerida para estos propósitos puede ser relacionado con factores como unidades producidas, número de personas empleadas o área del establecimiento. Tales factores, si son usados, deben ser obtenidos localmente o modificados mediante la comparación con consumos registrados.

Por último el **agua para la agricultura** se utiliza para fines de riego pero es preferible que no se abastezca con el servicio proporcionado por el sistema de abastecimiento de agua potable de la población por motivos lógicos.

El promedio diario de consumo del agua por habitante localmente hablando, varía como ya lo hemos mencionado al depender de varios factores como;

- El tamaño de la comunidad o ciudad

- La presencia de industrias y comercio
- La calidad del agua
- Su presión
- Su costo y control de consumo
- El clima
- Las características de la población
- Nivel económico
- Existencia de alcantarillado
- Clase de abastecimiento y
- Edad de la red, entre otros.

Así pues los consumos de agua varían dependiendo del país e incluso con las regiones; por lo que es de esperarse que en las ciudades se consume una cantidad mayor que en las zonas rurales. En efecto, las condiciones climatológicas e hidrológicas de la región considerada, las costumbres locales y el género de actividad de los habitantes, etc. tienen una influencia directa en las cantidades de agua consumida. A continuación se explican brevemente estos factores.

a) El tamaño de la comunidad o ciudad

Este tiene un efecto en aquellas pequeñas comunidades que tienden a tener usos mas limitados para el agua. Por ejemplo, la presencia de una importante industria usuaria de agua puede producir un uso mayor por habitante.

Es por ello que las comunidades pequeñas están más propicias a tener áreas inadecuadamente servidas, tanto de agua como de alcantarillado, en hogares sin alcantarillado, el consumo de agua rara vez excede los 75 l-hab-día.

Y obviamente la ampliación del alcantarillado podría así incrementar el uso del agua, por lo que es lógico pensar que a medida que una población crece, aumentan también sus necesidades de agua, misma que estará destinada principalmente a usos públicos e industriales.

b) La presencia de industrias y comercio

Tiene un efecto notable sobre el consumo total, debido a que el uso industrial no tiene relación directa con la población, por lo que es necesario tener especial cuidado al estimar el uso presente o futuro del agua en una porción restringida de una ciudad; se debe estudiar la existencia de industrias en el área, su uso actual del agua y valorar la probabilidad de establecimiento de más instalaciones industriales.

Las industrias usan con frecuencia abastecimientos de agua auxiliares para diferentes propósitos, factor que reduce el suministro municipal.

Por otro lado el consumo comercial depende en gran medida del número de gente empleada en distritos de negocios y no puede ser estimada sobre la base del número de residentes. En estos lugares con frecuencia el agua es usada para aires acondicionados, ya sea directamente si el clima es bastante fresco, o como intercambiadora de calor junto con un sistema mecánico, en caso contrario.

c) Calidad del agua

Como ya nos logramos percatar en el capítulo anterior, el agua de mala calidad (con color, olor u objetable de otro modo) será menos utilizada que el agua de calidad satisfactoria para los consumidores. De esta relación se reconoce que el mejoramiento de la calidad de un abastecimiento público genera muy probablemente un incremento del consumo.

d) Presión

Es de esperarse que una alta presión en el sistema también producirá un mayor uso; además incrementará pérdidas por fugas debido a las pérdidas en las juntas y los derroches en piezas defectuosas. Por ejemplo, si una familia viviera por un mes en el último piso de un edificio gastaría menos agua que si la misma familia viviera en planta baja.

e) Costo y control de consumo

Sabemos que el uso de medidores provoca una disminución en el consumo de agua ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado y obviamente al aumentar el costo del agua se observa una disminución en el consumo, aunque en México lamentablemente pasado un tiempo se tiende a los consumos anteriores.

f) Clima

En México los climas extremos son los que más influencia tienen en el consumo de el agua cuando el clima es cálido, y lo disminuyen cuando es frío, aunque en México no se da el caso, este consumo puede incrementarse debido al uso de calefacción y a la rotura de tuberías por la congelación del agua.

g) Características de la población

En particular el nivel económico puede producir variaciones sustanciales del uso promedio de alrededor de 300 l por hab-día. En colonias de alta valorización de una ciudad o en comunidades de suburbios con una población similar, el uso por habitante será alto, talvez de 380 l por día para el sólo uso doméstico. El riego de céspedes incrementara esta cifra incluso más. En distritos pobres las tasas de consumo de 100 l por hab- día son comunes, aunque se han reportado tasas de 50 l por hab-día. Como ya fue mencionado con anterioridad aún se encuentran usos menores en localidades de poca valorización donde no hay alcantarillado y el abastecimiento de agua es inadecuado.

h) Nivel económico y existencia de alcantarillado

A medida que el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo de agua. Y esto se refleja también en la existencia de alcantarillado; cuando una población cuenta con redes de alcantarillado a través de las cuales los materiales de desecho son fácilmente eliminables, el consumo de agua es más elevado que en poblaciones donde no se cuenta con tal servicio.

i) Clase de abastecimiento

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

j) Edad de la red

Se observa que entre más antigua es la red, mayores fugas tiene. La cantidad de fugas dependerá también de los servicios de conservación dados a la red.

Consumos y sus variaciones

Consumo medio anual

Para determinar el consumo medio anual de agua en una población es necesario multiplicar la dotación por el número de habitantes de la localidad o ciudad y por los 365 días del año, como se muestra;

$$V_{ma} = \frac{D * P * 365}{1000}$$

donde:

V_{ma} = consumo medio anual en m^3

D = dotación en lt/hab/día, y

P = es el número de habitantes.

Consumo medio diario anual

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

$$V_{md} = \frac{D * P}{1000}$$

Gasto medio anual

Con base en lo ya mencionado se determina que el gasto medio anual o gasto medio diario anual (Q_m) en litros por segundo se determina como:

$$Q_m = \frac{D * P}{86,400}$$

Donde;

86,400 son los segundos que tiene un día.

Como todos sabemos aunque sea de forma empírica, las condiciones climáticas, los días de trabajo, etc. Tienden a causar amplias variaciones en el consumo de agua.

Por ejemplo, sabemos que los lunes se producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. Percibimos también que en algunos días cálidos o calurosos consumimos mucha más agua que los días que hace frío.

Se producen “puntas de demanda”, de hecho durante el día por la mañana habrá una punta al empezar la actividad del día, se llegará al menor consumo al llegar a las 4 de la madrugada.

Gasto máximo diario

El gasto máximo diario alcanzará probablemente el 120 % del diario medio anual y puede llegar hasta 150 %, es decir;

$$Q_{MD} = Q_m * C_{VD}$$

Donde:

Q_{MD} = es el gasto máximo diario en litros por segundo.

Q_m = es el gasto medio diario anual en litros por segundo y,

C_{VD} = es el coeficiente de variación diaria.***

Gasto máximo horario.

El gasto máximo horario será probablemente de alrededor de 150 % del promedio para aquel día y puede llegar hasta 200% o sea:

$$Q_{MH} = Q_m * C_{VD} * C_{VH}$$

Donde:

Q_{MH} = es el gasto máximo horario en litros por segundo y

C_{VH} = es el coeficiente de variación horaria.***

*** De acuerdo con las normas mexicanas, se recomiendan los siguientes valores de los *coeficientes de variación*:

C_{VD} ; 1.2 a 1.5

C_{VH} ; 1.5 a 2

Los valores comúnmente usados para proyecto en la República Mexicana según el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) recomendados son:

C_{VD} ; 1.4

C_{VH} ; 1.55

3.4 Gasto de diseño

Los gastos de diseño para los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable que se deben utilizar son:

COMPONENTE	GASTO DE DISEÑO
Fuente y obra de captación Conducción Tanque de regularización	Q_{MD}
Conducción (alimentación a la red) Red de distribución	Q_{MH}
Potabilizadora	Q_m ó Q_{MD} En procesos. Q_{MD} En funcionamiento Hidráulico.

Donde;

Q_m = gasto medio.

Q_{MD} = gasto máximo diario.

Q_{MH} = gasto máximo horario.

Q_M = gasto máximo.

Una vez abordados los conceptos necesarios para el cálculo de los gastos entramos pues al cálculo de los mismos en forma particular en atención al problema que vamos a resolver para la comunidad de San Juan Yautepec, del siguiente modo:

CALCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO, con un Periodo de Diseño de 10 años;							
A partir de los datos de la tabla del cuadro 3.3 y 3.5, se tiene que:							
Datos:							
Población de San Juan Yautepec en el :	2003			5579	hab		
Población de San Juan Yautepec en el :	2004			5713	hab		
Periodo de diseño recomendado según la tabla 3.3 (para poblaciones de 4000 a 15000 hab.):							
				10	años		
Año actual (inicio del proyecto):				2005	(abril)		
Determinación del año al cual se determinará la Población de Proyecto:							
Concepto				Tiempo (años)			
Planeación y Diseño (mínimo 6 meses)				0.5			
Gestión del préstamo para el financiamiento				0.5			
Licitación y construcción de obra				1			
Inicio previsto(tiempo de realización)				2007			
Periodo de diseño recomendable				10			
Por lo que realizando la suma obtenemos que el año para el cual se calculará la Población de Proyecto es:							
			Año:	2017			
Entonces utilizando el Modelo Aritmético , la población de proyecto para el año:							
				2017	resulta		

					de:		
Población de Proyecto según Modelo Aritmético =					7,455	hab	
Entonces utilizando el Modelo Geométrico , la Población de Proyecto para el año:							
				2017	resulta de:		
Población de Proyecto según Modelo Geométrico =					7,778	hab	
Entonces utilizando el Modelo De Interés Compuesto , la Población de Proyecto para el año:							
				2017	resulta de:		
La tasa de crecimiento <i>i</i> es:			0.02401864				
<i>i</i> =							
O expresado de otro modo la tasa <i>i</i> , es del :				2.4	%		
Una vez obtenida la tasa de crecimiento la utilizamos en el modelo, con lo que resulta la siguiente;							
Población de Proyecto según Modelo de Interés Compuesto=					7,778	hab	
Entonces utilizando el Modelo De Curva a ojo o de Extensión Gráfica , la Población de Proyecto para el año:							
				2017	resulta de:		

	Población de Proyecto según Modelo Ext. Grafica =				7500	hab	
Nota: Los resultados de este método se muestran en el gráfico Población Extensión Gráfica En el anexo III							
Con base en los resultados arrojados con los distintos modelos, obtenemos un promedio que da como resultado:							
		7627.74	hab., pero por la tendencia histórica y para				
			facilitar el cálculo se tomará un valor de:				
			7630	Habitantes como Población de Proyecto.			
Nota: No fue posible evaluar la población de proyecto con el resto de los modelos, por no contar en la mayoría de los casos con la información censal suficiente, o como en el caso del <i>Método de Comparación</i> , por no existir datos suficientes de otras poblaciones con características similares a la que tenemos en estudio.							
Ahora ya nos encontramos en condiciones de calcular la Dotación per cápita Total:							
Se observó que en lugar de estudio la temperatura oscila entre los:				6	°C y los:	22	
°C, por lo que para hacer una evaluación más objetiva del clima que se presenta tomamos una media que resulta con un valor de:							
		14	°C cantidad que nos sugiere que el clima a considerar sea:				
Templado	y según la tabla 3.7, al evaluar una población que se encuentre dentro del intervalo de:						
2500 a 15 000 habitantes, y con el clima antes mencionado, corresponde asignar a la población una:							
Dotación per cápita de:		125	(lt/ hab /día)				
Por otro lado el valor de la dotación per cápita se puede evaluar, tomando en cuenta la distribución por clase social y el clima que se presenta en el sitio del siguiente modo;							

Distribución presentada en el pueblo;							
	Clase residencial		10	%			
	Clase media		40	%			
	Clase popular		50	%			
Por lo que para el clima:		Templado	y con la distribución anterior según la tabla 3.6 resulta				
un valor de la Dotación Pércapita de:			153	(lt/ hab /día)			
Por lo anteriormente calculado y a fin de contemplar cualquiera de las dos demandas tomaremos como valor representativo el mas alto;							
			153	(lt/ hab /día)			
Es importante contemplar que un porcentaje de esta cantidad será utilizada con <i>otros fines o usos diferentes</i> , por lo que sumaremos a la cantidad anterior un 20% más por esta razón;							
Entonces la Dotación Percápita resulta:			183.6	(lt/ hab /día)			
Por último es necesario considerar también un 30 % de la cantidad anterior más, debido a las constantes <i>fugas y pérdidas</i> , por lo							

que finalmente la Dotación Total Percápita es de:							
						239	(lt/ hab /día)
POR TODO LO ANTERIOR PODEMOS DETERMINAR QUE EL GASTO MEDIO ANUAL ES:							
		Qm =	21.08	l/s			
EL GASTO MAXIMO DIARIO ES:							
		Qmd=	29.51	l/s *			
Y POR ULTIMO EL GASTO MAXIMO HORARIO ES DE:							
		Qmh=	45.74	l/s **			
* Considerando un coeficiente de variación diaria con valor de 1.4							
** Considerando un coeficiente de variación horaria con valor de 1.55							

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

CAPITULO IV

PROPUESTA DE ALTERNATIVAS

4.1 Obra de captación

A través de la historia, el hombre ha necesitado de un suministro adecuado de agua para su alimentación, seguridad y bienestar. El agua es una necesidad universal y es el principal *factor limitante* para la existencia de la vida humana. La destrucción de las cuencas naturales hidrográficas ha causado una crítica escasez de la misma, afectando extensas áreas y poblaciones. Sin embargo, a través de la tecnología conocida como captación ("cosecha") del agua, desde granjas, comunidades y ciudades pueden asegurar el abastecimiento del agua para uso doméstico, industrial, agrícola y muchos otros.

La captación consiste en recolectar y almacenar agua proveniente de diversas fuentes para su uso benéfico. Esta recolección puede ser tan sencilla o tan compleja como se quiera en función de la disponibilidad del recurso natural, tecnológico y económico con el que se cuente. Desde el punto de vista ingenieril la captación de el agua de las distintas fuentes, no son otra cosa que obras de civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir adecuadamente esta agua y hacerla aprovechable. En resumen, dichas obras varían de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud, además el diseño de la Obra de Captación debe ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua para evitarlas.

En resumen y en forma general las partes que componen un **Sistema Hidráulico Urbano** son: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, conducción, regularización, distribución, recolección, conducción (después de su uso), tratamiento del agua residual y disposición o reúso. Así mismo podemos definir que un **Sistema de Abastecimiento de Agua Potable** es un *subsistema* de del Sistema Hidráulico y éste sólo se compone por los siguientes elementos: fuente, captación, conducción, tratamiento de potabilización, regularización y distribución.

Recordando un poco, en capítulos anteriores se mencionó que hay dos grandes fuentes de abastecimiento de agua potable; las aguas superficiales y las aguas subterráneas, y que hay que tomar en cuenta que el abastecimiento de las mismas no depende solamente de qué fuente esté disponible, sino también de la cantidad y de la calidad de el agua.

La captación de aguas superficiales: se realiza en ríos, lagos y acuíferos superficiales que no estén confinados y guarda obviamente algunas ventajas con respecto a las aguas que provienen de fuentes subterráneas, pero también tienen varias desventajas (cuadro 4.1 del Anexo III); a simple vista son obvias; son su disponibilidad (además de ser visibles), son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad.

Estas fuentes superficiales tienen típicamente aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y manganeso en las aguas crudas. Las aguas superficiales están típicamente libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos, además son variables en cantidad y se contaminan fácilmente por descargas de aguas residuales; tienen alta actividad biológica, la cual puede producir sabor y olor aún cuando el agua ya ha sido tratada, pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica la cual forma trihalometanos (conocidos cancerígenos) cuando se utiliza cloro para la desinfección.

Por otro lado, las fuentes subterráneas están generalmente más protegidas de la contaminación que las aguas superficiales, la calidad es más uniforme por lo que el tratamiento es consistente y por lo tanto más fácil, el color natural y la materia orgánica son más bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales de allí que el tratamiento para la remoción de color no lo requieren, esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de las aguas subterráneas, es menos probable que tengan sabor y olor y en consecuencia contaminación producida por actividad biológica.

Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria a la corrosión. Ahora bien y como era de esperarse también tienen desventajas; no son muy accesibles, (generalmente necesitan obras civiles para su extracción).

Las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno. Sus características reductoras solubilizan al hierro y manganeso, los cuales al entrar en contacto con el oxígeno durante el consumo del agua, tiende a manchar la superficie de los muebles sanitarios.

Además, una vez que los acuíferos son contaminados, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Comúnmente las aguas subterráneas presentan una dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar las incrustaciones en las tuberías.

Las aguas subterráneas constituyen importantes fuentes de abastecimiento de agua. En general, el agua no requiere un tratamiento complicado y las cantidades de agua disponible son más seguras. A veces el descenso de los niveles de agua en los pozos ha causado su abandono; pero en la actualidad, los modernos métodos de investigación permitirán una aproximación muy segura de los recursos de agua subterránea para una prolongada producción.

Las posibles obras de captación para este tipo de agua son:

- a) Galería de infiltración.
- b) Pozos.
- c) Cajas de manantial.

Galería de infiltración

La galería de infiltración en principio consiste en un tubo perforado o rasurado, rodeado de una capa de granzón o piedra picada graduada, instalada en el acuífero subsuperficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas.

Pozos

Un pozo es una perforación vertical, en general en forma cilíndrica y de diámetro mucho menor que la profundidad. El agua penetra a lo largo de las paredes creando un flujo de tipo radial. Se acostumbra clasificar a los pozos en “poco profundos o someros” y “profundos”.

Los pozos de hasta 30 metros de profundidad se clasifican como poco profundos y son aquellos que permiten la explotación del agua freática y subálvea. Los pozos someros “excavados” son practicados con picos y palas; tienen diámetros mínimos de 1.5 metros y no más de 15 metros de profundidad.

Manantiales

Los manantiales pueden ser de filtración, de fisura o tubulares según los intersticios de donde proviene el agua y de gravedad o artesianos según su origen.

La captación se puede hacer mediante cajas cerradas de concreto reforzado o mampostería de piedra o tabique. El agua se debe extraer solamente con una tubería que atraviese la caja y esta lleva una tapa movable o registro; no se requiere ventilación. Se debe excavar lo suficiente para encontrar las verdaderas salidas del agua, procurando que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible. Se le debe dotar a la caja de un vertedor de demasías.

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

Se recomienda que estas cunetas se excaven a una distancia de 10 m de los manantiales.

Por último, ahora que ya se conocen las principales y distintas formas de captar este vital líquido, hemos de resaltar que la **mejor alternativa** para el proyecto que nos ocupa, como medio de captación es, (debido a las características geológicas, topográficas e hidrográficas particulares que se presentan en la comunidad), la construcción de las llamadas “**Cajas de Manantial**”, mismas que se describen específica y detalladamente en el capítulo V, en el punto 5.1.

4.2 Obra de conducción

Una vez que ya hemos definido la forma de proveernos del recurso hídrico, (que en este caso será por medio de las ya descritas Cajas de Manantial en el apartado anterior), es el momento de buscar la mejor alternativa para “llevar” el agua a el, o los puntos que nos interesan.

Es así que el agua captada de una cuenca y **conducida** a *estanques reservorios o tanques de almacenamiento* puede aumentar significativamente el suministro de ésta para uso doméstico, uso industrial, el riego de huertos, bebederos de animales, la acuicultura, etc. Y es por esta razón que tenemos que analizar minuciosamente cual es la mejor opción, para resolver de manera adecuada el problema.

Muchos de nosotros hemos visto que al caer, parte de la lluvia fluye superficialmente por canales naturales de drenaje y por las ya muchas calles cubiertas por concreto o asfalto. Esta agua de escorrentía eventualmente llega a ríos, lagos, océanos por causas naturales por los hechos por el hombre, como los drenajes de las ciudades. Sin embargo, la mayor parte de ésta precipitación se infiltra en el suelo y pasa a ser parte del agua subterránea. Antes de su evaporación, el agua puede ser represada sobre la superficie de la tierra y conducida a sitios de almacenamiento para su uso posterior. La escasez de agua en varias regiones del mundo puede aliviarse captando y conduciendo el agua de escorrentía. Los criterios para determinar cuál es el mejor método para represar y conducir el agua incluyen entre otros:

- 1) El objetivo por el cual ésta se recolecta;
- 2) La pendiente del terreno;
- 3) Las características del suelo;
- 4) Las características de los materiales y accesorios (de canales, tuberías, atraques, bombas, válvulas, etc), empleados y sus respectivos costos;
- 5) Los costos de construcción (materiales y mano de obra) de los elementos utilizados para el almacenamiento;
- 6) La cantidad, intensidad y distribución estacional de las lluvias;
- 7) Factores sociales tales como la tenencia de la tierra y
- 8) Las prácticas tradicionales del uso del agua.

Algunos de los métodos y sistemas utilizados para captar el agua y conducirla a los puntos de almacenaje, son a veces de formas no muy comunes en las grandes ciudades, por ejemplo, en viviendas tipo rural o de campo las terrazas o techumbres se puede represar eficientemente el agua para su uso en el riego de campos de arroz y de otros cultivos.

Estructuras en forma de cajas construidas con mallas de alambre son muy populares en África, estas estructuras en forma de cajas, construidas con malla de alambre se rellenan de rocas, y se colocan como barrera perpendicularmente a valles pequeños para disminuir la velocidad del agua y de aquí se conduce por medio de canales al aire libre a estanques o recipientes fabricados con piedras de distintos tamaños. Así gran parte del agua represada detrás de la barrera se infiltra y aumenta la humedad del suelo y después de la época de lluvias los agricultores pueden sembrar ésta área. En Tailandia se utilizan grandes recipientes de ferro-cemento para recolectar el agua de lluvia que se conduce de los techos.

Este método de conducción y recolección provee de suficiente agua para abastecer las necesidades domésticas de una familia durante la época seca. Estanques pequeños ayudan a diversificar las actividades agrícolas. Este tipo de estanques bien construidos y con buen mantenimiento de los elementos de conducción pueden ser utilizados por varios años. Además, se hacen varias modificaciones de este método que involucra la modificación de la conducción para dirigir y concentrar parte de esta agua en un área específica en la que, alrededor se realiza la siembra de árboles frutales y algunas yervas comestibles.

En cuanto al problema que vamos a resolver para la comunidad en estudio y después de analizar de la forma de conducir el líquido, hemos determinado que la conducción desde el punto de captación hasta el punto de almacenamiento, dadas las características topográficas del área comprendida entre estos dos puntos lo resolveremos utilizando tubería del tipo que resuelva de manera óptima y económica. Las características como son el tipo de material, diámetro, grosor, etc. las mencionaremos adelante y las reafirmaremos en la memoria de cálculo.

Se discutirá el uso de este tipo de tubería, además de las características físicas y propias de cada tipo con base en la comparación de las ventajas y desventajas de los posibles tipos, como son su costo, durabilidad, mantenimiento (reposición parcial o total de algún segmento o accesorio del sistema), dificultad para la colocación, entre otras. Tales comparaciones están resumidas en el cuadro 4.1 del Anexo III.

Se considera que la **mejor alternativa** para la conducción es el emplear tubería de alta densidad, debido a que tiene mayor durabilidad que las otras, es mucho más fácil de colocar, es mas fácil reponer algún segmento de tubería dañada, no se necesita de maquinaria pesada para su colocación y la que se emplea es fácil de transportar y de operar en el sitio que se necesite, el cambio de accesorios no presenta mucha dificultad, soporta presiones bastante altas, es mínima tanto la proliferación de hongos (agentes patógenos dañinos para la salud humana) como el almacenamiento de residuos en el interior de sus paredes, etcétera.

Ahora bien, ya que hemos definido el tipo de tubería según lo que ya estudiamos, es tiempo de averiguar cuales son las velocidades permisibles para cada tipo de tubería.

Velocidades permisibles.

La velocidad permisible de conducción del agua dentro de la tubería está determinada por los efectos de erosión y de asentamiento de partículas, esto es, el límite máximo de velocidad depende de la resistencia a la erosión del material del cual esté fabricado el tubo, y no así el límite mínimo el cual es independiente del material.

**Cuadro 4.1 Velocidades permisibles de conducción
para tubería de diferentes materiales.**

MATERIAL	VELOCIDAD PERMISIBLE	
DEL TUBO	MINIMA (m/s)	MAXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm	0.3	3.0
Concreto reforzado de 45 cm o mayores	0.3	3.5
Concreto presforzado	0.3	3.5
Fibrocemento	0.3	5.0
Acero Galvanizado	0.3	5.0
Acero sin revestimiento	0.3	5.0
Acero con revestimiento	0.3	5.0
PVC	0.3	5.0
Polietileno de alta densidad	0.3	5.0

Fuente: CNA 1992

Gradiente hidráulico y de energía

La energía disponible en una sección cualquiera de la tubería, está dada por la suma de las cargas de posición (Z), de presión (P/γ) y la cinética o de velocidad ($V^2/2g$) de acuerdo a la Figura 4.1.

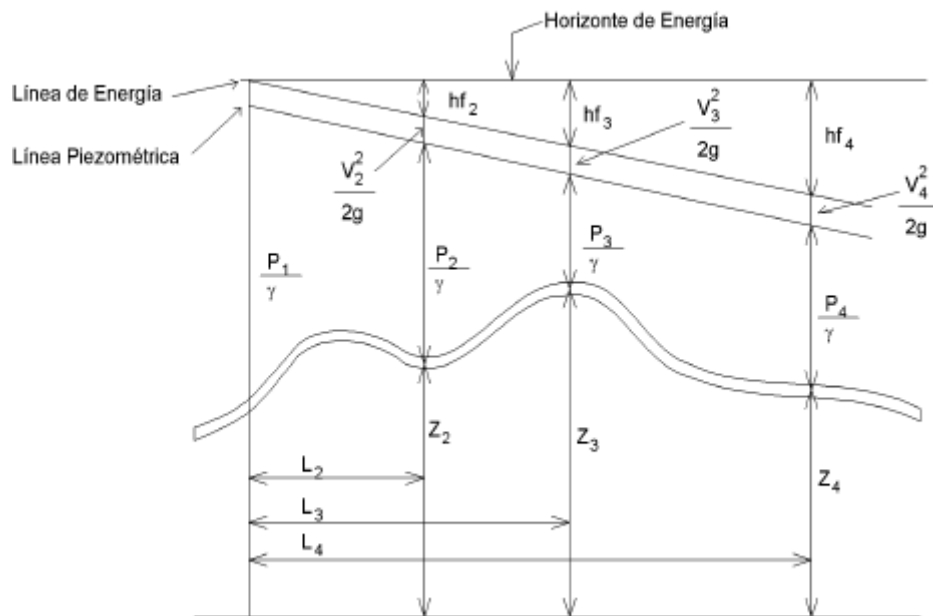


Figura 4.1. Gradiente hidráulico y de energía

En otras palabras la energía queda definida como:

$$E = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

E = Energía disponible (m)

Z = Carga de posición (m)

P/γ = Carga de presión (m)

$V^2/2g$ = Carga de velocidad (m)

P = Presión en el tubo (kg/m^2)

γ = Peso específico del agua (kg/m^3)

V = Velocidad del flujo (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

Aplicando el teorema de Bernoulli entre dos secciones se tiene:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + ht_{1-2} \quad \text{Ec. 4.2}$$

Siendo:

ht_{1-2} = Pérdidas de carga entre la sección (1) y la sección (2) (m)

Las pérdidas de energía se deben a la fricción en la tubería y los accesorios o piezas especiales, tales como: reducciones, tes, codos, válvulas, etc.

En general:

$$ht_{1-2} = hf_{1-2} + hx_{1-2} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Donde:

hf = Pérdidas por fricción (m)

hx = Pérdidas locales debidas a accesorios (m)

A la línea que une todos los puntos cuyo valor es igual a la energía disponible E , se le llama *Línea de energía (LE)* o *Línea de gradiente de energía*.

A la línea que une todos los puntos cuyo valor está separado de la línea de energía por un valor igual a " $V^2/2g$ ", se le llama *Línea piezométrica (LP)* o *Línea de gradiente hidráulico*.

La *Carga disponible (CD)* es la altura de la línea piezométrica, referida al terreno natural (TN), esto es: $CD = LP - TN$.

Criterios para la selección de diámetro.

El cálculo de los diámetros preliminares depende de la velocidad de conducción dentro del tubo, para tal efecto se utiliza la ecuación de continuidad:

$$Q = VA \text{ y siendo } A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \therefore \quad Q = \frac{V\pi}{4} D^2 \text{ por lo que } D = \sqrt{\frac{4}{\pi V}} \sqrt{Q} \quad \text{Ec.4.4}$$

Donde:

Q = Gasto (m^3/s)

V = Velocidad del flujo (m/s)

A = Área de la sección transversal del tubo (m²)

D = Diámetro interno de la tubería (m)

A la anterior ecuación se le aplica el factor de transformación de unidades de m³/s a litros por segundo (l/s) y de metros a milímetros, para Q y D respectivamente; además haciendo constante el primer término la ecuación queda de la siguiente forma:

$$D = K\sqrt{Q} \quad \text{siendo } K = \sqrt{\frac{4}{\pi V}} \times 1000 \quad \text{Ec.4.5}$$

Donde:

Q en (l/s) y D en (mm)

El Cuadro 4.3 muestra la constante K para diferentes velocidades de diseño.

Cuadro 4.2 Constantes K para la relación anterior

Velocidad (m/s)	Constante K
0.6	46.0659
1.0	35.6825
1.2	32.5735
1.5	29.1346
1.7	27.3672
2.0	25.2313
2.5	22.5676

Procedimientos y fórmulas para cálculos de pérdidas de carga en tuberías.

Para los cálculos hidráulicos de tuberías existe gran diversidad de fórmulas, en este capítulo se aplicarán las fórmulas de Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y Manning.

Fórmula de Darcy - Weisbach

Una de las fórmulas más exactas para cálculos hidráulicos es la de Darcy-Weisbach ya que para calcular el coeficiente de fricción "*f*" (ó *l*) toma en cuenta aspectos tales como temperatura del fluido, la rugosidad de la pared del conducto, el diámetro y la velocidad.

El resumen de las fórmulas originales de tuberías a presión, después de su respectiva factorización es la siguiente formula:

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

Ec.4.6

Donde:

hf = Pérdidas de carga por fricción (m)

f = Coeficiente de fricción (adim)

L = Longitud del tubo (m)

v = Velocidad media del flujo (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

D = Diámetro interno del tubo (m)}

Usando la ecuación de continuidad y de área hidráulica ($Q=VA$, $A = \pi D^2 / 4$) la relación anterior se deja en función del gasto, ya que:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Entonces la velocidad y el valor del cociente $v^2 / 2g$ serían:

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad \text{y} \quad \frac{V^2}{2g} = \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g}$$

Resolviendo esta última igualdad y considerando $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, la fórmula de pérdidas de carga queda de la siguiente forma:

$$hf = 8.263 \times 10^7 f L \frac{Q^2}{D^5}$$

Ec.4.7

Usando: hf en metros,

Q en litros por segundo,

L en metros y

D en milímetros.

Para el cálculo de f existen diferentes fórmulas por citar algunas se dan las siguientes:

Fórmula “ f ” de Poiseville;

Para régimen laminar desarrollo la siguiente relación:

$$f = \frac{64}{Re} \quad \text{Ec. 4.8}$$

Donde:

Re = Número de Reynolds (adim), y queda definido como:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Ec.4.9}$$

Siendo:

ν = Viscosidad cinemática (m^2/s)

En la Figura 4.2. se muestra la variación de viscosidad cinemática del agua por la temperatura.

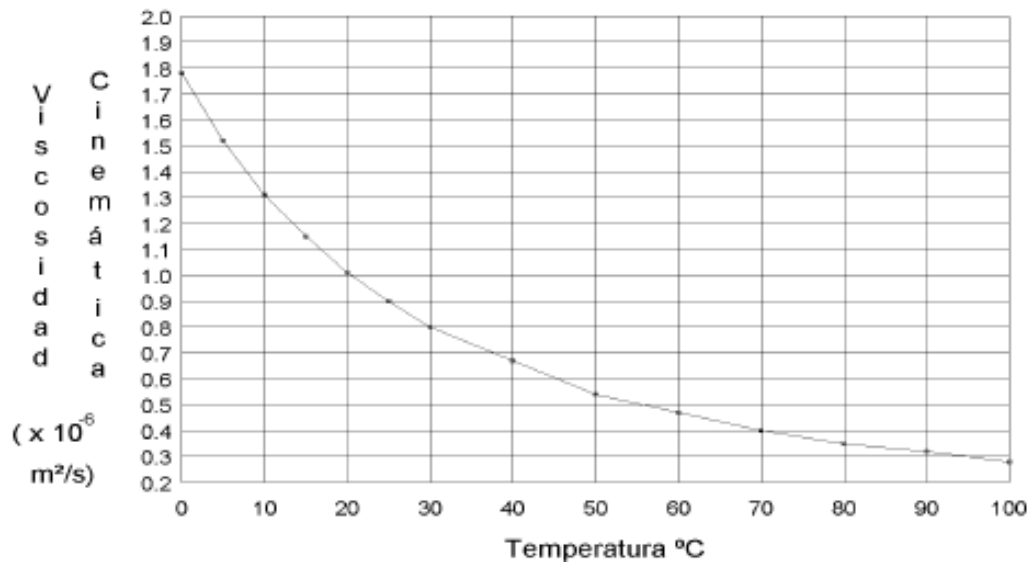


Figura 4.2. Viscosidad cinemática (ν) del agua a presión atmosférica del nivel del mar.

Esta fórmula es válida para tubos lisos o rugosos y para $Re \leq 2,300$ en régimen laminar.

Dejando el Número de Reynolds en términos de gasto en l/s y el diámetro en milímetros, además de considerar una temperatura promedio del agua de 20 °C ($\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) se tiene:

$$Re = 1.2606 \times 10^6 \frac{Q}{D}$$

Ec. 4.10

Donde:

Q en litros por segundo (l/s) y
D en milímetros (mm).

El Cuadro 4.4 muestra algunas constantes para la fórmula de Reynolds con otras temperaturas de flujo.

Cuadro 4.4 Valores de la constante para la fórmula de cálculo del Número de Reynolds a diferentes temperaturas

Temperatura (° C)	Viscosidad cinemática (m ² /s)	Constante para la fórmula de Re (adim)
5	1.52 x 10 ⁻⁶	$\frac{0.8377}{106} \times$
10	1.31 x 10 ⁻⁶	$\frac{0.9719}{106} \times$
15	1.15 x 10 ⁻⁶	$\frac{1.1072}{106} \times$
20	1.01 x 10 ⁻⁶	$\frac{1.2606}{106} \times$
25	0.90 x 10 ⁻⁶	$\frac{1.4147}{106} \times$
30	0.80 x 10 ⁻⁶	$\frac{1.5915}{106} \times$

Fórmula de “f” de Colebrook – White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ec.4.11}$$

Donde:

ε = Rugosidad absoluta del material (mm)

Re = Número de Reynolds (adim)

f = Coeficiente de fricción (adim)

D = Diámetro interno del tubo (mm)

Formula que es iterativa y es válida para tubos lisos y rugosos en la zona de transición y turbulenta y para $Re > 4,000$.

Fórmula de “f” de Swamee – Jain

Para valores de Re mayores a 4,000 es recomendable usar la siguiente expresión:

$$f = \frac{0.25}{\log \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right)^2} \quad \text{Ec. 4.12}$$

Todos los términos definidos anteriormente, y los valores de rugosidad absoluta (ε) se muestran en el Cuadro 4.5.

Cuadro 4.5 Valores de rugosidad absoluta (ε) para diferentes materiales

Material	Rugosidad absoluta (mm)
PVC y PAD	0.0015
PE	0.0015
Cobre y latón	0.0015
Fibrocemento (A-C)	0.025
Acero rolado nuevo	0.05
Hierro fundido nuevo	0.25
Hiero galvanizado	0.15
Concreto presforzado freyssinet	0.025

Para el cálculo de “ f ” se utiliza el diagrama de Moody, en este trabajo dicho diagrama fue elaborado usando la “ f ” de Swamee - Jain para la zona de transición y turbulenta (Figura 4.3.).

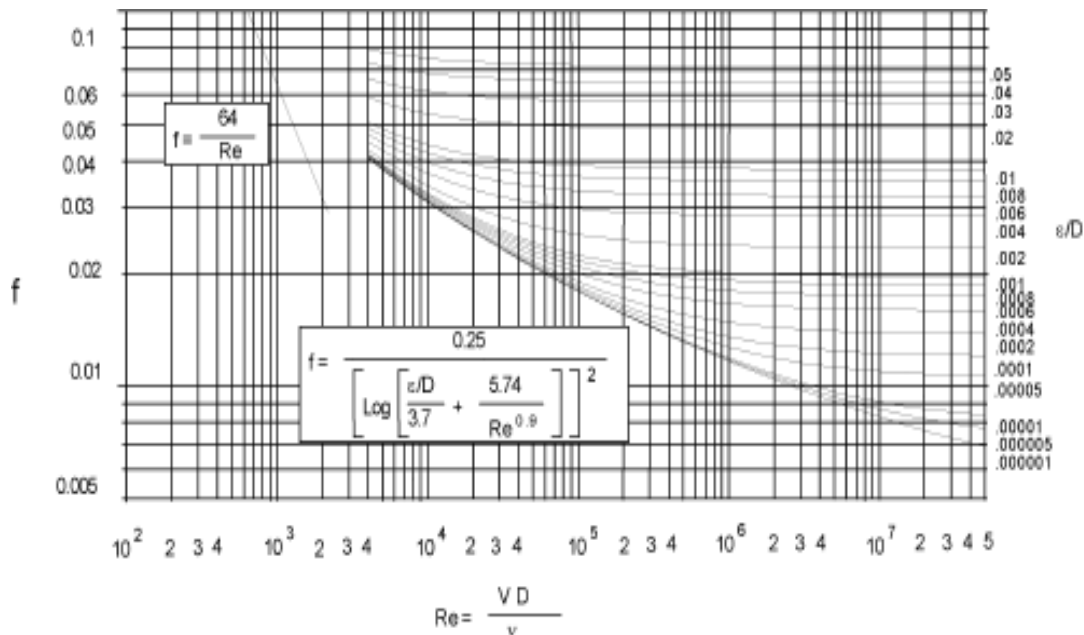


Figura 4.3. Diagrama de Moody usando la “ f ” de Swamee-Jain

Fórmula de Hazen - Williams.

Otra fórmula para calcular las pérdidas de carga muy utilizada actualmente por su sencillez es la fórmula de Hazen-Williams. En esta fórmula se usa un coeficiente “ C ” de fricción dado para cada material. La fórmula en unidades métricas es la siguiente;

$$V = 0.355 C D^{0.63} S^{0.54} \quad \text{Ec 4.13}$$

Donde:

V = Velocidad media (m/s)

C = Coeficiente de fricción (adim)

D = Diámetro interno del tubo (m)

S = Pendiente (m/m)

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{y} \quad A = \frac{\pi D^2}{4} S = S_b = \frac{hf}{L} \quad \text{Ec.4.14}$$

Transformando unidades y despejando para hf tenemos:

$$hf = \frac{1.21 \times 10^{10}}{D^{4.87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} L \quad \text{Ec.4.15}$$

Donde:

hf = Pérdidas de carga por fricción (m)

D = Diámetro interno del tubo (mm)

Q = Gasto o caudal (l/s)

C = Coeficiente de fricción (adim)

L = Longitud del conducto (m)

Los coeficientes C para diferentes materiales están dados en el Cuadro 4.6

Cuadro 4.6 Valores del Coeficiente “C” para usarse en la fórmula de Hazen - Williams

Material	C (adim)
PVC y PAD	150
PE	150
Cobre y latón	130
Fibrocemento (A-C)	135
Acero galvanizado	125
Hierro fundido nuevo	130
Concreto acabado común	120

Fórmula de Manning

Por lo general la fórmula de Manning se ha usado para canales, trabajando como tuberías de conducción de agua la fórmula se usa considerando el conducto totalmente lleno. Se ha usado profusamente en el cálculo de acueductos. La fórmula es como sigue:

$$Rh = \frac{A}{Pm} \quad V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ec. 4.16}$$

En donde:

V = Velocidad del flujo (m/s)

A = Área del tubo (m²)

n = Coeficiente de rugosidad (adim)

Pm = Perímetro mojado (m)

S = Pendiente del tubo (m/m)

Rh = Radio hidráulico (m)

Ya que $Q = V A$; tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ec. 4.17}$$

Donde:

Q = Gasto en (m³ /s)

n = Coeficiente de rugosidad (adim)

Para tuberías el perímetro mojado (Pm) y el radio hidráulico (Rh) quedan definidos de la siguiente manera:

$$Pm = \pi D \quad Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{(\pi D^2 / 4)}{\pi D} = \frac{D}{4} \quad \text{Ec. 4.18}$$

Donde:

$\pi = 3.1415927$

D = Diámetro interno de la tubería (m)

Así la fórmula de Manning para tubo completamente lleno es la siguiente:

$$Q = \frac{A}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{3/2} S^{1/2} \quad \text{Ec. 4.19}$$

$$S = S_f = \frac{hf}{L} \quad \text{y} \quad A = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{Ec. 4.20}$$

Transformando unidades y despejando hf tenemos:

$$hf = \frac{10.294 \times 10^{10}}{D^{5.333}} (Qn)^2 L \quad \text{Ec. 4.21}$$

Donde:

hf = Pérdidas de carga por fricción (m)

D = Diámetro interno del tubo (mm)

Q = Gasto o caudal (l/s)

n = Coeficiente de fricción (adim)

L = Longitud del conducto (m)

Los coeficientes n para diferentes materiales están dados en el siguiente cuadro;

Cuadro 4.7 Valores del Coeficiente “n” para usarse en la fórmula de Manning.

Material	n (adim)
PVC Y PAD	0.009
PE	0.009
Asbesto Cemento (A-C)	0.010
Fierro galvanizado	0.012
Fierro Fundido nuevo	0.013
Concreto acabado común	0.013

Cálculo de Pérdidas Locales

En general las pérdidas locales se evalúan como sigue:

$$h_x = K_x \frac{V^2}{2g}$$

Ec. 4.22

Donde:

h_x = Pérdidas de carga locales debido al accesorio “x” (m)

K_x = Coeficiente según el tipo de accesorio (adim)

$V^2 / 2g$ = Carga de velocidad (m/s)

Los valores aproximados de K_x para los diferentes tipos de accesorios se muestran en el Cuadro 4.8

**Cuadro 4.8 a Valores aproximados de K_x
(pérdidas locales)**

Pieza	K_x	Pieza	K_x
Ampliación Gradual	0.30*	Entrada de borda	1.00
Boquillas	2.75	Entrada abocinada	0.04
Compuerta, abierta	1.00	Medidor Venturi	2.50**
Controlador de caudal	2.50	Reducción gradual	0.15*
Codo de 90°	0.90	Válvula de compuerta, abierta	0.20
Codo de 45°	0.40	Válvula de ángulo, abierta	5.00
Codo de 22° 30'	0.20	Válvula tipo globo, abierta	10.00
Rejilla	0.75	Salida tubo	1.00
Curva de 90°	0.40	Te, pasaje directo	0.60
Curva de 45°	0.20	Te, salida de lado	1.30
Curva de 22° 30'	0.10	Te, salida bilateral	1.80
Entrada redondeada (r = D/2)	0.23	Válvula de pie	1.75
Entrada normal en tubo	0.50	Válvula de retención (check)	2.50

Método de las longitudes equivalentes

Este método consiste en sumar a la extensión real de tubo, una longitud equivalente a las pérdidas de carga que se ocasionan en las piezas especiales existentes en la tubería. A cada pieza especial corresponde una longitud ficticia y adicional (1). El cuadro 4.8 b muestra la longitud equivalente para diferentes piezas.

**Cuadro 4.8 b Longitudes equivalentes a pérdidas locales
(Expresadas en metros de tubería rectilínea)* (1)**

Diámetro		Codo 90° radio largo	Codo 90° radio medio	Codo 90° radio corto	Codo 45°
<i>mm</i>	<i>pulg</i>				
13	1/2	0.3	0.4	0.5	0.2
19	3/4	0.4	0.6	0.7	0.3
25	1	0.5	0.7	0.8	0.4
32	1 1/4	0.7	0.9	1.1	0.5
38	1 1/2	0.9	1.1	1.3	0.6
50	2	1.1	1.4	1.7	0.8
63	2 1/2	1.3	1.7	2.0	0.9
75	3	1.6	2.1	2.5	1.2
100	4	2.1	2.8	3.4	1.5
125	5	2.7	3.7	4.2	1.9
150	6	3.4	4.3	4.9	2.3
200	8	4.3	5.5	6.4	3.0
250	10	5.5	6.7	7.9	3.8
300	12	6.1	7.9	9.5	4.6
350	14	7.3	9.5	10.5	5.3

**Cuadro 4.8 c Longitudes equivalentes a pérdidas locales
(Expresadas en metros de tubería rectilínea)* (1)**

Diámetro		Válvula de compuerta abierta	Válvula tipo globo abierta	Válvula de ángulo abierta	Te paso directo	Te salida lateral
mm	pulg					
13	1/2	0.1	4.9	2.6	0.3	1.0
19	3/4	0.1	6.7	3.6	0.4	1.4
25	1	0.2	8.2	4.6	0.5	1.7
32	1 1/4	0.2	11.3	5.6	0.7	2.3
38	1 1/2	0.3	13.4	6.7	0.9	2.8
50	2	0.4	17.4	8.5	1.1	3.5
63	2 1/2	0.4	21.0	10.0	1.3	4.3
75	3	0.5	26.0	13.0	1.6	5.2
100	4	0.7	34.0	17.0	2.1	6.7
125	5	0.9	43.0	21.0	2.7	8.4
150	6	1.1	51.0	26.0	3.4	10.0
200	8	1.4	67.0	34.0	4.3	13.0
250	10	1.7	85.0	43.0	5.5	16.0
300	12	2.1	102.0	51.0	6.1	19.0
350	14	2.4	120.0	60.0	7.3	22.0

**Cuadro 4.8 d Longitudes equivalentes a pérdidas locales
(Expresadas en metros de tubería rectilínea)* (1)**

Diámetro		Te salida bilateral	Válvula de pie	Salida de tubería	Válvula de retención tipo liviana	Válvula de retención tipo pesado
pulg	mm					
13	1/2	1.0	3.6	0.4	1.1	1.6
19	3/4	1.4	5.6	0.5	1.6	2.4
25	1	1.7	7.3	0.7	2.1	3.2
32	1 1/4	2.3	10.0	0.9	2.7	4.0
38	1 1/2	2.8	11.6	1.0	3.2	4.8
50	2	3.5	14.0	1.5	4.2	6.4
63	2 1/2	4.3	17.0	1.9	5.2	8.1
75	3	5.2	20.0	2.2	6.3	9.7
100	4	6.7	23.0	3.2	6.4	12.9
125	5	8.4	30.0	4.0	10.4	16.1
150	6	10.0	39.0	5.0	12.5	19.3
200	8	13.0	52.0	6.0	16.0	25.0
250	10	16.0	65.0	7.5	20.0	32.0
300	12	19.0	78.0	9.0	24.0	38.0
350	14	22.0	90.0	11.0	28.0	45.0

* Los valores indicadores para válvulas tipo globo se aplican también a llaves de regaderas y válvulas o llaves de descarga

Golpe de Ariete

El golpe de ariete es un fenómeno hidráulico que se presenta en las tuberías cuando se tiene un cierre brusco de válvulas, un paro de equipos de bombeo o cualquier cambio de velocidad en el flujo.

Se presenta en todas las líneas de conducción de agua cuando se tiene un paro brusco del fluido contenido en la tubería. La energía cinética que contiene el fluido debido a la velocidad de conducción, se transforma en energía potencial, que a su vez, dará origen a un incremento de la carga piezométrica original, llevándose a cabo un trabajo elástico de deformación en las paredes del conducto y el agua.

En el diseño de líneas de conducción de agua es muy importante considerar el golpe de ariete con el fin de evitar reventamientos en la tubería que podrían provocar daños personales, daños a las instalaciones hidráulicas y por ende, pérdidas económicas.

Explicación del fenómeno

Para explicar el golpe de ariete nos referiremos a la figura 4.4

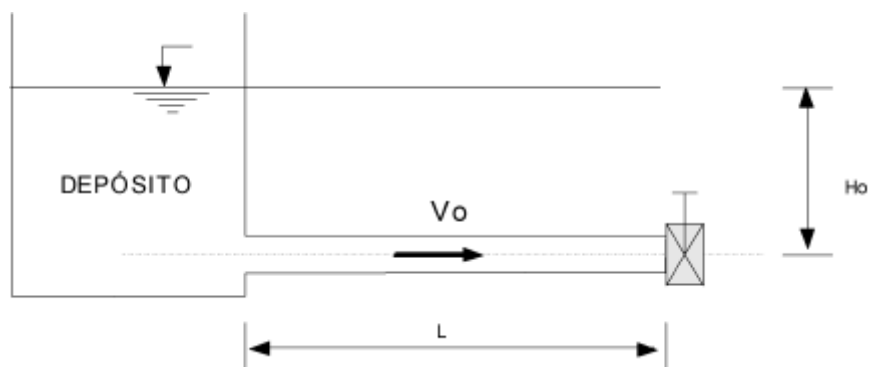


Figura 4.4.a. Línea de conducción

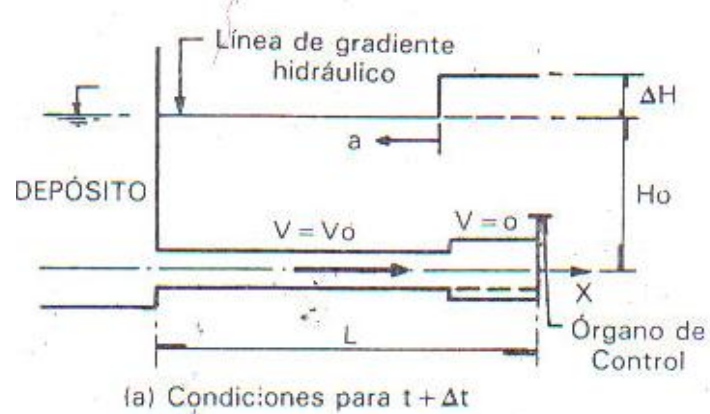


Figura 4.4.a Línea de conducción

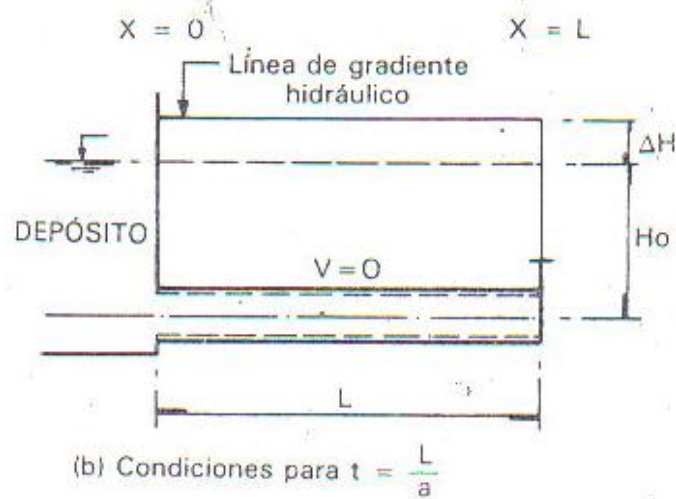


Figura 4.4.b Línea de conducción

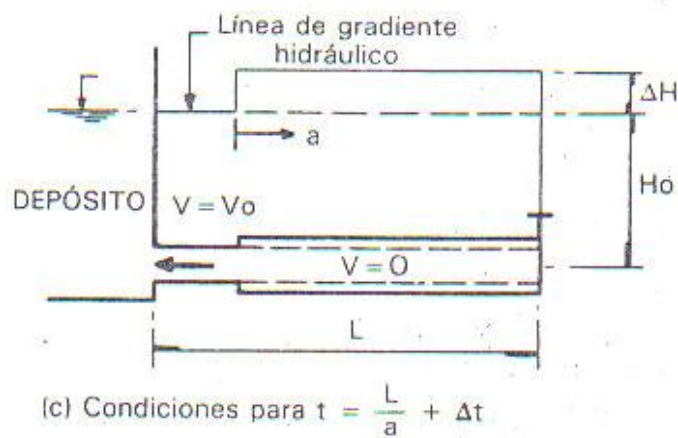


Figura 4.4.c Línea de conducción

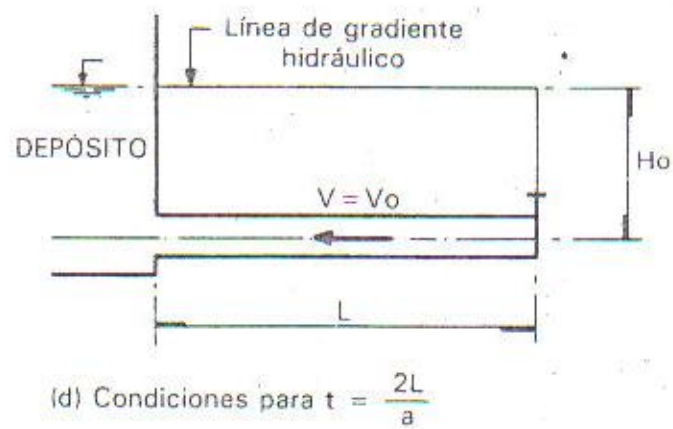


Figura 4.4.d Línea de conducción

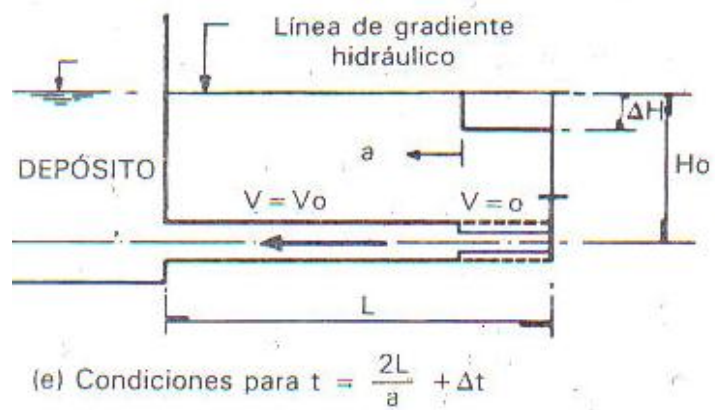


Figura 4.4.e Línea de conducción

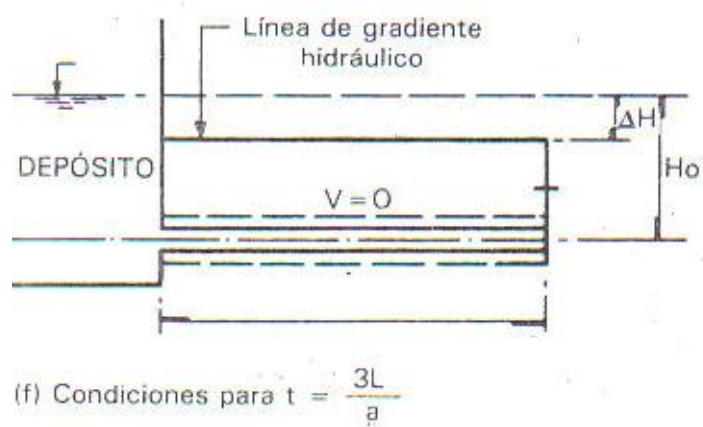
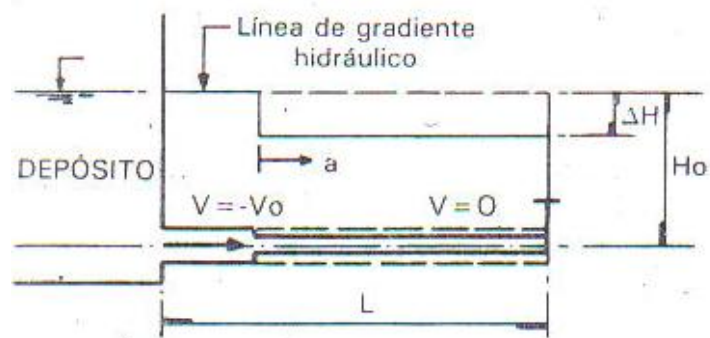
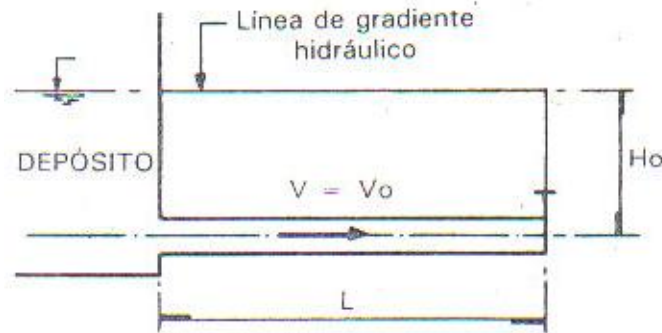


Figura 4.4.f Línea de conducción



(g) Condiciones para $t = \frac{3L}{a} + \Delta t$

Figura 4.4.g Línea de conducción



(h) Condiciones para $t = \frac{4L}{a}$

Figura 4.4.h Línea de conducción

Supongamos un depósito conteniendo una gran cantidad de agua, en el instante del cierre del dispositivo de control (válvula) aguas abajo del depósito con una longitud “L” (figura 4.4 a), se genera una onda de presión positiva que viaja aguas arriba con una velocidad o celeridad “a”, además se provoca una deformación del conducto debido a la compresión del líquido. Una vez que la onda llega al depósito en un tiempo $t = L / a$ (figura 4.4 b), el depósito funciona como pantalla por lo que la onda regresa hacia el dispositivo de control aguas abajo como onda de presión negativa por lo que el conducto se contrae a su forma original (figura 4.4 c) en un tiempo $t = 2 L / a$ (figura 4.4 d). Esta fase se conoce como fase negativa del golpe de ariete.

Como se puede observar en las figuras, al detenerse el líquido en el dispositivo de control la velocidad en esta zona se hace $V = 0$, teniéndose al principio del conducto la velocidad original $V = V_o$ (figura 4.4 a,b), la cual se iguala a cero al llegar la onda de presión al tanque.

Al regresar la onda aguas abajo se provoca un movimiento del fluido hacia el depósito con una velocidad $V = V_o$, hasta que la onda de presión llega al dispositivo de control (figura 4.4 c,d).

Este flujo hacia el depósito origina una caída de carga y una contracción de las paredes del conducto a dimensiones inferiores a las originales (figura 4.4 e), la onda viaja nuevamente aguas arriba llegando al depósito en un tiempo $t = 3 L / a$ (figura 4.4 f), el depósito funciona nuevamente como pantalla reflejando la onda como onda de presión positiva hacia el órgano de control (figura 4.4 g) hasta llegar al final en un tiempo $t = 4 L / a$ (figura 4.4 h) recuperando el conducto su forma original. Esta segunda fase se conoce como fase inversa del golpe de ariete.

Obra de regularización

Tanque de regularización

El tanque de regularización (de almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento que recibe el gasto de la fuente de abastecimiento, permite la acumulación cuando la demanda de la población es menor que el gasto de entrada y utiliza dicho volumen de agua acumulada para satisfacer la demanda cuando ésta es mayor. Este ciclo normalmente es de 24 horas.

El tanque de regularización tiene por objeto cambiar un régimen de aportaciones constante proveniente de la conducción por uno de consumos variables como lo es en la red de distribución. Se debe buscar que el tanque proporcione un servicio eficiente cumpliendo con normas de higiene y seguridad.

Clasificación de los tanques de regularización

La selección del tipo de tanque depende de muchas cosas, entre ellas, las características topográficas, el espacio o terreno disponible, la forma en que va a operar el tanque y los materiales disponibles en la zona para su construcción.

La clasificación común de los tanques de regularización se da con respecto a su posición en el terreno, y pueden ser: enterrados, superficiales y elevados.

Tanques enterrados: se construyen bajo el nivel del suelo, estos tanques son convenientes cuando el terreno proporciona condiciones adecuadas para la excavación y la cota del tanque permite el correcto funcionamiento del sistema de distribución.

Entre las ventajas que estos tanques presentan está la protección del agua a los cambios de temperatura, pero también presentan algunas desventajas como la dificultad para detectar filtraciones en el tanque o las tuberías debido a que en su mayor parte están enterradas.

Tanques superficiales: estos tanques se encuentran sobre la superficie del terreno, se construyen así por estar normalmente en un suelo resistente o por ser necesario el conservar la altura, normalmente se construyen en una elevación natural buscando que el tanque esté a por lo menos 15 metros de altura sobre el

punto más alto por abastecer y a no más de 50 metros del punto más bajo por abastecer.

Tanques elevados: están contruidos por encima del nivel del suelo y se sustentan sobre una estructura, normalmente metálica, este tipo de tanques es favorable cuando no se cuenta con elevaciones naturales que permitan otras opciones. El tanque elevado esta formado por el tanque, la estructura y la tubería de alimentación y descarga.

Los tanques tienen alturas comunes de 10, 15 y 20 m de altura y se sitúan en el centro de uso, esto buscando equilibrar presiones y disminuir perdidas por fricción. En grandes áreas es necesario colocar varios dispositivos de este tipo.

Ubicación del tanque de regularización

La ubicación más conveniente para el tanque de regularización se encuentra después de evaluar las características de la zona y las necesidades del proyecto, pero entre los factores más importantes a considerar encontramos:

- Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, esto facilita la distribución y proporciona una economía mayor. Es necesario que el tanque tenga la cota suficiente para poder abastecer de forma continua y con presión necesaria todos los puntos de distribución.
- Es conveniente construir los tanques con varias celdas independientes, esto facilita las labores de mantenimiento y disminuye la posibilidad de falla estructural del tanque.
- En caso de que la capacidad del tanque sea mayor a los 3000 m³ se deberán observar los requisitos de seguridad indicados en la Norma Oficial Mexicana NOM-007-CNA-1997 (se incluye una impresión de la norma en los anexos de este documento).
- Se debe buscar que la ubicación del tanque haga que la red de distribución sea lo más económica posible.
- Se debe buscar, en función de la presión, un límite mínimo y un límite máximo. El límite mínimo debe encontrarse por encima de los 10 m.c.a. (metros de columna de agua) y el máximo no debe sobre pasar los 50 m.c.a. (en caso de sobre pasar este límite se obliga a colocar válvulas reductoras de presión).
- La capacidad del tanque de regularización quedará definido por el consumo de la localidad, y si el gasto que se capta lo permite es importante pensar en un volumen de reserva para emergencias o demandas extraordinarias.

Características del tanque de regularización existente

El actual tanque de abastecimiento se encuentra en la parte más alta de la comunidad, estaba diseñado para almacenar un volumen de 250 m^3 de agua, pero debido al pequeño gasto suministrado trabajaba a menos de la mitad de su capacidad.



Figura 4.5 tanque de almacenamiento existente.

El tanque se localiza en una planicie de aproximadamente 600 m^2 , el terreno fue donado por la comunidad para esta única finalidad, presenta un acceso poco frecuentado y también invadido por maleza.

Se encuentra descuidado en su exterior, se ha permitido que la maleza crezca a su alrededor y está mal protegido. Funcionalmente cumple con su cometido pero las válvulas y conexiones están muy deterioradas.



Ubicación del actual tanque de regularización que abastece a la comunidad de San Juan Yautepec.

Figura 4.6 ubicación actual del tanque de regularización en uso.

Las medidas actuales del tanque son 10m x 10m y una altura de 2.5 metros. En la parte superior tiene dos estructuras de PVC que proporcionan la ventilación, tienen forma de T con las terminaciones mal protegidas. El acceso al interior del tanque es a través de un registro de 60cm X 60cm y en la parte interior del tanque pegada a una de las paredes se encuentra una escalera marina.

Se inició la construcción de una barda para proteger al tanque, pero como muestra la Figura 4.5, nunca se finalizó y sólo cumple con la función de facilitar la subida al tanque de regularización, situación que es aprovechada por los habitantes para distintos fines.



Figura 4.7 Tubería de conducción (Marquesa- San Juan Yautepec) en tanque de almacenamiento actual.

En esta imagen se observan las conducciones que inician en la obra de captación localizada en la Marquesa, se aprecia que la tubería está en mal estado y las uniones no son las adecuadas.

Considerando el gasto demandado por la comunidad que para fines de diseño es de mas de 18 l/s, y el gasto que se obtiene de las nuevas fuentes de captación más lo ya abastecido por la zona de la Marquesa que asciende a un poco mas de 48 l/s, el volumen del tanque actual resulta insuficiente, por lo que a continuación se describe la solución propuesta.

Propuesta de solución para la regularización del gasto demandado

La ubicación propuesta para el tanque de regularización es la misma planicie en que se encuentra el actual tanque, los motivos de esta decisión son principalmente:

- Se encuentra en la parte más alta de la localidad lo que facilitará el abastecimiento por gravedad.
- El terreno es lo suficientemente amplio para la construcción de la estructura proyectada y no requiere de ningún tipo de permiso o concesión.
- Permite captar de manera sencilla el gasto proveniente de la zona de La Marquesa sin que esto represente un alto costo en tubería y conexiones.
- Permite utilizar la línea de abastecimiento ya existente.



Figura 4.8. Foto aérea de la zona más elevada de la comunidad San Juan Yautepéc.

Se optó por un **tanque superficial** por las siguientes razones:

- El punto escogido está en la parte más alta de la comunidad. No es necesaria la construcción de un tanque elevado buscando aumentar la carga de presión.
- El lugar donde se colocará el tanque es una planicie ubicada en una cota por encima del punto más alto y a varios metros del punto más bajo de abastecimiento. Esto garantiza que la distribución se realizará por gravedad de manera eficiente.
- El suelo en la zona es resistente, generalmente conformado por roca fracturada, lo cual haría muy complicada y costosa la excavación para un tanque enterrado.
- La ubicación del tanque permite que la distribución sea lo más económica y eficiente posible.

- En este punto es posible captar el gasto proveniente de El Zarco en la zona de La Marquesa así como de la nueva fuente de abastecimiento propuesta para cumplir con la demanda de la población de proyecto.
- Cumple con la finalidad de economía y no presenta dificultades técnicas en su construcción.

El nuevo tanque de regularización propuesto será de concreto reforzado, dividido internamente por cuatro secciones o celdas que le darán solidez y evitarán que se presente el fallo de la estructura.

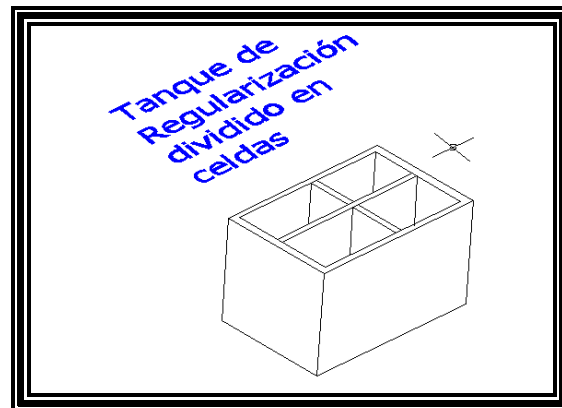


Figura 4.9 Diseño de Nuevo Tanque de Regularización

Se propone no remplazar al tanque existente sino mantenerlo como reserva para casos de emergencia, y en su caso utilizarlo como tanque secundario si las demandas futuras exceden la capacidad del nuevo tanque.

Cada selda se encontrará comunicada con las demás a través de esclusas que permitirán aislar una o varias secciones para su mantenimiento, cada una de las seldas presentará estructuras que permitan su ventilación y un acceso con tapa (registro) para su mantenimiento.

Las tuberías de llegada, provenientes de El Zarco en la zona de La Marquesa y la de la fuente de captación propuesta en este proyecto estarán en la parte superior del tanque. La tubería de salida estará en la parte baja del tanque en la dirección de la actual tubería de distribución.

El suelo de la zona es de manera general roca fracturada, por lo que se realizará una excavación para realizar la cimentación del tanque, la excavación no será mayor a los 40 cm de profundidad, esto permitirá albergar una plantilla de concreto pobre y la losa de fondo.



Suelo de roca fracturada

Figura 4.10 Estructura de fondo de tanque.

La plantilla se realizará con concreto de resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ y se reforzará con malla electro soldada 10/10 6/6, su grosor será de 10 cm y su función la de dar un soporte uniforme al tanque de regularización.

Se realizará el armado del acero de refuerzo según las características mencionadas en la sección de diseño, una vez obtenida la estructura o jaula metálica se procederá a fabricar la cimbra con madera de pino de tercera.

Se montarán todos los accesorios hidráulicos necesarios para la salida del tanque, mismos que se detallan en la sección de diseño. Se colará la losa de manera monolítica junto con las paredes del tanque de regularización hasta el nivel indicado en el diseño.

Se dejarán sin colar 30 cm de muros y las varillas quedarán expuestas para poder realizar dobleces y hacer el armado de la losa de techo garantizando la continuidad del acero, se realizará la cimbra interna para la losa de techo, se montarán la tubería y accesorios hidráulicos necesarios y se procederá al colado.

En la unión o junta fría de los muros se colocará una banda ojillada de pvc para evitar la posibilidad de filtraciones. Se dejarán los espacios para colocar posteriormente los registros.

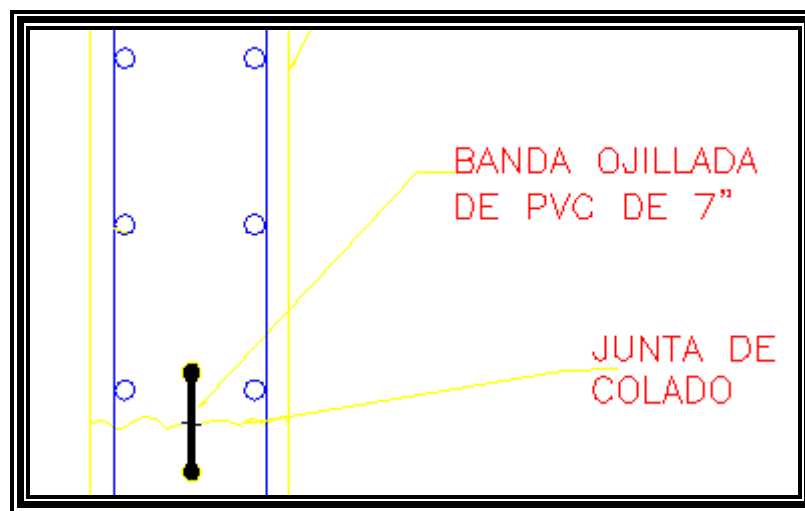


Figura 4.11 Detalle de unión en junta fría

Se procederá a pulir el piso y paredes internas del tanque de regularización y a darle un recubrimiento impermeabilizante.

Una vez terminadas las labores de construcción del tanque, se procederá a realizar las conexiones de entrada, salida y a realizar las pruebas necesarias que garanticen el correcto funcionamiento.

4.4 Red de distribución

La red de distribución, es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua potable desde los tanques de regularización (y almacenamiento), o desde el punto de conexión con alguna red ya existente, hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios. La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada.

Los límites de calidad del agua, para que pueda ser considerada como potable se establecen en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1 vigente, que ya hemos visto en el Capítulo II.

De acuerdo a su función, la red de distribución puede dividirse en: red primaria y red secundaria. A la tubería que conduce el agua desde el tanque de regularización, hasta el punto donde se inicia la distribución se le denomina línea de alimentación y se le considera como parte de la red primaria, sujetándose a los mismos criterios de diseño que la red de distribución en general.

La división de la red de distribución en red primaria o secundaria dependerá del tamaño de la red y de los diámetros de las tuberías. De esta forma, la red primaria se constituye de los tubos de mayor diámetro y la red secundaria por las tuberías de menor diámetro, las cuales abarcan la mayoría de las calles de la localidad.

Así, una red primaria puede ser una sola tubería de alimentación o cierto conjunto de tuberías de mayor diámetro que abarcan a toda la localidad.

Tipos de proyectos de redes de distribución.

La mayor parte de las obras que se hacen en las redes de distribución en las ciudades son para mejorar o para ampliar las redes que ya existen, solamente una pequeña proporción son para dar servicio a zonas nuevas o aisladas. Por tanto, se requieren dos tipos de proyectos denominados de rehabilitación y nuevos.

Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando se debe modificar una parte de la red para mejorar su funcionamiento hidráulico, o bien, cuando cambios en el uso del suelo o ampliaciones a la zona de servicio obligan a incrementar la capacidad de la red de distribución.

Los proyectos nuevos se requieren cuando se debe dar servicio por primera vez a una zona, o cuando es necesario hacer una ampliación a una red existente que por su magnitud en proyecto ya no puede catalogarse como una rehabilitación.

Componentes de una red de distribución de agua potable

Los componentes de una red de distribución son principalmente;

- *Tuberías*
- *Piezas especiales.*
- *Hidrantes*
- *Tanques; almacenamiento y regularización*
- *Tomas domiciliarias*
- *Bombas.*
- *Pozos.*
- *Cajas rompedoras de presión.*

Tuberías

Una tubería se compone de dos o más tubos ensamblados mediante un sistema de unión que permite la conducción de un fluido. En la selección del material de la tubería intervienen características tales como:

- resistencia mecánica,
- durabilidad,
- resistencia a la corrosión,
- capacidad de conducción,
- economía,
- facilidad de conexión y reparación, y
- especialmente la conservación de la calidad del agua.

La resistencia mecánica de la tubería le permite soportar cargas externas, como cargas estáticas (relleno de la zanja) y cargas dinámicas (tráfico). Además, le permite soportar cargas internas (presión hidrostática), tanto de operación como transitorios hidráulicos (golpe de ariete), aunque en redes de distribución los transitorios son relativamente pequeños. Influye también en la resistencia a daños durante su instalación.

La resistencia de la tubería debe ser mayor que la máxima carga estática que se puede presentar. La carga estática máxima en un punto de la red se calcula restando la cota de la tubería a la cota de la carga estática en dicho punto. En los

tramos que se encuentran con desniveles suaves, la carga estática máxima es el mayor valor de los calculados para sus dos extremos.

La durabilidad es el grado al cual la tubería provee servicio satisfactorio y económico bajo las condiciones de uso. Implica larga vida útil y hermeticidad, tanto en la tubería como en su sistema de unión.

La resistencia a la corrosión está muy ligada a la durabilidad, pues es la capacidad de resistir suelos y aguas agresivos, los cuales provocan reacciones químicas adversas entre la pared del tubo y su entorno tanto interno como externo - reduciendo la capacidad de conducción de la tubería, así como la vida útil de la misma.

La capacidad de conducción depende de la lisura interior de la tubería. En hidráulica, la facilidad con que el agua circula a través de la tubería se determina por medio de un factor o coeficiente de rugosidad. De esta forma, es posible calcular las pérdidas por fricción. El valor del factor de rugosidad depende del material de la tubería, su edad, y las condiciones en que se encuentre. En algunos tipos de tubería se puede conservar en buen estado sus paredes interiores recubriéndolas con cemento, asfalto, o algún otro revestimiento.

En la economía de la tubería intervienen varios factores. En primer término se encuentran los costos de adquisición, entre los cuales intervienen la disponibilidad inmediata de tubos y piezas especiales, su transporte al lugar de instalación, así como su resistencia durante el manejo y transporte. Aspectos tales como largos tiempos de entrega, dificultad en obtener material adicional, o regresar piezas dañadas o defectuosas incrementan el tiempo y costo del proyecto.

Otro factor económico de importancia es el costo de instalación. En éste se deberán considerar características de la tubería como además de los ya mencionados:

- la longitud,
- peso,
- revestimientos tanto interno como externo,
- tipo de unión,
- flexibilidad, y
- facilidad de instalación de los tubos.

A lo anterior tendrán que añadirse condiciones anormales de instalación como topografía accidentada, alto nivel freático, cruces de ríos, carreteras o vías de ferrocarril, así como la cercanía con otros tipos de instalaciones (drenajes, gasoductos, etc.).

El tipo de unión empleado en las tuberías se refiere al sistema de juntas empleado para acoplar los tubos o tramos de tubería. Aunque existen gran variedad de juntas, algunos tipos son especialmente prácticos y eficientes dependiendo del material y de los requerimientos de instalación de la tubería.

Cabe destacar que las juntas generalmente permiten cierto grado de deflexión (curvatura en el tendido de la tubería), el cual es especificado en los catálogos del fabricante. Las tuberías empleadas actualmente son compatibles con otros tipos de tubería, es decir, el fabricante provee adaptadores y ciertos tipos de juntas para enlazar tuberías de materiales diferentes.

En redes de distribución donde la red se construye tendiendo las diferentes tuberías que la conforman durante la construcción y posteriormente realizando las tomas domiciliarias a usuarios conforme se requieren, resulta imprescindible la fácil instalación de conexiones tanto domiciliarias como de mayores diámetros con el fin de expandir la red para servir a industrias, unidades habitacionales, comercios, etc; así como de válvulas y tubos adicionales. Resulta importante que la tubería sea reparable o al menos fácilmente reemplazable.

Finalmente, La tubería deberá mantener la *calidad del agua* sin añadir sabores, olores, o sustancias químicas al agua transportada. Adicionalmente, el sistema de unión y la tubería deberán evitar la infiltración de sustancias contaminantes que pudieran encontrarse en zonas específicas.

En la fabricación de los tubos se han usado diversos materiales, siendo utilizados actualmente con éxito en México para abastecimiento de agua potable los elaborados de: plástico - poli(cloruro de vinilo) (PVC) y polietileno de alta densidad (PAD) -, fibrocemento (FC) antes denominado asbesto-cemento (AC), hierro fundido, concreto preesforzado, así como acero. Aunque algunos de estos materiales son más empleados en líneas de conducción, pueden llegar a utilizarse en redes de gran tamaño o en líneas de alimentación.

A continuación, detallamos las características de las tuberías y de los sistemas de unión de los diversos materiales, que han sido empleados con éxito en nuestro país en abastecimiento de agua potable. La fabricación de tales tuberías está regida por normas o especificaciones, así como por el tipo de unión y sistema de medición empleado para su elaboración.

Tuberías de fibrocemento

Las tuberías de fibrocemento (FC) se fabrican con cemento, fibras de asbesto y sílice, según las especificaciones señaladas en la Norma Mexicana NMX-C-012 vigente.

De esta forma, se dispone de tubos de cuatro o cinco metros de longitud útil y coples de fibrocemento como sistema de unión, ambos en diámetros nominales desde 75 hasta 2,000 mm (75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600,

750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900 y 2000 mm). En este caso los diámetros nominales de los tubos corresponden al diámetro interior.

Los coples pueden describirse como un tubo muy corto con ambos extremos en disposición semejante a una unión campana. Los tubos son entonces de extremos espiga. Este tipo de unión es empleado comúnmente en la tubería de fibrocemento, aunque en la unión con piezas especiales de hierro fundido se utilizan juntas Gibault y otros tipos de juntas mecánicas que permiten unir tuberías de extremos lisos.

Se pueden fabricar tubos y coples de fibrocemento en clases intermedias a las básicas, lo cual debe especificarse al hacer el contrato entre fabricante y comprador.

Adicionalmente, los tubos de fibrocemento se clasifican en dos tipos de acuerdo a su alcalinidad:

- Tipo I Tubos con contenidos de hidróxido de calcio mayores al 1.0%.
- Tipo II Tubos con contenidos de hidróxido de calcio menores al 1.0%.

La selección de la tubería de fibrocemento, de acuerdo a su tipo, dependerá de la agresividad del agua (interna y externa a la tubería), así como de la presencia de sulfatos. Los tubos tipo II son más resistentes a la agresividad del agua y a los sulfatos.

Entre las *ventajas* de los tubos de fibrocemento se encuentran:

- Ligereza.
- Generalmente no se corroe.
- Inmunidad a la corrosión electroquímica y a la tuberculización.
- Alta capacidad de conducción, es decir, bajo coeficiente de fricción.

Y entre sus *desventajas*:

- *Fragilidad.* Se requieren cuidados adicionales durante el transporte e instalación de tuberías, así como durante la etapa de conexiones domiciliarias.
- *Número de coples.* A menor longitud de tubo se requiere mayor número de coples.

- En caso de requerir el perforado o cortado en obra, se recomienda el uso de *maskarillas protectoras* para evitar la inhalación del polvo.

Tuberías de hierro fundido

El hierro fundido (HF) o colado ha sido empleado para fabricar tuberías, piezas especiales y válvulas.

En México, debido a los menores costos de otros tipos de tuberías los tubos de hierro fundido han sido desplazados en la construcción de redes de distribución. Sin embargo, aún se utilizan en estaciones de bombeo e instalaciones donde se requiere rigidez y resistencia al impacto y a la corrosión. El hierro fundido se emplea aún en la fabricación de piezas especiales y válvulas, las cuales pueden ser usadas en tuberías de diversos materiales.

Se dispone de dos tipos de hierro fundido:

- El hierro gris, y
- El hierro dúctil.

El hierro dúctil es una mejora al hierro gris, en la cual mediante un tratamiento especial se logra un metal de mayor dureza y resistencia. Para mejorar aun más su resistencia a la corrosión se le aplican diversos revestimientos; en el interior se le aplica usualmente mortero de cemento, lo cual evita la tuberculización (formaciones de óxido), y en el exterior una capa asfáltica. Aunque todavía se fabrican piezas especiales de hierro gris, están siendo desplazadas por el hierro dúctil.

Los tubos de hierro dúctil pueden ser unidos con varios tipos de juntas: bridas, mecánica, enchufe-bola o submarina, y espiga-campana con anillo de hule. Las juntas bridadas poseen dos anillos idénticos hechos del material de la tubería (bridas) y perforados para fijarse entre sí por medio de tornillos. Cada uno se fija en cada uno de los extremos de los tubos por unir por algún método como puede ser el soldado o el roscado.

Para mantener la estanqueidad de la junta se coloca un anillo de sellado entre ambas bridas. Las juntas bridadas son prácticas y sencillas de instalar y no requieren herramientas especiales. Se utilizan en tuberías de hierro fundido y de acero. Así mismo, existen adaptadores de este tipo de unión en tuberías plásticas.

La junta bridada es ampliamente utilizada en sistemas de tuberías expuestos (plantas de tratamiento e instalaciones de bombeo, así como instalaciones industriales) donde se requiere rigidez, resistencia, facilidad de intercambio de tubos, así como la impermeabilidad de la junta. No se recomienda en tuberías enterradas donde la rigidez de la junta provoca que se acumulen esfuerzos en los

tubos y provocan su ruptura. Tales esfuerzos pueden ser producidos por cargas estáticas o dinámicas, así como por movimientos sísmicos o asentamientos del terreno.

Las juntas mecánicas consisten en unir un tubo con un extremo bridado (brida fija) y en disposición campana con otro tubo espiga o liso empleando una contrabrida (brida móvil) y un anillo de sellado.

Cuando se requiere que la tubería soporte fuertes deflexiones, como en el tendido de tuberías en el cruce de un río, donde se permite que la tubería se deposite en el fondo ajustándose a la sección transversal del río, se utilizan las juntas “enchufebola o submarinas”.

Por último, y más comúnmente se utilizan las uniones espiga-campana ya descritas anteriormente.

Entre las *ventajas* del hierro dúctil se tienen:

- Larga vida útil. En Europa se tienen tuberías de hierro gris con más de doscientos años de uso, aunque en general puede considerársele una vida útil de 100 años.
- Alta resistencia mecánica. Posee alta resistencia a impactos y a las cargas normales y extraordinarias, así como a la presión interna.
- Alta resistencia a la corrosión, aunque es susceptible a la tuberculización, lo cual puede evitarse con recubrimientos especiales.
- Es prácticamente libre de mantenimiento.
- El hierro dúctil puede ser soldado en forma económica, lo cual no sucede con el hierro gris.

Y entre sus *desventajas*:

- Puede sufrir corrosión eléctrica o química si no se protege de suelos ácidos o alcalinos, o de aguas agresivas.
- Peso relativamente alto, lo cual dificulta su manejo.
- Los tubos de hierro fundido no se fabrican en México, por lo cual deben importarse.

Tuberías de concreto

Las tuberías de concreto son más utilizadas en líneas de conducción que en redes de distribución, pero pueden ser utilizadas en las tuberías principales de la

red primaria en el caso de redes de gran tamaño. La tubería de concreto que se utiliza en agua potable es de concreto preesforzado (con o sin cilindro de acero).

Los tubos de concreto preesforzado sin cilindro de acero se fabrican a partir de un tubo primario o núcleo, el cual puede o no contener acero de preesfuerzo longitudinal. Una vez que el concreto ha alcanzado su resistencia a la compresión, se le enrolla el acero de preesfuerzo transversal en forma helicoidal y finalmente se le reviste con concreto.

Las juntas utilizadas son espiga-campana con anillo de hule, autocentrables y con flexibilidad suficiente para mantener su estanqueidad bajo condiciones normales, incluyendo contracción y expansión así como asentamientos diferenciales del suelo.

Las especificaciones de fabricación de este tipo de tubos se encuentran en la Norma Mexicana NMX-C-252 vigente, donde se detalla la calidad de los materiales, la longitud útil de cada tubo (de 4 a 8 m), así como las principales características del tubo una vez terminado. En este caso se denomina diámetro del tubo al diámetro interior del mismo (de 400 a 5000 mm).

Los tubos de concreto preesforzado con cilindro de acero, se diferencian de los anteriores en que su núcleo o corazón (tubo primario) es un cilindro de lámina de acero con anillos soldados a sus extremos. El cilindro de acero, una vez sometido a una presión de prueba, es ahogado en un cilindro de concreto, o se le aloja en el interior del cilindro de concreto.

Así, una vez que el concreto logra su resistencia se le somete al preesfuerzo transversal y se le aplica el revestimiento de mortero o concreto. Las especificaciones se concentran en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-253 vigente.

Aunque en ambas normas no se detallan las dimensiones específicas de la tubería, se encontró a partir de los catálogos de algunos fabricantes que las tuberías de ambos tipos se elaboran con diámetros usuales entre 760 y 2750 mm, con longitud útil entre 4 y 8 m. También pueden fabricarse en otros tamaños (diámetro-longitud) a petición del cliente (limitados por el peso). La tubería se diseña y fabrica de acuerdo a la presión de trabajo requerida por el cliente, así como por las condiciones del proyecto.

Como *ventajas* de la tubería de concreto se destacan:

- Alta resistencia mecánica. Resiste especialmente cargas muertas, es decir, el relleno de la zanja, así como altas presiones.
- Alta capacidad de conducción.
- Larga vida útil.
- Bajo mantenimiento.

Y como *desventajas*:

- Posible corrosión cuando se encuentra en condiciones ácidas o alcalinas.
- Difícil de reparar en caso de sufrir daños.
- Puede resultar complicado realizar conexiones, aunque los fabricantes cuentan con piezas y procedimientos especiales para realizar tales derivaciones.

Tuberías de acero

En líneas de conducción, al igual que las tuberías de concreto, las tuberías de acero son utilizadas cuando se tienen altas presiones y se requieren grandes diámetros.

La diferencia entre su uso es que las tuberías de concreto generalmente son enterradas y las tuberías de acero se pueden emplear en instalaciones expuestas, que en caso de ser enterradas son protegidas por un recubrimiento exterior.

En redes de distribución se utilizan tubos de acero de diámetros pequeños (de 50.4 mm (2") hasta 152.4 mm (6")), los cuales son generalmente revestidos con zinc tanto en el interior como en el exterior, en cuyo caso se les denomina galvanizados. Si no poseen tal recubrimiento se les llama tubos negros. El uso de tuberías de acero (con excepción de las galvanizadas) obliga a su protección interior y exterior contra la corrosión.

Las tuberías de acero se fabrican de acuerdo a las Normas Mexicanas NMX-B-10 y NMX-B-177. Ambas normas se refieren a los tubos de acero con o sin costura (longitudinal o helicoidal), negros o galvanizados por inmersión en caliente para usos comunes (conducción de agua, vapor, gas o aire). Sin embargo, la NMX-B-10 trata tubos de acero al carbono en diámetros de 3.175 mm (1/8") hasta 406.4 mm (16"), y la NMX-B-177 a los tubos de acero en diámetros de 3.175 mm (1/8") hasta 660.4 mm (26").

Ambas normas clasifican a los tubos según su proceso de fabricación en tres tipos:

- "F" Soldado a tope con soldadura continua por calentamiento en horno.
- "E" Soldado por resistencia eléctrica.
- "S" Sin costura.

La norma NMX-B-177 divide a su vez a los tipos "E" y "S", de acuerdo a las propiedades mecánicas del acero, en grados "A" y "B". El grado "B" en sus dos tipos "E" y "S" posee mayor resistencia a la tensión y de fluencia.

Existe una norma adicional, la NMX-B-179 "Tubos de acero con o sin costura - series dimensionales-", la cual define las dimensiones normales en las cuales pueden fabricarse los tubos. En tal norma, se clasifican los tubos de acuerdo a su espesor de pared en tres clases denominadas: peso estándar "E", extrafuerte "XE" y doble extrafuerte "XXE". También, de acuerdo al espesor se puede obtener el número de cédula, el cual representa en cierta forma una relación entre el espesor y el diámetro de la tubería.

El sistema de unión empleado en las tuberías de acero puede ser: soldadura, bridas, coples, o ranuras (moldeadas o talladas) con junta mecánica.

Las *ventajas* de la tubería de acero incluyen:

- Alta resistencia mecánica. Resiste cargas de impacto, es decir, aunque se abolla no se rompe (dúctil). También resiste altas presiones internas.
- En comparación con tuberías de concreto o de hierro fundido resulta más ligera.
- Fácil transporte e instalación.

Y como *desventajas*:

- No soporta cargas externas grandes, pues es susceptible al aplastamiento. Lo mismo puede suceder en el caso de vacíos parciales (presiones menores a la atmosférica).
- Por ser metálico presenta corrosión. Debido a su diferente composición química, la corrosión es más severa que en el hierro fundido.

Esto crea altos costos de mantenimiento y reduce su vida útil, por lo cual se requieren revestimientos internos y externos para prevenirla. Las fracturas en el revestimiento deben ser reparadas rápidamente para prevenir una corrosión acelerada en tales condiciones.

Tuberías de plástico

PVC

El uso de tubos de plástico en redes de distribución se ha incrementado recientemente. Se fabrican de poli-cloruro de vinilo (PVC) y de polietileno de alta densidad (PAD). Los tubos de poli-cloruro de vinilo (PVC) se fabrican en color blanco de acuerdo a la Norma Mexicana NMX-E-143 vigente, donde se clasifican de acuerdo a su sistema de unión en un solo tipo y un solo grado de calidad como Espiga-campana, y por su resistencia a la presión de trabajo en cinco clases.

Cuadro 4.9 Presión máxima de trabajo

Clase	Presión Máxima de trabajo (MPa)	kgf / cm ²
5	0.5	5
7	0.7	7
10	1.0	10
14	1.4	1.4
20	2.0	20

La junta espiga-campana se forma al insertar el extremo liso del tubo en el extremo campana del siguiente tubo. Para garantizar la unión hermética se coloca un anillo de material elástico. Tiene como ventajas el funcionar como junta de dilatación, así como el permitir deflexiones y realizar la prueba hidrostática al terminar su instalación. Este tipo de junta es ampliamente utilizada en la tubería de PVC, PAD, concreto y hierro fundido.

La serie métrica *de tubos de PVC* se fabrica en diámetros nominales de 50 a 630 mm (50, 63, 80, 100, 160, 200, 250, 315, 355, 400, 450, 500 y 630 mm) con longitud útil de seis metros (se pueden acordar otras longitudes previo acuerdo entre fabricante y comprador). Las cinco clases existentes se diferencian en el espesor de pared del tubo. Es importante señalar que en este tipo de tubería el diámetro nominal es igual al diámetro exterior del tubo.

Las *ventajas* de los tubos de PVC incluyen:

- Hermeticidad. Por su naturaleza el PVC impide filtraciones y fugas, lo cual se garantiza si los tubos cuentan con una junta hermética. Se recomienda la unión espiga-campana con anillo de hule integrado porque actúa como junta de dilatación.
- Pared interior lisa. Presenta bajas pérdidas por fricción, por lo cual tiene alta eficiencia en la conducción de fluidos.
- Resistencia a la corrosión. El PVC es inmune a la corrosión química o electroquímica. Por lo tanto no requiere recubrimientos, forros o protección catódica. No se forman incrustaciones ni tuberculizaciones (formaciones de óxido).

- Resistencia química. El PVC es altamente resistente al ataque químico de suelos agresivos, de aguas conducidas, y en general de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Algunos hidrocarburos afectan temporalmente sus propiedades, pero se restablecen cuando se evaporan los hidrocarburos. Además resiste el ataque de algas, hongos y bacterias por no existir en el PVC materia nutriente para su desarrollo.
- Ligereza. Es sencillo de transportar, manejar y colocar.
- Flexibilidad. Permite cierta deflexión durante su instalación.
- Resistencia a la tensión. Mejor comportamiento frente a movimientos sísmicos, cargas externas muertas y vivas, así como ante sobrepresiones momentáneas (golpe de ariete).
- Facilidad de instalación. Puede manejarse y cortarse en obra.
- No altera la calidad del agua.

Entre sus *desventajas* se tienen:

- Susceptibilidad a daños durante su manejo. Su resistencia puede ser afectada por raspaduras, o la caída de rocas durante la excavación o relleno de la zanja. Es recomendable que el tubo sea reparado o reemplazado si la raspadura es mayor al 10% del espesor del tubo.
- A temperaturas menores a 0°C, el PVC reduce su resistencia al impacto.
- A temperaturas mayores a 25°C, se debe reducir la presión de trabajo.
- La exposición prolongada a los rayos solares reduce su resistencia mecánica.

Tubos de polietileno

PAD

Serie métrica; éstos se fabrican de acuerdo a las especificaciones contenidas en la Norma Mexicana NMX-E-144 vigente, en color negro, cilíndricos y sin costura. Pueden utilizarse en la conducción de agua potable, agua para riego y residuos industriales a presiones y temperaturas variables.

Se clasifican de acuerdo a la densidad de la materia prima en tres tipos:

- Tipo I Tubos de polietileno de baja densidad (PEBD) (0.91 a 0.925 g/cm^3) con un esfuerzo de diseño de 2.45 MPa (25 kg/cm^2).
- Tipo II Tubos de polietileno de media densidad (PEMD) (0.926 a 0.940 g/cm^3) con un esfuerzo de diseño de 3.13 MPa (32 kg/cm^2).
- Tipo III Tubos de polietileno de alta densidad (PEAD O PAD) (mayor o igual a 0.941 g/cm^3) con un esfuerzo de diseño de 4.90 MPa (50 kg/cm^2).

El diámetro nominal de los tubos de polietileno es el diámetro exterior, del cual se dispone desde 12 mm hasta 1000 mm ($12, 16, 20, 25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 160, 200, 250, 315, 400, 500, 560, 630, 710, 900$ y 1000 mm). Los espesores de pared del tubo varían en función del tipo (densidad) y la clase (resistencia) del tubo.

Los tubos de polietileno se surten en rollos para diámetros hasta de 75 mm , y en tramos para diámetros mayores. La longitud útil de rollos o tramos se establece de común acuerdo entre fabricante y comprador.

De los tres tipos disponibles de tubos de polietileno, se recomienda emplear polietileno de alta densidad (PEAD o PAD) en la construcción de redes de distribución de agua potable.

Los tubos de polietileno cuentan con las mismas ventajas que el PVC: hermeticidad, alta capacidad de conducción, inmunidad a la corrosión, resistencia química, ligereza, flexibilidad, facilidad de instalación, y no alteran la calidad del agua.

Además tiene otras *ventajas* como son:

- *Termofusión.* Las uniones se logran aplicando calor y uniendo las piezas con herramientas específicas, pero fáciles de utilizar. Este procedimiento se detalla en los manuales e instructivos del fabricante. De esta forma no se requieren piezas especiales de hierro fundido, ya que en su lugar se utilizan conexiones especiales de polietileno unidas por termofusión.
- *Economía.* Las excavaciones en zanjas son más reducidas en comparación con otros tipos de tuberías, por lo cual se tienen menores costos en zanjados y rellenos.

Debido a la integración de la tubería y sus conexiones, así como a la sujeción brindada por los adaptadores bridados, pueden eliminarse los atraques.

- *Compresibilidad.* Para diámetros hasta de 100 mm no se requieren válvulas de seccionamiento, ya que con esta tubería se

construye la caja de operación de válvulas (más reducida), pero no se colocan válvulas. En su lugar se utiliza una prensa portátil que al ejercer presión en la tubería corta el flujo. Para diámetros mayores a 100 mm se emplean válvulas, conectadas a la tubería mediante un adaptador bridado de polietileno.

- *Rapidez de instalación.* Por su presentación en rollos (diámetros menores a 75 mm), requiere sólo una unión entamos largos con lo cual se agiliza su instalación.
- *Compatibilidad.* Existen adaptadores especiales para cada tipo de unión (brida, rosca interna o externa, soldadura o compresión) y materiales a los que se une (PVC, cobre, FC, o acero).
- *Durabilidad.* Con mantenimiento nulo, tiene una vida útil de 50 años, y 15 años de resistencia a la intemperie.

Entre sus *desventajas* se tienen:

- Mayor costo que las tuberías de otros materiales.

Por todo lo anteriormente explicado es que nosotros elegimos la tubería de Polietileno de Alta Densidad en este proyecto debido al mayor peso de las ventajas sobre las desventajas.

Piezas especiales

Se les llama piezas especiales a todos aquellos accesorios de la tubería que permiten formar cambios de dirección, ramificaciones e intersecciones, así como conexiones incluso entre tuberías de diferentes materiales y diámetros.

También permiten la inserción de válvulas y la conexión con estaciones de bombeo y otras instalaciones hidráulicas.

En general, se dispone de piezas especiales fabricadas de: hierro fundido (con bridas, extremos lisos, campana-espiga), fibrocemento, PVC, polietileno, concreto presforzado y acero.

También se dispone de accesorios complementarios empleados para formar uniones como: juntas mecánicas (Gibault, universal, etc.), empaques y tornillos de acero con cabeza y tuerca hexagonal estándar.

Las piezas especiales de hierro fundido son las más empleadas y se fabrican para todos los diámetros de las tuberías.

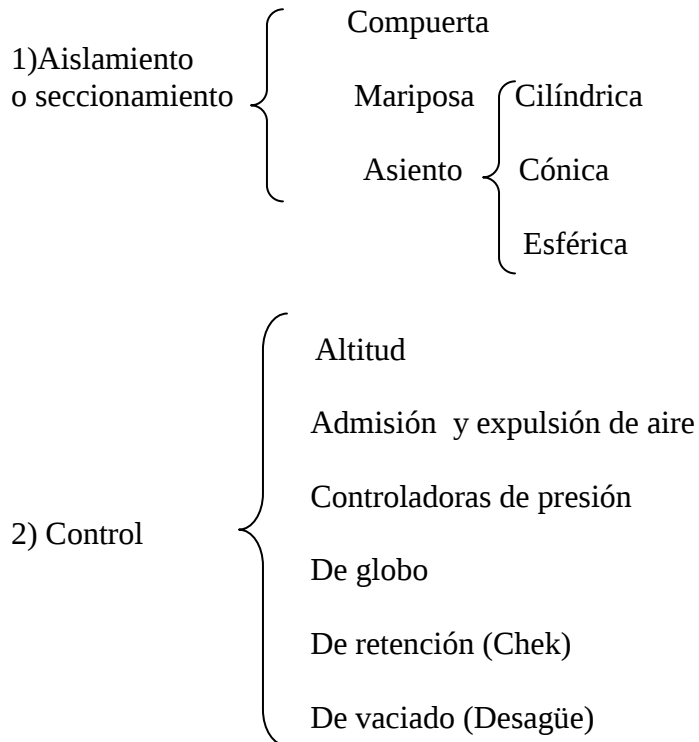
Se conectan entre sí o con válvulas mediante bridas con tornillos y un empaque intermedio, y pueden unirse a tuberías de fibrocemento utilizando juntas Gibault. También se fabrican bajo pedido piezas especiales de fibrocemento

hasta usualmente 150 mm (6") ya que su resistencia mecánica es baja en diámetros mayores.

Los fabricantes de tuberías ofrecen entre sus líneas de productos adaptadores para tuberías de otros materiales, otros sistemas de unión o incluso tubos lisos que pueden ser unidos mediante juntas mecánicas.

Válvulas

Las válvulas se dividen en dos clases según su función:



Las válvulas son dispositivos mecánicos que son empleados para detener, iniciar o controlar las características del flujo en conductos a presión. Pueden ser accionadas manualmente o por medios automáticos o semiautomáticos. Así, existen accionadores eléctricos, hidráulicos o neumáticos, los cuales se usan en plantas de tratamiento o en instalaciones donde se requiere operar frecuentemente las válvulas.

En redes de distribución son más usuales las válvulas que se operan manualmente mediante palancas, volantes y engranes, debido a que los cierres y aperturas son ocasionales.

Las válvulas permiten el aislamiento de ciertos tramos de tubería para realizar labores de reparación o mantenimiento, o simplemente evitar el flujo o cambiarlo de dirección. También permiten el drenar o vaciar una línea, controlar el gasto, regular los niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden

colapsar la tubería), la salida o entrada de aire, así como evitar contra flujos, es decir, prevenir el flujo en dirección contraria a la de diseño.

Pueden ser clasificadas de acuerdo a su función en dos categorías:

- 1) Aislamiento o seccionamiento, las cuales son utilizadas para separar o cortar el flujo del resto del sistema de abastecimiento en ciertos tramos de tuberías, bombas y dispositivos de control con el fin de revisarlos o repararlos; y
- 2) Control, usadas para regular el gasto o la presión, facilitar la entrada de aire o la salida de sedimentos o aire atrapados en el sistema.

Las válvulas de asiento pueden realizar ambas funciones. A su vez, las válvulas de control pueden ser: de altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), o de vaciado (de desagüe). Las válvulas más modernas poseen un excelente diseño hidrodinámico disminuyendo las pérdidas de carga y la cavitación. Tienen como característica un cuerpo básico al cual se le pueden agregar los controles necesarios para controlar y regular el flujo o la presión.

En redes de distribución las válvulas de compuerta son las más empleadas para aislar tramos de tubería, ya sea para su revisión o reparación, debido a su bajo costo, amplia disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están completamente abiertas. En general, dentro de las válvulas utilizadas en redes de distribución se pueden identificar:

Válvulas de compuerta. Este tipo de válvula funciona con una placa que se mueve verticalmente a través del cuerpo de la válvula en forma perpendicular al flujo. El tipo de válvula de compuerta más empleado es la de vástago saliente. Tiene la ventaja de que el operador puede saber con facilidad si la válvula está abierta o cerrada. Es importante señalar que la válvula de compuerta está destinada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o apertura total, y no se recomienda para ser usada como reguladora de gasto debido a que provoca altas pérdidas de carga y porque puede cavitarse.

En válvulas de compuerta con diámetros mayores a 400 mm (16") se recomienda el uso de una válvula de paso (bypass), lo cual permite igualar las presiones a ambos lados de la válvula haciéndola más fácil de abrir o cerrar. Los diámetros recomendados de la válvula de paso se anotan en la tabla siguiente.

Cuadro 4.10 diámetros de válvulas de paso

<i>Diámetro de la válvula de paso</i>

75 mm (3")
100 mm (4")
150 mm (6")
200 mm (8")

Las válvulas modernas poseen un excelente diseño hidrodinámico disminuyendo las pérdidas de carga y la cavitación. Existen además válvulas de admisión y expulsión de aire que no se corroen y son muy ligeras.

En redes de distribución las válvulas de compuerta son las más empleadas para aislar tramos de tubería, ya sea para su revisión o reparación. Estando completamente abiertas tienen bajas pérdidas por fricción.

Válvulas de mariposa.- Estas válvulas se operan por medio de una flecha que acciona un disco y lo hace girar centrado en el cuerpo de la válvula. Se puede usar como reguladora de gasto y presiones bajas, así como para estrangular la descarga de una bomba. Las válvulas de mariposa pueden sustituir a las de compuerta cuando se tienen diámetros grandes y presiones bajas en la línea.

Válvulas de asiento.- En este tipo de válvulas el elemento móvil es un cilindro, cono o esfera, en lugar de un disco. Dicho elemento tiene una perforación del diámetro de la tubería, por lo que se requiere de un giro de 90° para pasar del cierre a la abertura. Se emplean para regular el gasto en los sistemas de distribución.

Válvulas de altitud.- Se emplean para controlar el nivel del agua en un tanque en sistemas de distribución con excedencias a tanques. Existen de dos tipos: de una sola acción (en un sólo sentido del flujo) y de doble acción (en dos sentidos del flujo).

La válvula de una sola acción permite el llenado del tanque hasta un nivel determinado. El tanque abastece a la red por medio de una tubería de paso con una válvula de retención, la cual se abre cuando la presión de la red es menor a la prevista por el tanque.

La válvula de doble acción realiza el proceso anterior sin tener una válvula de paso (bypass). También se les llama válvulas de altitud a aquellas que están provistas con un flotador, las cuales abren para llenar los tanques hasta un nivel determinado, modulando la apertura para mantener el nivel del agua constante, ajustando el gasto del suministro.

Válvulas de admisión y expulsión de aire.- Este tipo de válvulas se instalan para permitir la entrada o salida de aire a la línea.

Lo anterior puede presentarse durante las operaciones de llenado y vaciado de la línea. También se emplean en tramos largos de tuberías (400 a 500 m), así como

en los puntos altos de las líneas, donde suele acumularse el aire, el cual bloquea o reduce la capacidad de conducción. También evitan la formación de vacíos parciales en la línea durante su vaciado, que pudiera causar el colapso o aplastamiento de la tubería. Son más empleadas en las líneas de conducción y alimentación colocándose en los puntos altos.

Poseen orificios de diámetro pequeño para conexión con la atmósfera. La apertura del orificio a la atmósfera se produce por medio de un dispositivo activado mediante un flotador. El cual se abre cuando se acumula el aire o se genera el vacío.

Se recomienda colocarlas especialmente en las líneas de conducción, en los puntos de cambios de pendiente o en tramos largos en donde existen pendientes pronunciadas (ascendentes o descendentes). En redes de distribución pueden resultar necesarias en las tuberías de gran diámetro de la red primaria.

Válvulas controladoras de presión.- Existe una gran variedad de válvulas controladoras de presión: reductoras de presión, sostenedoras de presión (según su colocación), anticipadoras de onda y, para el control de bombas.

Algunas de estas funciones pueden combinarse entre sí y además puede añadirseles la función de válvulas de retención (unidireccional).

Válvula reductora de presión.- Reduce la presión aguas arriba a una presión prefijada aguas abajo, independientemente de los cambios de presión y/o los gastos. Se emplea generalmente para el abastecimiento de zonas bajas de servicio.

Válvula sostenedora de presión.- Mantiene una presión fija aguas abajo y se cierra gradualmente si la presión aguas arriba desciende de una determinada

Ambas válvulas pueden combinarse en una sola añadiendo además las características de ser de retención (unidireccional).

En lugar de una válvula reductora de presión se puede construir una caja rompedora de presión, la cual consiste en un depósito pequeño al cual se descarga la tubería mediante una válvula de flotador o de altitud. Esto permite establecer un nuevo nivel estático aguas abajo reduciendo la presión original a la atmosférica. Las válvulas reductoras de presión tienen la ventaja de ajustarse a las condiciones de la tubería, sean éstas variables o no. Esto las hace más aptas para instalarse en las tuberías dentro de la red de distribución, donde las presiones varían con la demanda.

Ocupan menos espacio que las cajas rompedoras de presión y se evita el contacto directo del agua con la atmósfera, lo que reduce el riesgo de contaminación del agua potable.

Por otro lado las válvulas reductoras de presión tienen mecanismos más complejos que requieren de un mejor mantenimiento y de una calibración periódica.

Las cajas rompedoras son más sencillas y con menores necesidades de mantenimiento. En todo caso, la elección entre una válvula reductora de presión y una caja rompedora de presión se debe basar en un análisis económico y operativo.

Válvula anticipadora de onda.- Protegen los grupos de bombeo de la onda de presión causada por el paro de las bombas o la falla de energía eléctrica. Se abren inmediatamente al inicio de la onda de presión negativa y evacúan a la atmósfera el exceso de presión que provoca la onda de presión positiva. Existe además una válvula de seguridad de diferencial, la cual mantiene una presión diferencial entre dos puntos, usada por ejemplo para mantener el caudal constante en una bomba.

Finalmente las válvulas de control de bombas se instalan en la impulsión de las bombas a fin de evitar las ondas de presión en el arranque y parada de las bombas. La bomba y la válvula se sincronizan para poner en marcha o parar el motor mientras la válvula está cerrada. En caso de avería o falla de energía actúa como válvula de retención.

Válvulas de globo.- Constan de un disco horizontal que se acciona mediante un vástago que abre o cierra un orificio por donde circula el agua. Este mecanismo se encuentra dentro de una caja de hierro fundido con extremos bridados para los diámetros grandes y roscados para los diámetros pequeños. Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso del agua, por lo que se emplean generalmente en tuberías de diámetros pequeños. También pueden ser usadas para drenar tuberías.

Válvulas de retención.- Las válvulas de retención (check) son automáticas y se emplean para evitar contra flujos (son unidireccionales), es decir flujos en dirección contraria a la de diseño. Se instalan en tuberías donde el agua contenida en la tubería puede revertir su dirección de flujo durante el paro de una bomba o el fallo de la energía eléctrica y dañar las instalaciones hidráulicas tales como bombas y sus motores, además impiden el vaciado de la línea.

Aunque existen otros tipos de válvulas de control de bombas, las de retención son las más sencillas, pero pueden generar golpe de ariete en las tuberías (ondas de presión) que pueden dañar válvulas y tuberías. Por lo que se emplean las válvulas de retención con dispositivos adicionales para permitir el cierre lento.

Existen varios tipos de válvulas de retención:

Válvula check tradicional.- Es una válvula de contrapeso extremo y cierre con asiento de hule o metal que cuenta con una cámara amortiguadora cuya función es permitir el flujo en una dirección y cerrar herméticamente cuando la presión en el lado de descarga es mayor que del lado de entrada.

Válvula dúo check.- Frente a la tradicional es más liviana y de menor tamaño. Divide la abertura de la válvula por la mitad. Las pérdidas de carga son mayores que en la tradicional.

Válvula check silenciosa.- Su característica principal es la de efectuar un cierre más o menos lento, con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen las otras.

Válvula roto check.- Su operación es similar a la válvula check tradicional, pero tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético, además se le puede instalar un dispositivo externo para controlar los tiempos de apertura y cierre.

Hidrantes

Se le llama de esta manera a una toma o conexión especial instalada en ciertos puntos de la red con el propósito de abastecer de agua a varias familias (hidrante público) o conectar una manguera o una bomba destinados a proveer agua para combatir el fuego (hidrante contra incendio).

El agua obtenida del hidrante público es llevada a las casas en contenedores tales como cubetas u otros recipientes. Se utilizan en poblaciones pequeñas en los casos donde las condiciones económicas no permiten que el servicio de agua potable se instale hasta los predios de los usuarios.

Es conveniente recordar que la línea de conducción se diseña con el gasto máximo diario Q_{MD} , mientras que la línea de alimentación y la propia red de distribución se diseñan con el gasto máximo horario Q_{MH} en el día de máxima demanda.

De esta forma la red y la línea de alimentación conducen un mayor gasto durante las horas de mayor demanda mientras que la línea de conducción conduce un gasto menor, pero el abastecimiento está asegurado por la existencia del tanque de regularización. Con estas disposiciones se tiene una mayor economía en la línea de conducción.

En un sistema de distribución conviene ubicar el almacenamiento en el centro de la zona de servicio para tener diámetros económicos en las tuberías de la red y mantener uniformidad en las presiones disponibles.

Tanque de almacenamiento

Es importante resaltar que un tanque de almacenamiento, como ya lo mencionamos debe disponer de una capacidad tal para:

- Regular un abastecimiento constante de la fuente y la demanda variable de la zona de servicio. Esto permite a las bombas y

plantas de tratamiento operar con gasto constante, elevar su eficiencia y reducir por consiguiente su capacidad. La capacidad de almacenamiento requerida es obtenida a partir de las fluctuaciones de la demanda horaria en el día de máxima demanda así como del período de bombeo; y es calculada en forma tabular o gráfica.

- Combatir incendios, la cual depende del tamaño de la población a servir.
- Emergencias debidas a la falla de: la toma, la energía eléctrica, o las instalaciones de conducción o de bombeo. Esta capacidad depende de la extensión de los daños y del tiempo correspondiente de reparación, así como de la línea de conducción.

La capacidad del almacenamiento es obtenida combinando razonablemente los tres propósitos anteriores. Puede darse el caso de un incendio fuerte en el día de máxima demanda y por consiguiente, se pueden combinar estas dos condiciones en el dimensionamiento* del tanque que ya fue revisado en el apartado anterior de este trabajo.

* Nota: La capacidad necesaria para emergencias puede ser muy grande por lo que usualmente no es considerada.

Por otra parte, los tanques de regularización permiten:

- Regularizar las presiones en la red y así reducir las fluctuaciones de presión debidas a las variaciones de la demanda. Esto provee un mejor servicio a los consumidores y la presión necesaria para combatir incendios.
- Elevar la presión en puntos lejanos de los tanques de almacenamiento y estaciones de bombeo, y mejorar el servicio durante períodos de demanda pico.
- Regularizar la carga de las bombas. Cuando se colocan tanques de regularización cerca de las estaciones de bombeo, las cargas de bombeo son más uniformes. Esto influye en una mejor selección, operación y eficiencia de las bombas.

*Nota: La capacidad de este tipo de tanques es obtenida a partir de métodos gráficos (en nuestro caso no es factible la construcción de un tanque con estas características exclusivamente por lo que sólo se tendrán los dos anteriormente descritos y tendrán las dos funciones al mismo tiempo.

Tomas domiciliarias

Una toma domiciliaria es el conjunto de piezas y tubos que permite el abastecimiento desde una tubería de la red de distribución hasta el predio del usuario, así como la instalación de un medidor. Es la parte de la red que demuestra la eficiencia y calidad del sistema de distribución pues es la que abastece de agua directamente al consumidor.

Bombas

Las bombas y las turbinas forman parte de las máquinas para fluidos denominadas "turbomaquinaria", debido a que se conectan a una flecha rotatoria. En el caso de las turbinas, la flecha rotatoria se encarga de transmitir la energía mecánica extraída del agua en movimiento a un generador para producir energía eléctrica.

Por otra parte, las bombas reciben la energía mecánica proveniente de un motor a través de la flecha con el fin de elevar la presión del agua para conducirla en las tuberías.

La gran mayoría de los sistemas de distribución y líneas de conducción de agua potable incorporan bombas en sus instalaciones para trasladar el agua a través del sistema o mantener presiones requeridas.

Su aplicación específica permite:

- Elevar el agua desde fuentes superficiales o subterráneas a plantas de tratamiento, almacenamientos, o directamente al sistema de distribución;
- Incrementar la presión para servir áreas de servicio ascendentes (booster); y
- Bombear químicos en unidades de tratamiento, transportar el agua en las instalaciones de tratamiento, retrolavado de filtros, desalojar tanques sedimentadores y remover sólidos depositados.

Para que funcionen las bombas se utilizan comúnmente motores eléctricos y de combustión interna.

Se dispone de varios tipos de motores eléctricos de corriente directa y corriente alterna. La elección del tipo de motor depende de diversos factores como son: la toma y el tipo de voltaje disponibles; costos de adquisición, instalación y mantenimiento; velocidad, y su control o regularización; facilidad de arranque; corriente necesaria para el arranque y torque; factor de potencia y características de carga parcial.

Se pueden adquirir motores del caballaje deseado con voltajes comunes de 220 ó 440 V y eficiencias de hasta del 90 al 95 %.

Se deberá tener cuidado de:

- Proteger el motor contra sobrecargas, y
- Prevenir daños por conexiones a tierra o conductores eléctricos inapropiados.

Las bombas en general, permiten trasladar fluidos agresivos o no, ya sean líquidos, gases, o sólidos y semisólidos (que pueden ser bombeados), a diferentes temperaturas.

Existen tantos diseños como aplicaciones y fabricantes por lo que resulta difícil mencionarlas a todas. Sin embargo, se pueden clasificar de acuerdo al principio de su funcionamiento como:

- 1) De desplazamiento positivo, y
- 2) Dinámicas o cambiadoras de impulso.

Las bombas de desplazamiento positivo se basan en cambios de volumen para forzar al fluido en su circulación como lo es el llenado de una cámara a través de una cavidad, luego su sellado y empuje del fluido a través de otra cavidad. De esta forma su funcionamiento es pulsatorio, su principal ventaja es el manejo de fluidos independientemente de su viscosidad. Un buen ejemplo de este tipo de bomba es el corazón humano.

Las bombas dinámicas se diferencian de las anteriores en que no existe un volumen cerrado y que su funcionamiento se basa en transmitir un impulso o movimiento al fluido por medio de placas o álabes de rápido movimiento agrupados en un impulsor. El fluido incrementa su impulso o cantidad de movimiento mientras se mueve a través de los pasajes abiertos y convierte su alta velocidad en presión al salir de la sección del impulsor. Este tipo de bombas generalmente provee mayores gastos que las de desplazamiento positivo con mayor uniformidad, pero son poco efectivas con líquidos con alta viscosidad. Necesitan además del "cebado", lo cual consiste en llenar la cavidad del impulsor con el líquido a conducir, pues si contiene aire, no pueden succionar el líquido de su entrada. Por esta razón, existen bombas "autocebantes", equipadas con un dispositivo para evitar que la cámara del impulsor se vacíe (deben cebarse necesariamente en su instalación).

Cabe aclarar que las bombas de desplazamiento positivo son autocebantes para la mayoría de sus aplicaciones.

Una bomba dinámica puede proveer altos gastos (cerca de $20 \text{ m}^3/\text{s}$), pero usualmente incrementos moderados de presión (pocas atm). En cambio una

bomba de desplazamiento positivo puede operar a altas presiones (300 atm) pero típicamente con gastos bajos (6 l/s).

Las bombas se pueden clasificar de acuerdo al mecanismo o diseño mecánico en:

1) De desplazamiento positivo:

- Alternativas: De pistón o émbolo (a veces denominadas de martinete) y de diafragma.
- Rotativas: Rotativa de pistones, engranajes externos, engranajes internos, rotor lobular, paletas (deslizantes, servicio pesado, oscilantes, excéntrica-paleta, rodillo-paleta y flexible) y husillo (simple o de estator flexible y rígidas).

2) Dinámicas o cambiadoras de impulso:

- Rotodinámicas: De flujo radial (centrífuga), axial y mixto.

Adicionalmente existen bombas de fabricación especial para diversas aplicaciones que funcionan mediante alguno de los dos principios antes mencionados u otro especial teniéndose bombas: alimentadoras de calderas en centrales termoeléctricas, de condensado, de pozo profundo o sondeo (accionadas por eje, sumergibles (de motor seco o húmedo), helicoidales, eyectoras (combinadas con una centrífuga y de elevación por aire comprimido), tornillo de Arquímedes, químicas, de proceso, medidoras (dosificadoras o proporcionales), de ariete hidráulico, neumática o de aire comprimido, periestálticas, de diafragma tubular, de anillo líquido, de accionamiento a mano (alternativas o impelentes, semirotaivas, de diafragma, rotativas y periestálticas) y para servicios especiales como: bombeo de diversos fluidos incluyendo metales fundidos (bombas electromagnéticas y especiales), así como sólidos y semisólidos bombeables; también para el dragado y contra incendio.

Los tipos de bombas mencionados pueden a su vez clasificarse de acuerdo a su configuración geométrica y número de células de bombeo (cavidades o rotores), así como de otros factores.

Las bombas comúnmente empleadas en abastecimiento de agua potable son las denominadas "rotodinámicas", mal llamadas "centrífugas" (Sólo la de flujo radial es centrífuga pura), por lo cual en el siguiente capítulo se analizan sus principales características. Este tipo de bombas se clasifican de acuerdo a la dirección de salida del flujo, por lo cual se tienen de flujo radial, axial y mixto.

Pozos

El agua subterránea constituye un recurso importante en el abastecimiento de agua potable. En general, el agua extraída del subsuelo no requiere tratamiento y su captación resulta más económica que en embalses. Además, las cantidades

de agua disponible son más seguras y prácticamente no les afectan las sequías. Los métodos modernos de estudio de los acuíferos permiten determinar un aprovechamiento racional y prolongado del agua subterránea, aunque en ciertos casos de sobreexplotación de acuíferos puede requerirse una recarga artificial para evitar hundimientos o la contaminación de los acuíferos.

Para aprovechar el agua subterránea se construyen pozos, los cuales son excavaciones o perforaciones verticales, normalmente hechas por el hombre, por las cuales el agua subterránea puede brotar o ser extraída del subsuelo.

En el capítulo siguiente se abordan con mayor profundidad los temas relativos a bombas y pozos por ser estos constituyentes fundamentales en la mayoría de los sistemas de distribución de agua potable.

Cajas rompedoras de presión

Son depósitos con superficie libre del agua y volumen relativamente pequeño, cuya función es permitir que el flujo de la tubería se descargue en ésta, eliminando de esta forma la presión hidrostática y estableciendo un nuevo nivel estático aguas abajo.

Presiones

La presión o carga hidráulica que actúa en un punto de una tubería se define por la diferencia entre la cota piezométrica en este punto y la cota del centro de la tubería.

En redes de distribución es común manejar las presiones con relación al nivel de la calle en vez de referirlas al centro del tubo. En este caso se les llama presiones disponibles o libres y se calculan para los cruceros de las tuberías.

Como era de esperarse el régimen de presiones en una red depende de dos factores: la necesidad del servicio y las condiciones topográficas de la localidad. Las necesidades del servicio obligan por una parte a seleccionar una presión mínima capaz de atender dos clases de requerimientos: los de las edificaciones y la demanda contra incendio.

Por otro lado, presiones muy altas en la red requerirán de tuberías y accesorios más resistentes (más costosos) e incrementarán las fugas (en caso de existir). Por lo tanto, en ningún punto de la red la presión debe exceder una presión máxima permisible.

La presión mínima debe verificarse en la red de distribución de tal manera que en todos los puntos se tenga una presión por lo menos igual a ésta en la hora de máxima demanda y, se garantice un suministro mínimo. En cambio, la máxima

se presentara cuando exista poca demanda y la red continúe funcionando a presión.

El establecimiento de estas condiciones en una localidad se combina con su topografía. Como resultado de esto, en los puntos más elevados, la presión disponible en las horas de máximo consumo no debe ser inferior a la presión mínima requerida; en cambio, en los más bajos, esta presión no debe ser superior a la presión máxima especificada.

Zonas de presión

Las zonas de presión son divisiones realizadas en la red de distribución debido a la topografía, el tamaño o las políticas de operación de la localidad.

La zonificación o división en zonas de presión es aconsejable cuando se sobrepasan las presiones admisibles en la red de distribución, es decir, al cumplir con la presión mínima requerida en una parte de la red se sobrepasa la presión máxima permisible en otra parte de la misma. Lo anterior sucede cuando la topografía de la localidad es muy irregular o cuando la localidad es muy grande.

Usualmente las zonas de presión pueden interconectarse entre sí para abastecerse en forma ordinaria cuando se tiene una sola fuente, o extraordinaria (incendio, falla de la fuente, reparaciones, etc.) cuando se tienen varias fuentes. La interconexión entre las zonas de presión se hace mediante la maniobra de válvulas, descarga directa a tanque o uso de válvulas reductoras de presión en el caso de zonas bajas, o de rebombes a zonas altas.

Son posibles tres esquemas de suministro a zonas de presión:

- Suministro en serie. Cuando se tiene una red dividida en zonas de presión, generalmente no es posible que cada una tenga su propia fuente de abastecimiento. Así, la zona de presión que recibe el agua deberá abastecer a las colindantes por medio de la descarga directa a tanques, cajas rompedoras de presión o válvulas reductoras de presión, en un terreno descendente; o por rebombes en el caso de un terreno ascendente. Es recomendable que cada zona tenga su tanque de regularización. En casos excepcionales puede emplearse el bombeo directo a las zonas altas. Si así sucede, las bombas y tuberías de alimentación de la zona se diseñarán para el gasto máximo horario en el día de máxima demanda. Es necesario un estudio técnico-económico para comparar esta variante con la de un tanque de regularización, bombas y tuberías diseñadas con el gasto máximo diario.
- Suministro en paralelo. Se le llama así cuando cada zona de presión se abastece mediante líneas de conducción independientes y que poseen su propio tanque de regularización.
- Suministro combinado. Este esquema se utiliza cuando la red de distribución se abastece mediante varias fuentes.

Cada una de ellas lo hace a una parte de la red, y esas partes se unen entre sí tanto en paralelo como en serie.

Características

Tipos de Redes

Los esquemas básicos o configuraciones se refieren a la forma en la que se enlazan o trazan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a las tomas domiciliarias. Se tienen tres posibles configuraciones de la red:

- a) cerrada,
- b) abierta o
- c) combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que lo componen.

Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito. La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.

La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol). Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso. Este tipo de red tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.

En algunos casos es necesario emplear ramificaciones en redes cerradas, es decir, se presentan ambas configuraciones y se le llama red combinada. Cabe destacar que la configuración de la red se refiere a la red primaria que es la que rige el funcionamiento de la red. Pueden darse casos de redes abiertas con tuberías secundarias formando circuitos, sin embargo, la red se considera abierta.

División de una red de distribución

Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o "de relleno".

La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas troncales o principales y alimentar a las redes secundarias. Se considera que el diámetro mínimo de las tuberías correspondientes a la red primaria es de 100 mm. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm, aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm. La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

- a) *Red secundaria convencional:* En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los cruceros de la secundaria.
- b) *Red secundaria en dos planos:* En una red de este tipo, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien en un solo cruce de las tuberías primarias en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud varía entre 400 y 600 m, en función al tamaño de la zona a la que se le da el servicio, en este tipo de red las tuberías que se cruzan no necesariamente se unen.
- c) *Red secundaria en bloques:* En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional o en dos planos.

El tipo de red secundaria comúnmente recomendado es el de bloques y en dos planos dentro del bloque, debido a que tiene las siguientes ventajas:

a) *De proyecto:*

- El cálculo de revisión de la red es más sencillo.
- La distribución de las demandas para el cálculo hidráulico de la red primaria se simplifica notablemente debido a que la alimentación de los bloques se realiza de manera concentrada en dos puntos de cada uno de los bloques.
- El modelo del cálculo hidráulico es más preciso debido a que no hay consumos en ruta en las tuberías principales.
- Economía de tiempo horas-hombre al disminuir el número de cruceros por diseñar, en comparación con una red convencional.

b) De construcción:

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

c) De operación, mantenimiento y control de fugas:

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

d) En costos de inversión:

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

Formas de distribución

Por gravedad

El agua de la fuente de abastecimiento se bombea hasta un tanque de regularización localizado en algún punto elevado del terreno, que nos pueda proporcionar la suficiente presión, para de ahí ser distribuida por gravedad.

Éste es el método más conveniente de operación, debiéndose de utilizar siempre que se disponga de cotas de terreno elevadas con un tanque superficial o, en terrenos planos con un tanque elevado que nos proporcione la carga requerida.

Por bombeo

El bombeo puede ser de dos formas:

Bombeo directo a la red, sin almacenamiento

- Las bombas abastecen directamente a la red y la línea de alimentación se diseña para el gasto máximo horario Q_{MH} en el día de máxima demanda. Este es el sistema menos deseable, puesto que una falla en el suministro eléctrico significa una interrupción completa del servicio de agua. Al variar el consumo en la red, la presión en la misma cambia también. Así, al considerar esta variación, se requieren varias bombas para proporcionar el agua cuando sea necesario.

Las variaciones de la presión suministrada por las bombas se transmiten directamente a la red, lo que puede aumentar el gasto perdido por las fugas.

Bombeo directo a la red, con excedencias a tanques de regularización

- En esta forma de distribución el tanque se ubica después de la red en un punto opuesto a la entrada del agua por bombeo, y las tuberías principales se conectan directamente con la tubería que une las bombas con el tanque. El exceso de agua bombeada a la red durante períodos de bajo consumo se almacena en el tanque, y durante períodos de alto consumo el agua del tanque se envía hacia la red, para complementar a la distribuida por bombeo. La experiencia de operación en México ha mostrado que esta forma de distribución no es adecuada. En general, la distribución por bombeo se debe evitar en los proyectos y sólo podrá utilizarse en casos excepcionales, donde se pueda justificar.
- *Por distribución mixta.*- En este caso, parte del consumo de la red se suministra por bombeo con excedencias a un tanque del cual a su vez se abastece el resto de la red por gravedad. El tanque conviene ubicarlo en el centro de gravedad de la zona de consumo de agua. Debido a que una parte de la red se abastece por bombeo directo, esta forma de distribución tampoco se recomienda.

Funcionamiento hidráulico

Las tuberías permiten transportar un fluido de un lugar a otro. Al punto o sección transversal de la tubería donde se extrae el fluido o donde se conecta con otra, se le llama nudo. En los estudios de redes de tuberías, se considera que una tubería es un conducto cerrado de cierta longitud. Cada una de las secciones transversales de sus extremos está asociada a un nudo.

Una red de tuberías es un conjunto de tuberías interconectadas al menos en uno de sus extremos. Las redes de tuberías pueden ser de varios tipos como ya se mencionó.

Para evaluar el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías en la que se conocen los diámetros, longitudes y coeficientes de fricción, se requiere determinar las cargas de presión en los nudos que posee y los gastos que fluyen en las tuberías que la componen.

Cuando en la operación de la red es a presión y los gastos que circulan en sus tuberías no cambian con el tiempo, se tiene el caso de flujo permanente. Se le acostumbra llamar red estática.

Análisis; Flujo Permanente

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

Por otra parte, cuando en una red que funciona a presión, salen gastos variables en el tiempo (por ejemplo, para proporcionar más caudal a usuarios que lo solicitan en cierto momento del día), los gastos que existen en las tuberías cambian con el tiempo. Estas condiciones corresponden a una red con flujo no permanente o una red dinámica.

Para encontrar las cargas y los gastos en una red se emplean los principios de conservación de la energía y de masa (continuidad).

Conjunto de tuberías

El principio de continuidad establece que en un nudo, la suma de los gastos que entran a él es igual a la suma de los gastos que salen del mismo. Al aplicar este principio en cada nudo de la red se establece una ecuación lineal en términos de los gastos.

Criterio del cálculo hidráulico

Cuando la operación de la red es a presión y los gastos que circulan en sus tuberías no cambian con el tiempo, se tiene el caso de flujo permanente y, corresponde a una red estática, que es el caso que consideraremos para el cálculo de nuestra red de distribución.

Las siguientes reglas se deben de considerar en el cálculo de redes:

- 1.- La pérdida de carga en un conducto varía como una potencia del gasto.
- 2.- La suma algebraica de todos los gastos de entrada y salida en cualquier unión de los tubos es igual a cero.

3.- La suma algebraica de todas las pérdidas de carga entre dos puntos cualesquiera, es la misma por cualquier ruta y la suma algebraica de todas las pérdidas de carga alrededor de un circuito, es igual a cero.

Existen diferentes procedimientos de cálculo, que ya se describieron a grandes rasgos, en este momento hemos de presentar de forma particular y afondo el que empleamos en este trabajo; presentaremos el método de Hardy Cross, por ser el más práctico para la solución de las redes de los fraccionamientos, los pasos a seguir son:

- 1.- Definir el material a emplear para la tubería y sus características.
- 2.- Determinar el coeficiente de fricción (ver tabla) de la tubería de acuerdo al tipo de material.
- 3.- Definir el tipo de la red: primaria o secundaria.
- 4.- Identificar todos los cruceros de la red, numerándolos en forma consecutiva.
- 5.- Calcular la longitud propia, tributaria y acumulada de la línea de distribución, así como la longitud total.
- 6.- Calcular el gasto **Q1** (inicial o de primer tanteo) para la longitud acumulada de la línea, en cada tramo.

Proporcional a la longitud de tubería

$$Q1 = \frac{Q_{MH} * (\text{longitud acumulada})}{\text{longitud total de la línea}} \quad \text{Ec. 4.45}$$

7.- Determinar el sentido del flujo del agua, dándole por costumbre el signo (+) a los flujos en el sentido del reloj y (-) a los de sentido opuesto.

8.- Corregir el gasto inicial afectándolo con el signo correspondiente al flujo.

$$+ Q \quad \curvearrowright \quad - Q \quad \curvearrowleft$$

9.- Suponer un diámetro para cada tramo de la línea preferentemente un diámetro comercial.

10.- Los gastos en cada conexión es igual que la suma de las salidas de ella, normalmente esto no se logra en la primera aproximación, debiéndose proceder a hacer nuevos tanteos.

11.- Calcular las pérdidas por fricción **hf** de la tubería correspondientes a la

longitud propia de la misma, las cuales tendrán el mismo signo del gasto inicial **Q1** ya afectado por el signo del flujo, con la formula de Manning.

$$hf = K \times L \times Q1^2 = \frac{10.3 \times n^2 \times L \times Q1^2}{D^{16/3}} \quad \text{Ec. 4.46}$$

12.- Hacer la suma algebraica de todas las pérdidas por fricción y determinando así con un valor igual pero de signo contrario la carga necesaria para vencer las pérdidas por fricción.

$$\sum hf1$$

13 Obtener la relación entre las pérdidas de cada tramo con el gasto inicial ya afectado del signo del flujo. Este valor es absoluto y por lo tanto deberá ser siempre positivo, haciendo la suma total correspondiente.

$$Hf1 / +-Q1$$

14.- Se calcula la corrección del gasto haciendo la siguiente relación:

$$\sum Qi1 = \sum hf1 / [2 (hf / Q1)]$$

Esta corrección debe ser la misma para la misma red en análisis

15.- Se calcula un nuevo gasto Q2:

$$Q2 = +-Q1 + \sum Q1 \quad \text{Ec.4.47}$$

16.- Con el nuevo Q2 se calculan las nuevas pérdidas **hf2**

17.- Se realiza la suma la suma de las pérdidas con signo — y con signo +, debiendo ser próxima a cero, en caso de no serlo, el proyectista deberá de determinar si es necesario repetir el procedimiento calculando un nuevo ajuste de gasto, repitiendo desde el punto No. 13.

18.- Partiendo de la cota del terreno y la cota piezométrica en el punto inicial de la red de distribución, se calculan las siguientes cotas piezométricas, restándole a la cota piezométrica anterior, la perdida por fricción del tramo en análisis.

$$\text{Cota piezométrica2} = \text{Cota piezométrica1} - hf (1-2)$$

19.- La carga disponible en cada nodo o crucero se obtiene restando **a la cota** piezométrica la cota del terreno.

Carga disponible = Cota piezométrica - Cota terreno

20.- Por último deberán de verificarse las velocidades en cada tramo y compararlas con las máximas permisibles (ver tabla), si están excedidas, deberá de modificarse el diámetro.

$$v = \frac{0.397}{n} D^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ec. 4.48}$$

Red de tuberías en régimen no permanente

Análisis dinámico

En las redes de tuberías los gastos de demanda son variables a lo largo del día, a ello se debe que cambien los niveles piezométricos y gastos en sus tuberías. Para el estudio de estos cambios se debe tomar en cuenta al tiempo en las ecuaciones de flujo de agua, dando lugar a las llamadas redes dinámicas.

Las redes dinámicas permiten simular el flujo en las tuberías. A partir de sus resultados se determina la posibilidad de cumplir con los gastos de demanda, se revisa su comportamiento hidráulico y el tamaño de los tanques, se establecen políticas de operación, etc.

Un aspecto fundamental en el método de la red dinámica es el relativo a la demanda, ya que los gastos proporcionados a los usuarios dependen de la presión en la red. En el funcionamiento de la red dinámica se aprecia que durante los períodos de gasto de demanda inferior al gasto medio, se llenan tanques de almacenamiento y que, en los lapsos de demanda superior al gasto medio, el gasto se dé a los usuarios con el agua que llega a los tanques y con la almacenada en ellos; de ese modo, se tiene una menor variación en los gastos.

En el modelo dinámico se toma en cuenta la forma en que funcionan tanques, bombas y válvulas. Además, se consideran los lapsos en los que están en servicio los tanques y las bombas, asegurándose que las condiciones hidráulicas de la red permitan su funcionamiento. Esto último se refiere a que si se desea poner en operación una bomba se debe tener en cuenta que aportan agua a la red cuando la carga de presión se encuentra dentro del intervalo de operación de su curva característica.

La simulación del funcionamiento de la red comienza con el cálculo de cargas y gastos en régimen permanente.

También con las ecuaciones del modelo dinámico se pueden obtener las cargas y los gastos de régimen permanente, para lo cual se mantiene sin cambio los niveles de tanques y gastos de demanda. Se ha notado que esto se lleva a cabo con menos iteraciones que con los métodos para la solución de redes de flujo permanente.

Diseño óptimo de redes de distribución

La revisión y el diseño de redes de tuberías empleadas en el suministro de agua o gas se basan en las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión.

La revisión hidráulica consiste en determinar los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de la red. Para ello se requiere de la información siguiente: características físicas de las tuberías, conexiones entre tuberías, gastos de demanda, elevaciones de los tanques reguladores, etc.

El diseño hidráulico se refiere a la selección de los diámetros de las tuberías que forman la red para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de modo que se cumpla con restricciones de presión. La presión en cualquier punto de la red debe ser mayor a una mínima ($h_{\min}$) para que el agua llegue a los domicilios y menor a una máxima ($h_{\max}$) para evitar la rotura de tuberías y excesivos gastos de fugas. Se recomienda que estas presiones extremas sean de 10 y 30 m respectivamente.

El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es sencillo, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica. Para las redes que son abastecidas desde uno o más tanques de regularización conviene escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

En el diseño de la red de tuberías es importante su trazo. Éste consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de tuberías de modo tal que, sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general, el trazo de la red se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

En las ecuaciones de pérdida de carga por fricción entre los extremos de cada tubería de una red aparecen el gasto elevado al cuadrado y el diámetro al exponente menos cinco, ambos son desconocidos en el diseño de redes. Por ello se han planteado distintos tipos de métodos; en algunos se fija el valor de los gastos y se consideran como incógnitas a los diámetros; en otros, se proponen valores a los diámetros de las tuberías de la red y se verifica que cumplan con las restricciones de operación.

En los primeros métodos se trataba que la suma de las longitudes de los conductos que unen los puntos de demanda de la red fuera mínima; sin embargo, ella se determinaba una vez que se habían escogido los diámetros de las tuberías de acuerdo con la experiencia del diseñador (Tong, 1961). En 1966, Raman propuso modificar el método anterior condicionando que en los circuitos, la longitud mínima de tubería se encontrara cuando se cumpliera que en un circuito la suma de las longitudes entre el gasto fuera nula. Con este método tampoco se encontraba propiamente un diseño económico.

Deb y Sarkar (1971) plantearon minimizar los diámetros utilizados por medio de una ecuación de pérdida de energía junto con una función lineal del costo de la tubería.

Como esta función no está relacionada con los diámetros comerciales, al ajustarlos cambia su valor mínimo.

Con base en los primeros modelos se propusieron otros en los que se establece una función objetivo sujeta a varias restricciones; las cuales estaban basadas en el trazo de la red, en las condiciones de operación hidráulica y en los diámetros comerciales.

Uno de los métodos de optimación de redes más conocidos es el de Alperovits y Shamir (1977), en él se plantea como función objetivo a la suma de los costos de cada tubería. El costo de la tubería se obtiene al sumar los productos del costo por metro lineal asociado a un cierto diámetro por la longitud del tramo, para los tramos en que se divide la longitud de cada tubería. En el método se busca minimizarla. En las restricciones se establece que la suma algebraica de las pérdidas de carga en un circuito sea igual a cero.

Las incógnitas a determinar corresponden a las longitudes de los tramos de cierto diámetro que se consideran en cada tubería de la red. Este método tiene la desventaja de que en cada tubería deben existir más de dos tramos con diámetros diferentes, lo cual no es práctico. También requiere establecer de antemano la dirección y la magnitud de los gastos a conducir en cada tubería, lo que no asegura una solución óptima.

Consideraciones adicionales para los proyectos de Agua Potable

- El diámetro mínimo para una red de distribución es de 2 in.
- La carga mínima disponible a considerar en cualquier cruce de una red de distribución es de 10.00 metros. Para cargas menores se deberá verificar el diámetro de la tubería.
- Se deberá de indicar la ubicación de las tomas domiciliarias, debiéndose de considerar una sola toma para cada lote, ya sea unifamiliar o condominio.
- Deberá de hacerse un análisis de los niveles entre las diferentes instalaciones subterráneas, respetándose lo siguiente:
 - La separación horizontal y vertical entre las diferentes instalaciones.
 - No se permitirá el paso o cruce del drenaje sanitario o del agua tratada sobre la red de agua potable.
 - En las cajas de válvulas no se permitirá ninguna instalación que no sea la red de agua potable.

CAPÍTULO V

PROPUESTA DE DISEÑO

CAPITULO V

PROPUESTA DE DISEÑO

5.1 Obra de captación

Ya se ha mencionado y en este momento reiteraremos que las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea de la fuente de abastecimiento, dichas obras varían, de acuerdo a la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y magnitud.

El diseño de la obra de captación debe de ser tal que se prevean las posibilidades de contaminación del agua, para evitarlas. En otras palabras una obra de captación es aquella que se construye para reunir adecuadamente aguas aprovechables.

Como parte del análisis del tipo de captación a diseñar se observó que un dispositivo de captación directa, resultaría inadecuado, por lo frágil que sería un tubo en contra de la corriente, ya que al haber crecidas fuertes los troncos y las rocas arrastradas producirían impactos de consideración que en muy poco tiempo dejarían inservible el dispositivo; además, el dispositivo debe ser durable (varios años), también debe de captar el líquido con la mayor calidad, es decir lo menos contaminada posible, por lo que resulta favorable hacer la toma lo mas cerca posible de la fuente.

En el capítulo anterior ya explicamos en términos generales cuáles son las distintas formas de captar el agua y en el presente particularizaremos una de ellas y que fue la elegida para su construcción, es decir; *captación por medio de caja de manantial*.

Esto debido principalmente a las características topográficas e hidrológicas que se presentan en el lugar de donde se captará el agua. Además, como el gasto que se requiere captar es de cierta consideración (40% del total que abastecerá a la población), este dispositivo resulta ser el más adecuado.

5.1.1 Diseño hidráulico y funcional

En el presente apartado veremos ilustrado, como es que dependiendo de la acción de la gravedad y obviamente de su origen los manantiales pueden de ser; a) de filtración, de fisura y tubulares.

Ahora bien una vez ya identificada la forma del afloramiento que es del tipo *de fisura*, es momento de definir claramente el dispositivo de captación elegido.

La *Caja de Manantial* es un dispositivo que permite el paso del agua a través de una preparación que se le hace al terreno, orientada en sentido frontal a la dirección principal del afloramiento. Mediante la ubicación de muros laterales y piso abajo del nivel de la salida se impide la infiltración lateral y de fondo, sumados a éstos el muro frontal y el techo se forma la “caja” que habrá de almacenar el líquido.

Éstas cajas cerradas pueden ser de concreto reforzado o mampostería de piedra o tabique, (para nuestro caso por las ventajas que se tienen en el sitio, hemos resuelto construirla de concreto reforzado, misma en la que se realizará la colocación del acero de refuerzo como se ilustra en las figuras del anexo III del capítulo V).

El agua se debe extraer solamente con una tubería que atraviese la caja (con la preparación que se muestra en las figuras de los cortes y planos contenidas en los Anexos), y debe ser colocada a cuando menos 50cm del fondo de la caja de decantación o desarenador que va ubicado en la parte mas baja de la caja de manantial, este desarenador también lleva una tubería a al menos 5 cm del fondo y que servirá para la limpieza de los lodos o arenillas que lleguen a depositarse en este sitio.

A esta caja de manantial debe proveérsele de una escalera marina para poder tener acceso al interior cuando sea necesario, en dirección de la tapa movable o registro que se ubica en el techo de la estructura; no se requiere ventilación adicional. Se debe excavar lo suficiente para encontrar las verdaderas salidas del agua, procurando que la entrada del agua a la caja de captación se efectúe lo más profundo posible (para nuestro caso lo fue hasta que encontramos claramente las fisuras mas profundas).



Figura 5.1 Afloramiento tipo fisura de donde se captará agua



Figura 5.2 Otro afloramiento tipo fisura de donde se captará agua y caudal de ambos

Además, es característico que este tipo de dispositivos tengan cuando menos un tubo de demasías ubicado en la parte media alta de la estructura, pero en nuestro caso resultaría inadecuado, por lo que hemos propuesto colocar un vertedor con rejilla protectora, de dimensiones amplias para el vertido del volumen excedente, tal y como se ilustra en los detalles y perfiles mostrados en las figuras del Anexo III.

Una medida de protección sanitaria que no debe de ser omitida, es la construcción de cunetas que intercepten los escurrimientos superficiales e impida que se contamine el agua del manantial con el agua de escorrentía que arrastra sedimentos, hojas, tronquillos y otros objetos que a la larga afecten el funcionamiento y contaminen la fuente. Se recomienda que estas cunetas se excaven a una distancia de 10 m de los manantiales.

Esbozo general de la caja de manantial;

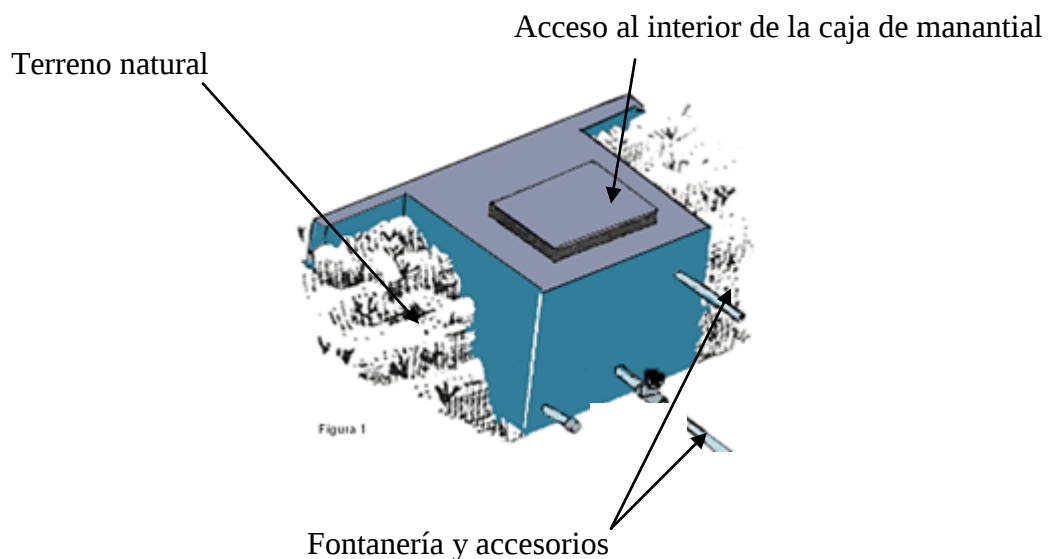


Figura 5.3 Esbozo general de la caja de manantial

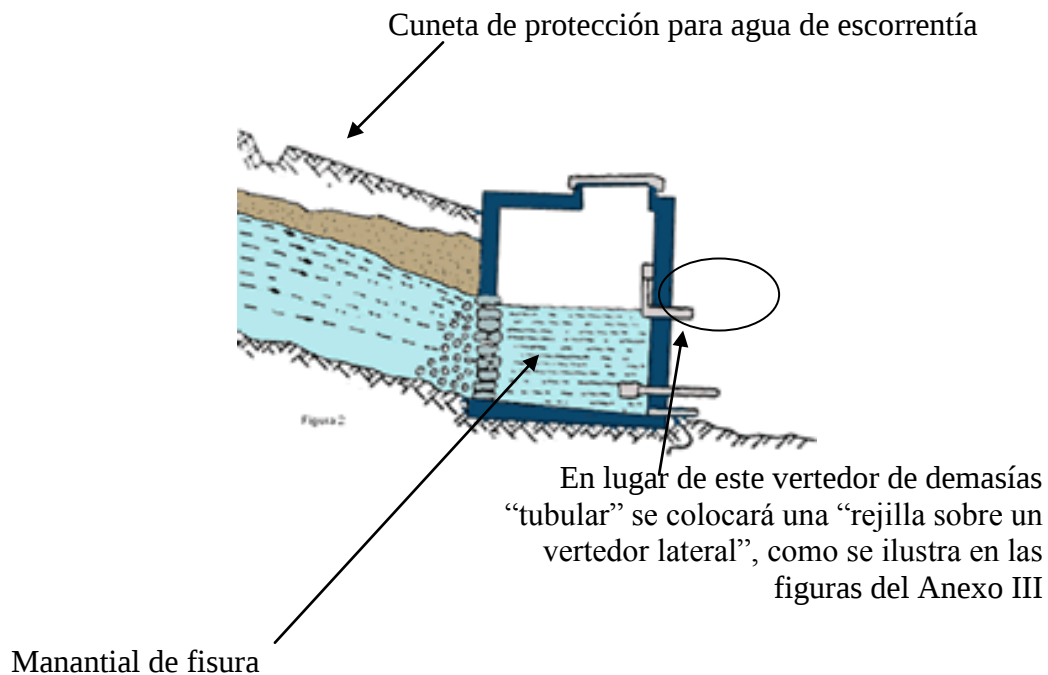


Figura 5.4 Perfil general de la caja de manantial

El propósito que se persigue es el diseño de una estructura económica, capaz de captar el gasto previsto; en caso de que dicho gasto sea pequeño, la economía lograda a base de cálculos exactos, es insignificante en la mayoría de los casos.

Para nuestro caso propondremos construir como ya lo mencionamos la caja de manantial con un volumen de captación tal, que podamos en cualquier momento, “tiempo de secas” o “tiempo de lluvias”, contar con el gasto solicitado; el gasto Q_{MD} requerido (aprox. el 40% del total), se captará por medio de este dispositivo, mientras que el exceso seguirá su curso original al derramarse a través del vertedor lateral provisto, y que será conducido a su cauce natural por medio de la cunetilla ubicada del lado izquierdo de la caja tal y como se indica en las figuras en el Anexo III.

5.1.2 Diseño estructural

Una vez efectuado el diseño funcional de la captación, para su dimensionamiento es necesario considerar la cantidad de agua que aflora del manantial descubierto y la necesaria para proveer a la comunidad en forma suficiente; el resultado del aforo efectuado en “*el tiempo de secas*” (en los meses de diciembre y enero cuando se presentó el menor escurrimiento, correspondientes a 2004 y 2005 respectivamente) fue de 21.7 l/s, y el valor más alto (de los meses de julio y agosto de 2005) en los que se presentaron las mayores crecidas el valor que registramos en el aforo fue de aproximadamente 230.2 litros por segundo.

Esto se puede constatar en las tablas de registro de la Precipitación Total, del anexo III, que se tienen de la estación meteorológica número 108 ubicada en la Marqueza, y que es la más cercana al punto de construcción de la caja de manantial.

En el caso que nos concierne se captarán 18.32 l/s aproximadamente y que representa un poco más del 40 % del consumo futuro total. Hemos propuesto que la “caja de manantial” tenga las dimensiones de longitud, ancho y alto según se muestra en las figuras que corresponden al capítulo V en el anexo III, y que es capaz de albergar hasta el nivel del vertedor lateral un volumen de aproximadamente 33.5 m³.

Ahora bien, la descarga a través del “vertedor rectangular lateral” puede expresarse por la formula general:

$$Q = CLh^{3/2} . \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde:

Q es el gasto total de demasías y esta medido en m³/s.

C coeficiente que cambia su valor dependiendo de la forma y tipo de vertedor.

h es la carga sobre la cresta del vertedor.

Entonces, si tomamos en cuenta que el tipo de vertedor de demasías a construir en la caja de manantial va a ser de la forma como el de la figura 5.4 del anexo III, tomaremos entonces los valores de los coeficientes “C” de la curva D respectivamente, de la figura 5.5 del mismo anexo;

Datos registrados y calculados:

Ancho del vertedor propuesto:	2.0 m
Caudal medio registrado:	40.3 m ³
Caudal mínimo aforado:	21.7 L/s
Caudal de crecida aproximado:	230.2 L/s
Carga sobre la cresta del vertedor lateral propuesta:	0.4 m

Por medio del vertedor lateral de demasías se canalizará al curso original del agua el excedente. Para tal vertedor propusimos un ancho de cresta de 2.0 m.

Una vez que tenemos todos los datos de entrada, procedemos entonces a calcular el gasto de excedencia posible del vertedor con la carga sobre la cresta del vertedor lateral propuesta del siguiente modo:

$$Q = CL h^{3/2} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Por lo que:

$$Q = 1.90 \cdot 2 \cdot (.4)^{3/2}$$

$$Q = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 960 \text{ l/s}$$

Por lo que el vertedor lateral es capaz de verter cuatro veces el volumen máximo de crecida. O dicho de otro modo tenemos con esta carga de 0.4 m un factor de seguridad de 4, siendo la carga mínima o suficiente de 0.1 m

Ahora calcularemos el diámetro del tubo de salida que sea capaz de suministrar el volumen de agua requerido:

En general el gasto es;

$$Q = V \cdot A; \quad A = Q/V \quad \text{Ec.5.3}$$

$$A = \pi r^2$$

Entonces:

$$\pi r^2 = Q/V \quad \text{Ec.5.4}$$

Si proponemos que la velocidad de salida sea de $V=1.004 \text{ m/s}$

$$r = ((0.01832/1.004)/\pi)^{1/2}$$

$$r = 7.62 \text{ cm};$$

$$= 76.2 \text{ mm}$$

Por lo que se propondrá un tubo con diámetro de salida comercial de 6 in (15.24 cm), a fin de cumplir con el requisito mínimo de salida para el abastecimiento deseado, que es precisamente el que se propone y se ilustra en las figuras del anexo III del capítulo V.

5.2 Obra de conducción

5.2.1 Hidráulico y funcional

Datos generales

Los datos generales a recabar en una línea de conducción son, entre otros, la localización de las fuentes de abastecimiento y las descargas, el clima, los medios de comunicación al lugar, servicios de energía eléctrica y usos del agua.

Información de la fuente de abastecimiento

Es importante conocer los gastos que pueden proporcionar las fuentes de abastecimiento, sus niveles del agua y el tipo de fuente ya que de ello depende el tipo de conducción (bombeo o gravedad) y número de bombas que pueden colocarse. Por ejemplo, si son pozos profundos, una sola bomba puede instalarse, en cada pozo.

Datos de proyecto

Los datos del proyecto necesarios para el diseño de una línea de conducción son: la estadística de la población, las dotaciones, el período del proyecto, la curva de demandas, la topografía y el estudio del suelo del lugar.

Costos de construcción y operación

Es necesario también, conocer los costos de la construcción y la operación del sistema, a fin de poder efectuar el análisis económico. Los costos pueden ser de obra, por indemnización, y por operación y mantenimiento.

Esquema de la conducción

El esquema de la conducción se refiere a la forma como serán conectados los tubos, las fuentes de abastecimiento y los tanques de entrega de la conducción, sin dar detalles de trazo y dimensionamiento de los tubos. El esquema de la conducción se obtiene una vez localizados las fuentes de abastecimiento y los tanques de regularización, donde serán las entregas del agua de la conducción.

Proyección de la población

Con base en la estadística de la población, se aplica un método para obtener la proyección de la población correspondiente al período de diseño. Dicho estudio es importante para determinar los consumos de la población en el tiempo, las etapas de construcción, equipamiento y los volúmenes anuales requeridos para abastecer de agua a la población en cada una de las etapas.

Variación de la demanda

La variación de la demanda es un dato que proporciona la **curva de demandas** de la población. Con ella se modela el funcionamiento hidráulico y se diseña la red de distribución, obteniendo en cada tanque, los volúmenes de agua que demanda la población en la red de distribución del sistema de agua potable.

Gasto de diseño

Un solo tanque: La conducción puede presentar una o varias entregas de agua a un solo tanque de regularización. El gasto de las entregas, para el caso de un sistema de agua potable con un solo tanque, se calcula con:

$$\sum_{j=1}^n N_j Q_j = 24 Q_{MD} \quad \text{Ec. 5.5}$$

$$j=1$$

Donde:

n es el número de entregas de agua en el tanque.

N_j es el tiempo en horas que funciona una entrega.

Q_j es el gasto de una entrega.

Q_{MD} es el gasto máximo diario.

*Los valores de Q_{MD} y Q_j deben darse en las mismas unidades.

En nuestro caso de acuerdo a los sondeos y aforos en la zona determinamos que se tomaría la conducción ya existente junto con una nueva conducción a partir del manantial denominado “Agua Conejo” llegando ambos caudales a un mismo tanque de almacenamiento por medio de gravedad. Dicho tanque se propone sea construido a un costado del tanque ya existente dentro del mismo terreno, quedando el sistema de la forma que se muestra en la figura 5.5.

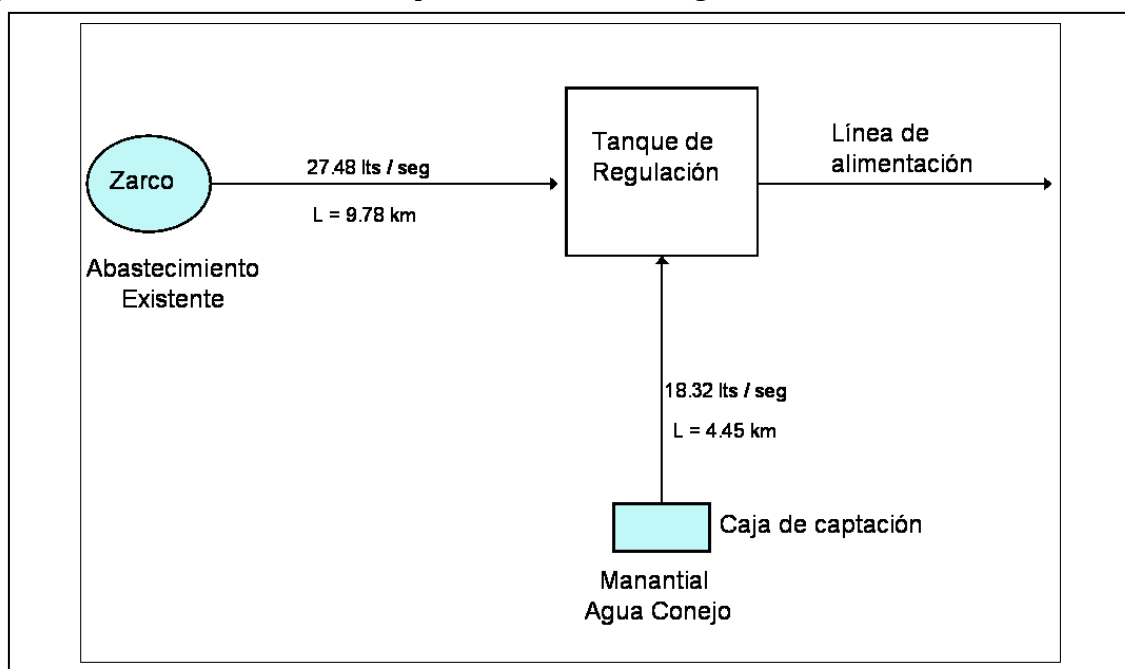


Figura 5.5 Arreglo del sistema general

Se debe tener presentes las siguientes consideraciones en el caso de un proyecto de conducción por gravedad:

- La sobrepresión máxima se produce con el cierre de la válvula al final de la conducción.
- La sobrepresión máxima puede producirse con el gasto máximo en la conducción o con gastos parciales si el tiempo de cierre es diferente en los dos casos.

- La depresión máxima puede producirse con la apertura de la válvula al final de la tubería, o con la apertura de una válvula intermedia.

Procedimiento de diseño

- a) Se analizan los posibles gastos de operación de la conducción con flujo permanente.
- a) Se simula el transitorio generado por un cierre normal de la válvula al final de la conducción para cada uno de los gastos de flujo permanente posibles.
- b) Las presiones máximas obtenidas en el punto (b) se comparan con la resistencia de la tubería. Si éstas superan la resistencia de la tubería se busca la forma adecuada para reducirlas. La manera más sencilla consiste en hacer el cierre más lento. Para la mayoría de los tipos de válvula usados en conducciones de agua potable el efecto predominante se presenta al final del cierre. Por esta razón resulta efectivo un cierre en dos (o más) etapas: un cierre rápido al inicio seguido por cierre lento al final.

El cierre más lento o en etapas se realiza por medio de arreglos mecánicos especiales que se adicionan a las válvulas.

Las sobrepresiones pueden ser reducidas también con válvulas de alivio o by-pass en las válvulas de cierre. La cámara de aire y torre de oscilación generalmente no se justifican en una conducción de agua potable por gravedad.

- c) Una vez reducidas las presiones máximas en los límites permisibles se pasa a revisar las presiones negativas. Si el transitorio genera presiones negativas que la tubería no puede soportar, se intenta ante todo eliminarlos por medio de válvulas de admisión de aire. Las presiones negativas normalmente se producen en los puntos altos de la conducción, donde se tienen válvulas de aire para el llenado y vaciado de la línea. De esta manera primero se simula el transitorio considerando la presencia de estas válvulas de aire, que pueden resultar suficientes para eliminar los vacíos.

En ocasiones, si el vacío se presenta en una pequeña longitud de la conducción, puede resultar más conveniente reforzar esta parte y permitir el vacío.

- d) Se simula el transitorio que genera la apertura de la válvula al final, y el cierre de válvulas intermedias. Es de esperar que las sobrepresiones en estos casos sean menores. Presiones negativas son posibles; la protección contra éstas es como en el punto (d).

Datos de proyecto:

- Población proyecto: 7630 habitantes.
- Suministro: 24 hrs.

- Dotación 239 l / hab / día
- Coeficiente de variación diaria: 1.4.
- Coeficiente de variación horaria: 1.55.
- Tiempo de proyección: 10 años (periodo de diseño)

$$Q_{MD} = \frac{239 \times 7630 \times 1.4}{86400} \text{ l/s}$$

$$= 29.5485$$

$$= 1.55 Q_{MD}$$

$$= 1.55 (29.5485)$$

$$= 45.8001 \text{ l/s}$$

Con el 40 % (parte que corresponde a la captación del manantial) tenemos:

$$Q = 0.40 (45.8001)$$

$$Q = 18.62 \text{ l/s}$$

Cálculo del gradiente hidráulico:

$$S = \frac{H}{L}$$

Ec.5.6

$$S = \frac{2982 - 2939}{4450}$$

$$S = 0.0096629$$

Altura manantial “Agua Conejo” = 2, 939 m

Altura tanque de almacenamiento = 2, 982 m

Longitud: 4,450 m

Dado las condiciones existentes en la localidad en estudio se propone la utilización de tubería de polietileno de alta densidad (PEAD) tipo II, debido a las siguientes consideraciones:

- Mantenimiento bajo o nulo.
- Resistente a agentes agresivos del medio ambiente.
- Grado de fricción muy bajo.

- Facilidad de instalación.
- Flexibilidad.
- Ligereza.
- No permite la formación de agentes contaminantes en el agua

Cálculo del diámetro de la tubería

De la fórmula de Hazen y Williams:

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}; \quad C = 140 \text{ Ec. 5.7}$$

Despejamos la D:

$$D = \left(\frac{18.32}{35.834 \times 10^{-7} \times 140 \times 0.0096629^{0.54}} \right)^{1/2.63} \quad \text{Ec. 5.8}$$

$$D = 140.76 \text{ mm} \approx 5.54" \text{ (Diámetro teórico)}$$

$$D = 6 \text{ in (Diámetro comercial)}$$

Carga estática

$$\begin{aligned} \text{CE} &= 2982\text{m} - 2939\text{m} \\ &= 43 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de pérdidas por fricción

$$hf = \frac{10.3 \times n^2 \times Q^2 \times L}{D^{16/3}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 0.01832^2 \times 4450}{0.1524^{16/3}}$$

$$hf = 28.37\text{m}$$

Revisión por velocidad

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ec. 5.10}$$

$$V = \frac{0.01832}{\frac{\pi \times 0.1524^2}{4}} = 1.004 \text{ m/s}$$

Por lo tanto como: $0.3 \leq V \leq 5 \text{ m/s}$, se acepta.

5.2.2 Válvulas, dispositivos, accesorios y estructuras auxiliares

De acuerdo al gasto requerido y al diámetro propuesto tenemos que las válvulas de expulsión de aire a utilizar serán de 2.54 cm, según lo observado en la tabla 6.9 en el capítulo 6 del libro “Abastecimiento de Agua Potable” de Enrique César Váldez, Facultad de Ingeniería UNAM 1991. Se colocarán cuando más a cada 1.4 km de distancia en tramos rectos, así como en cada cambio de nivel considerable en la línea de conducción. Para efecto de nuestro análisis se colocarán 7 válvulas.

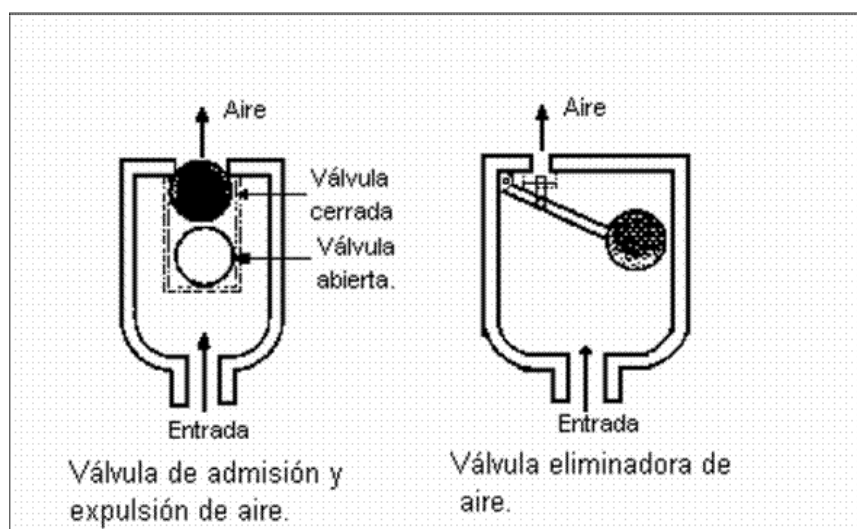


Figura 5.6 válvulas de admisión, expulsión y eliminación de aire

Procedimiento de colocación

Se abrirá una zanja a lo largo de todo el trazo de la línea de conducción con medidas de 60 cm de ancho, 90 cm de profundidad.

Se colocará una plantilla de 10 cm de espesor con arenilla no mayor de 8 mm de grosor, posteriormente se colocará la tubería y se irá rellenando con la misma arenilla hasta cubrir la tubería, una vez hecho lo anterior se colocará una capa de 20 cm de gravilla no mayor a 12 mm para que finalmente se rellene con capas a cada 20 cm de material producto de la excavación hasta llegar al nivel de terreno natural.

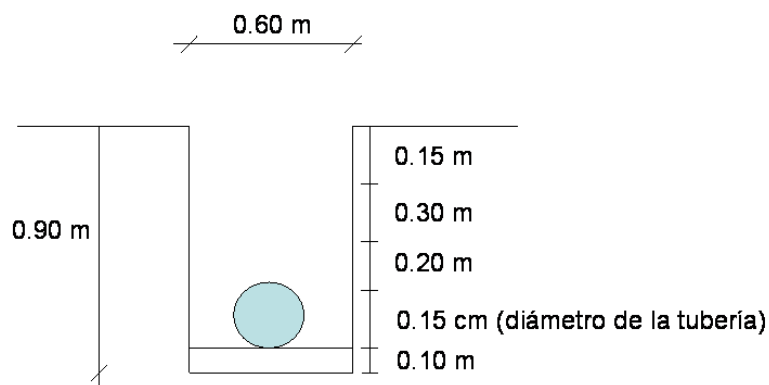


Figura 5.7 Corte transversal de la zanja

Atraques

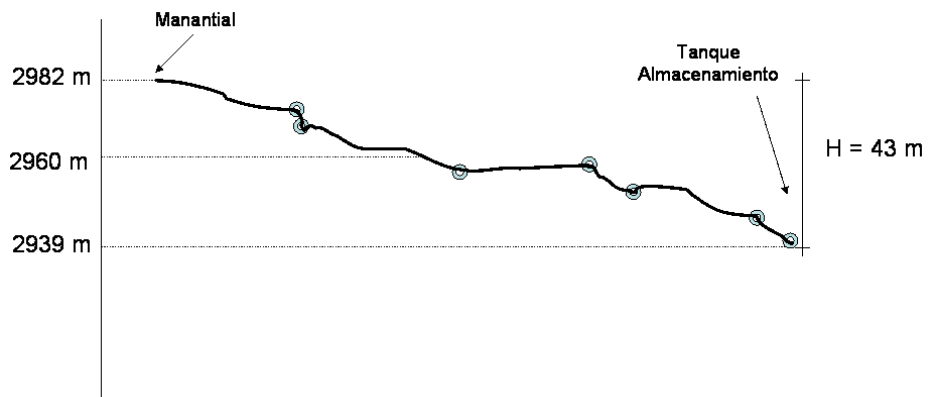
Se colocarán atraques en las zonas donde así lo requiera, como son en los tramos donde cambie la dirección considerablemente, así como donde las condiciones del terreno no garanticen la estabilidad de la tubería, por ejemplo, en laderas y partes rocosas donde no se pueda hacer una zanja completa.

Dichos atraques serán elaborados de concreto pobre ($200 \text{ kg} / \text{cm}^2$) y con una forma de dado de $50 \times 50 \text{ cm}$. Para efectos de nuestro análisis se colocarán 11 atraques.

Perfiles obtenidos

Con base en los datos antes mostrados obtuvimos los perfiles que se muestran en las figuras 5.8 y 5.9

Altimetría:



⊙ Válvulas

Figura 5.8 Colocación de válvulas

Planimetría:

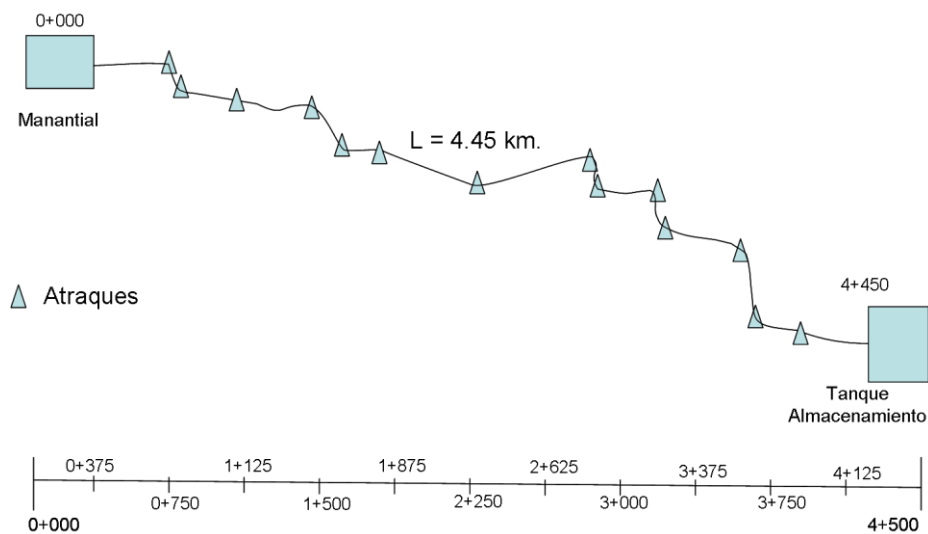


Figura 5.9 Ubicación de atraques

5.3 Obra de Regularización

5.3.1 Diseño hidráulico y funcional

Para el diseño de la obra de regularización (tanque de almacenamiento) se deben tomar en cuenta todos los factores de diseño de proyecto y con base en ellos poder dimensionar y diseñar un tanque de almacenamiento funcional, suficiente y adecuado para la comunidad. Para iniciar con el diseño del tanque de regularización comenzaremos calculando la dimensión que debe tener el mismo, para esto nos apoyaremos en los datos del proyecto y en algunas de las tablas de variación de consumo como la que se presenta en el cuadro 5.1

Cuadro 5.1 Variación de consumo dependiendo
del tipo de población considerada

Horas	Población pequeña	Población media (Irapuato)	Población Grande (Cd. México)
0 – 1	45	50	61
1 – 2	45	50	62
2 – 3	45	50	60
3 – 4	45	50	57
4 – 5	45	50	57
5 – 6	60	50	56
6 – 7	90	120	78
7 – 8	135	180	138
8 – 9	150	170	152
9 – 10	150	160	152
10 – 11	150	140	141
11 – 12	140	140	141
12 – 13	120	130	138
13 – 14	140	130	138
14 – 15	140	130	138
15 – 16	130	140	141
16 – 17	130	140	114
17 – 18	120	120	106
18 – 19	100	90	102
19 – 20	100	80	91
20 – 21	90	70	79
21 – 22	90	60	73
22 – 23	80	51	71
23 – 24	60	50	57

Fuente: Apuntes de abastecimiento de agua potable, UNAM, 1987

*Variación de consumo expresada como porcentaje del gasto máximo diario.

En la cuadro 5.1 se muestra en manera porcentual el gasto máximo diario de una comunidad pequeña o rural, como la que nos ocupa en el presente documento, de una ciudad mediana como Irapuato y de una gran ciudad como la Ciudad de México. Esta tabla está basada en promedios estadísticos. Ahora bien, basados en la información estadística, podemos esperar que el comportamiento y la variación del consumo de la comunidad de San Juan Yautepec presente un comportamiento muy parecido al de la tabla correspondiente al de una población pequeña. Como el suministro de las fuentes de abastecimiento, actual y la propuesta, es constante (24 horas al día) tomamos la tabla del cuadro 5.1, añadimos una columna Q (100%) y calculamos las diferencias existentes con la variación del gasto máximo.

Cuadro 5.2 Variación de consumo y su diferencia acumulada según tipo de población considerada

Horas	Suministro Q	Variación de consumo	Diferencia	Diferencia Acumulada
0 – 1	100	45	55	55
1 – 2	100	45	55	110
2 – 3	100	45	55	165
3 – 4	100	45	55	220
4 – 5	100	45	55	275
5 – 6	100	60	40	315
6 – 7	100	90	10	325
7 – 8	100	135	-35	290
8 – 9	100	150	-50	240
9 – 10	100	150	-50	190
10 – 11	100	150	-50	140
11 – 12	100	140	-40	100
12 – 13	100	120	-20	80
13 – 14	100	140	-40	40
14 – 15	100	140	-40	0
15 – 16	100	130	-30	-30
16 – 17	100	130	-30	-60
17 – 18	100	120	-20	-80
18 – 19	100	100	0	-80
19 – 20	100	100	0	-80
20 – 21	100	90	10	-70
21 – 22	100	90	10	-60
22 – 23	100	80	20	-40
23 – 24	100	60	40	0

**Tabla en porcentajes.

Se puede observar de los cálculos arrojados por la tabla que al inicio, en la hora cero, el tanque está recibiendo el suministro de agua y presenta un consumo muy bajo, lo cual permite que el agua se almacene en el tanque, esto hasta llegar a la hora 6 – 7 donde se llega al almacenamiento máximo 325 %, a partir de ese momento las salidas empiezan a ser mayores que el suministro y desciende el porcentaje almacenado hasta llegar a cero en la hora 14 – 15 (el tanque esta vacío).

El consumo continúa siendo mayor al suministro generando un déficit que llega a la situación más desfavorable que se presenta en las horas mostradas en el cuadro 5.3

Cuadro 5.3 Déficit mas desfavorable

17 – 18	100	120	-20	-80
18 – 19	100	100	0	-80
19 – 20	100	100	0	-80

Esto nos indica el déficit máximo que se presentará en el tanque durante su uso normal.

Teniendo este dato sabemos que debemos contar con una reserva por lo menos igual al déficit máximo para evitar que se sufra de periodos de falta de suministro en el sistema.

Volviendo a la tabla del cuadro 5.2, ahora debemos buscar el punto máximo de almacenamiento, este lo encontramos entres las 6 y 7 horas en el que el almacenamiento es el 325%, tomamos esta cantidad y le sumamos el máximo déficit.

$$C = 325 + 80 = 405\%$$

Para poder llegar a obtener el volumen que representa este 405% debemos realizar la siguiente operación en la que aparece el gasto máximo diario, lo que nos permite llegar al volumen deseado en el tanque de regularización de nuestro proyecto.

$$Vol = 4.05 \times \frac{3600}{1000} \times Q_{MD} \quad \text{Ec. 5.11}$$

Donde:

es el 405%

Q_{MD} es el gasto máximo diario expresado en l/s.

El Q_{MD} para el proyecto es de **29.51 l/s**, lo que hace que el volumen del tanque sea:

$$Vol = 4.05 \times \frac{3600}{1000} \times 29.51 \frac{l}{s} = 430.26 m^3$$

Conociendo el volumen de tanque (430.26 m³) de regularización iniciamos con la propuesta de las dimensiones del tanque ha construir.

Por cuestión de economía y sencillez en la construcción se propone un tanque de regularización de una altura de 2.50 m por lo que se dividirá el volumen obtenido en m³ entre los 2.50 metros

Al realizar la operación obtenemos un área de 172.1 m², el terreno donado por la comunidad para propósitos del tanque anterior, tiene espacio suficiente para albergar con holgura el nuevo tanque. Para conocer las dimensiones definitivas del tanque simplemente sacaremos la raíz cuadrada al área obtenida y tendremos la longitud de cada uno de los lados del tanque. Realizando operaciones obtenemos que el tanque debe ser de 13.12 m X 13.12 m

Como se está planeando que el tanque resuelva las necesidades de una población futura donde son muchos los factores que pueden influenciar su crecimiento, se decidió hacer un poco más grande el tanque sin que esto impacte en gran medida el costo de la construcción.

5.3.2 Fontanería

Entrada.- El diámetro de la tubería de entrada corresponde en general al de la conducción. La descarga podrá ser por encima del espejo de agua (para tirantes pequeños), por un lado del tanque o por el fondo (para tirantes grandes). En cualquier caso el proyectista debe tener especial cuidado en revisar y tomar las providencias necesarias para protección de la losa de fondo por efecto del impacto de la caída o velocidades altas de flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque.

Es conveniente analizar la colocación de una válvula de control de niveles máximos, en la tubería de entrada al tanque, que puede ser de tipo flotador ó de altitud. El gasto de diseño para la fontanería de entrada debe ser el gasto máximo diario, el máximo que proporcione la fuente de abastecimiento o el que indique la planeación general de las obras.

Dependiendo del arreglo funcional del tanque existen varias opciones para la llegada al tanque superficial:

a) Por la parte superior.- presenta la llegada con válvula de flotador, pero en algunos casos se utiliza únicamente la tubería (cuello de ganso).

b) *Por la parte inferior.*- Este diseño se utiliza por lo general cuando es la misma línea tanto de llegada como de distribución, pero también se puede utilizar como llegada únicamente.

En el caso del tanque de regularización propuesto la llegada será por la parte superior utilizando como dispositivo de control una válvula de flotador.

Salida.- La tubería de salida se puede alojar en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo.

En tanques que tienen una superficie suficientemente grande o tuberías de salida de gran diámetro, resulta más conveniente que ésta quede ubicada en el fondo del tanque, ya que para niveles bajos en el tanque, el gasto de extracción puede manejarse en forma más eficiente que en una salida lateral.

Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización, es indispensable dotar a estas estructuras de un by-pass, entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento.

El gasto de diseño de las tuberías de salida, será el gasto máximo horario, o el que se indique en la planeación general de las obras.

Fontanería de salida

- Tubo de acero con extremos biselados para soldar.
- Brida de acero.
- Válvula de seccionamiento tipo compuerta.
- Tubo de acero de 400 mm de longitud con un extremo biselado para soldar el otro liso.
- Junta flexible tipo Gibault de 400 mm para unir tubería de salida con la línea de conducción.

Desagüe de fondo.- En caso de una fuga o reparación, los tanques se vaciarán a través de las líneas de salida que son las tuberías de mayor diámetro.

El volumen último remanente, se extraerá en función del tiempo requerido para la reparación del tanque. Los accesorios propuestos para la fontanería del tanque de regularización es la siguiente:

Fontanería de desagüe de fondo

- Tubo de acero con extremos biselados para soldar.
- Codo de acero en gajos de 90 grados.

- Tubo de acero con anillo de empotramiento con un extremo biselado para soldar y el otro liso.
- Brida de acero.
- Válvula de seccionamiento tipo compuerta.
- Tubo de acero con un extremo biselado y el otro liso.
- Junta flexible tipo Gibault para unir tubería de desagüe.

5.3.3 Estructural

El diseño estructural del tanque se realizó basando en las normas de diseño del manual de la CNA para tanques de regularización y almacenamiento. Para el diseño se hicieron cálculos de resistencia y estabilidad

Cimentación del tanque de regularización

El suelo de la zona del antiguo tanque de regularización (sitio donde se ubicará el nuevo tanque) está formado en general de roca sana que presenta algunas fracturas.

Por sus características la roca tiene una capacidad de carga muy grande pudiendo soportar sin mayor apoyo el tanque de regularización, pero las fracturas encontradas muestran la necesidad de crear un apoyo uniforme.

Buscando aprovechar al máximo la resistencia de la roca existente se propone para la cimentación una excavación (por medios manuales) en la superficie de la roca, no mayor a 40 cm que permitirá albergar una plantilla de concreto pobre.

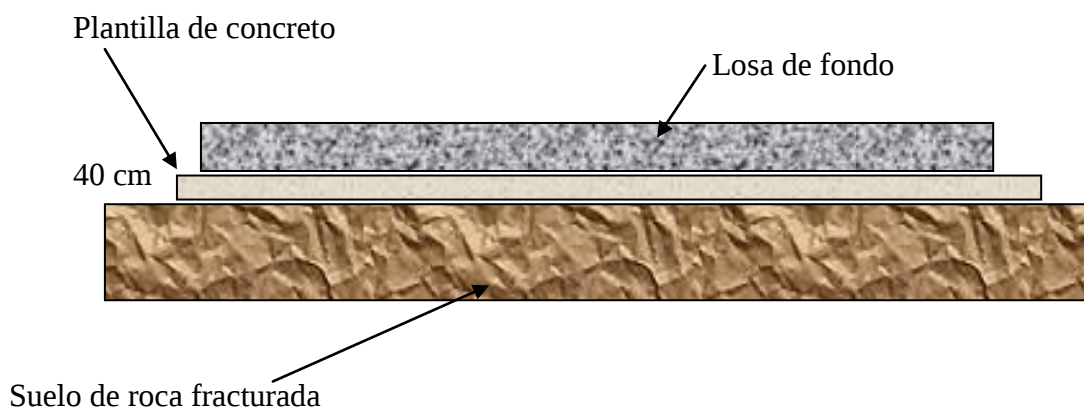


Figura 5.10 Cimentación de Tanque

La plantilla se realizará con concreto de resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ y se reforzará con malla electro soldada 6x6x10x10, su grosor será de 10 cm y su función la de dar un soporte uniforme al tanque de regularización.

Losa de piso

La losa de piso se montará encima de la plantilla y su grosor será de 15 centímetros. Se realizará en concreto armado y colándola de forma monolítica junto con un fragmento de muro que dará buena resistencia a la unión losa – muro.

El concreto a utilizarse será del tipo estructural con resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ fabricado en sitio (esto debido a la dificultad para el acceso de las ollas con concreto prefabricado) para los agregados se utilizará arena (limpia y cernida) y grava con tamaño de agregado no mayor 15 milímetros.

El acero de refuerzo estará formado por varillas de $\frac{1}{2}$ pulgada con resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ dispuestas en doble parrilla con 20 cm de separación en ambas direcciones unidas con alambre recocido y soportadas por apoyos que le permitan tener un recubrimiento de 4 centímetros.

Como se comentó la losa de piso se colará monolíticamente (al mismo tiempo) con un fragmento de muro para dar mayor resistencia a la unión muro-losa, se dejarán expuestas varillas con longitud suficiente que permita la continuidad del acero y se tomarán las medidas necesarias para evitar filtraciones en la unión.

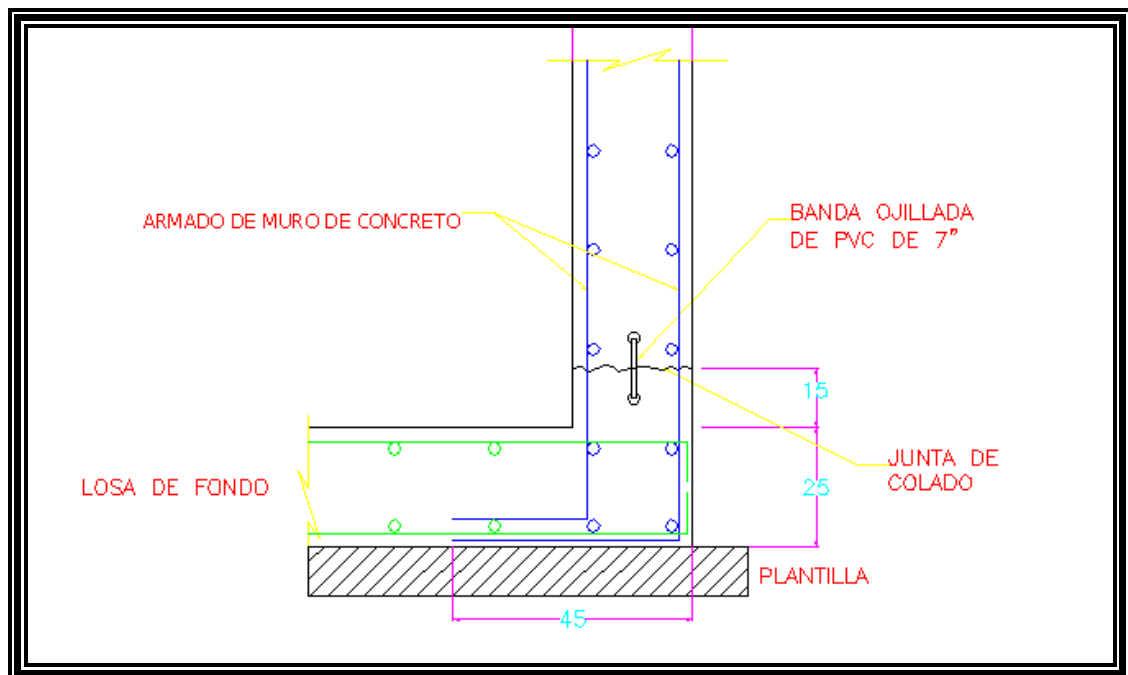


Figura 5.11 Detalle de armado de muro de tanque

Para la construcción del tanque de regularización se considera cimbra con madera de pino de tercera para losas y muros.

Unión Losa – Muro

La junta fría de la losa de piso con los muros laterales se hará utilizando en la unión una banda de pvc ojillada de 7" que evitará filtraciones.

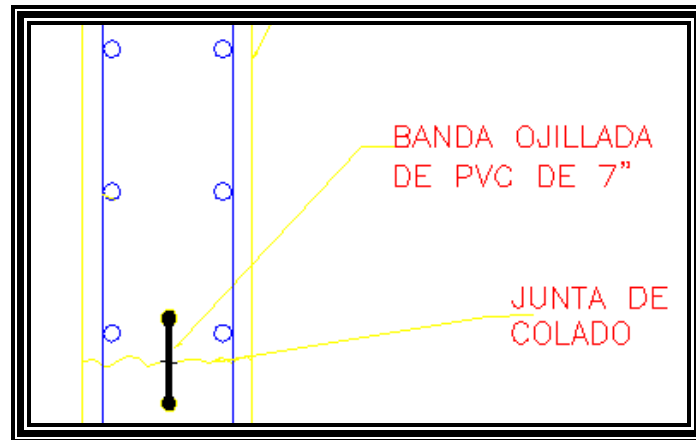


Figura 5.12 Detalle de junta de colado de muro de tanque

Muros

Los muros serán de concreto reforzado con un espesor de 25 centímetros. El concreto a utilizarse será del tipo estructural con resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ fabricado en sitio (esto debido a la dificultad para el acceso de las ollas con concreto prefabricado) para los agregados se utilizará arena (limpia y cernida) y grava con tamaño de $\frac{3}{4}$ de pulgada. El acero de refuerzo estará formado por varillas de $\frac{1}{2}$ pulgada con resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ dispuestas en doble parrilla con 20 cm de separación en ambas direcciones unidas con alambre recocido con recubrimiento de 2.5 centímetros.

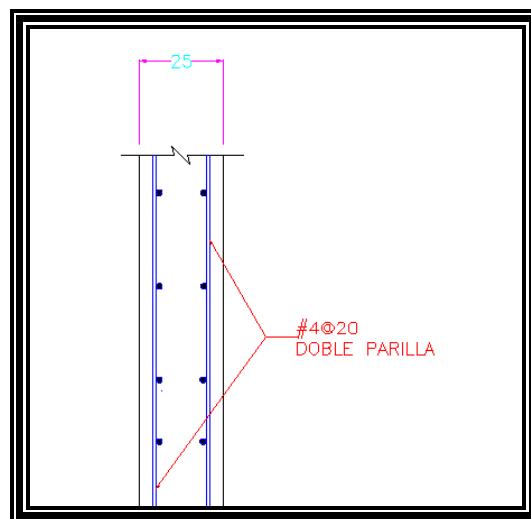


Figura 5.13 Acomodo de acero de refuerzo en 2 parrillas en muro de tanque

Losa de techo

La losa de techo será de grosor 15 centímetros. Se realizará en concreto armado. Se colará una vez que se hayan descimbrado los muros y hayan adquirido la resistencia suficiente.

El concreto a utilizarse será del tipo estructural con resistencia $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ fabricado en sitio (esto debido a la dificultad para el acceso de las ollas con concreto prefabricado) para los agregados se utilizará arena (limpia y cernida) y grava con tamaño de agregado no mayor a 15 milímetros.

El acero de refuerzo estará formado por varillas de $\frac{1}{2}$ pulgada con resistencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ dispuestas en una parilla con 20 cm de separación en ambas direcciones unidas con alambre recocido.

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO DE OBRA

Universidad Nacional Autónoma de México

Dependencia: Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

Concurso No.

Fecha:

08-Oct-06

Obra: Abastecimiento de agua potable para la comunidad de San Juan Yautepec

Municipio de Huixquilucan, Estado de México

Lugar: San Juan Yautepec, Municipio de Huixquilucan, Estado de México.

PRESUPUESTO DE OBRA

Código	Concepto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Importe	%
A	OBRA DE CAPTACION					
20	EXCAVACION EN CAJA	M3	21.0000	55.00	1,155.00	0.02%
30	PLANTILLA DE CONCRETO POBRE	M2	21.0000	121.24	2,546.04	0.03%
40	CIMIENTO DE PIEDRA BRAZA	ML	17.8000	133.96	2,384.49	0.03%
60	LOSA DE CONCRETO ARMADO	M2	18.2400	708.41	12,921.40	0.17%
70	MURO DE CONCRETO ARMADO	M2	41.5800	1,061.57	44,140.08	0.58%
80	LOSA DE TECHO	M2	18.2400	618.65	11,284.18	0.15%
120	REGISTRO DE ACCESO	PZA	1.0000	149.86	149.86	0.00%
130	ESCALERA MARINA	PZA	1.0000	391.50	391.50	0.01%
90	TUBERIA DE SALIDA Y ACCESORIOS	LOTE	1.0000	2,730.00	2,730.00	0.04%
91	TUBERIA FOFO 6"	ML	2.0000	224.10	448.20	0.01%
92	TUBERIA FOFO 4"	ML	2.0000	177.95	355.90	0.00%
31	CUNETA DE PROTECCION	ML	15.0000	238.12	3,571.80	0.05%
140	CERCO DE PROTECCION MALLA CICLONICA	ML	25.0000	280.00	7,000.00	0.09%
	Total OBRA DE CAPTACION				89,078.45	1.18%
B	OBRA DE CONDUCCION					
20	EXCAVACION EN CAJA	M3	2,403.0000	55.00	132,165.00	1.75%
30	PLANTILLA DE CONCRETO POBRE	M2	2,670.0000	121.24	323,710.80	4.28%
50	RELLENO CON MATERIAL GRADUADO	M3	2,191.0000	167.00	365,897.00	4.84%
190	ATRAQUE DE MAMPOSTERIA	PZA	14.0000	133.96	1,875.44	0.02%
21	TUBERIA CONDUCCION	ML	4,450.0000	297.60	1,324,320.00	17.53%
22	VALVULAS DE CONDUCCION	PZA	25.0000	235.00	5,875.00	0.08%

23	CODOS Y ACCESORIOS	LOTE	1.0000	18,885.00	18,885.00	0.25%
Total OBRA DE CONDUCCION					2,172,728.24	28.75%
C	TANQUE DE REGULARIZACION					
20	EXCAVACION EN CAJA	M3	112.5000	55.00	6,187.50	0.08%
30	PLANTILLA DE CONCRETO POBRE	M2	225.0000	121.24	27,279.00	0.36%
60	LOSA DE CONCRETO ARMADO	M2	225.0000	708.41	159,392.25	2.11%
70	MURO DE CONCRETO ARMADO	M2	225.0000	1,061.57	238,853.25	3.16%
80	LOSA DE TECHO	M2	225.0000	618.65	139,196.25	1.84%
90	TUBERIA DE SALIDA Y ACCESORIOS	LOTE	1.0000	2,730.00	2,730.00	0.04%
100	TUBERIA DE LIMPIEZA Y ACCESORIOS	LOTE	1.0000	2,730.00	2,730.00	0.04%
120	REGISTRO DE ACCESO	PZA	4.0000	149.86	599.44	0.01%
130	ESCALERA MARINA	PZA	4.0000	391.50	1,566.00	0.02%
Total TANQUE DE REGULARIZACION					578,533.69	7.66%
D	OBRA DE DISTRIBUCION					
20	EXCAVACION EN CAJA	M3	7,713.0000	55.00	424,215.00	5.61%
50	RELLENO CON MATERIAL GRADUADO	M3	6,739.5400	167.00	1,125,503.18	14.89%
61	TUBERIA DE DISTRIBUCIÓN	LOTE	1.0000	2,127,513.50	2,127,513.50	28.15%
30	PLANTILLA DE CONCRETO POBRE	M2	8,569.1600	121.24	1,038,924.96	13.75%
62	VALVULAS Y ACCESORIOS	LOTE		2,498.00		
Total OBRA DE DISTRIBUCION					4,716,156.64	62.41%
SUBTOTAL					7,556,497.02	
I.V.A. 15.00%					1,133,474.55	
Total del presupuesto					8,689,971.57	

8-Oct-2006

Par: A
 análisis
 no. 10

Universidad Nacional Autónoma de México

Dependencia : Universidad Nacional Autónoma de México
 Facultad de Ingeniería

Concurso No.

Obra: Abastecimiento de agua potable para la comunidad de San Juan Yautepec
 Municipio de Huixquilucan, Estado de México

Lugar: San Juan Yautepec,Municipio de Huixquilucan,Estado de México

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Código	Concepto	Unidad	Costo		cantidad	Importe	%
Análisis: 20 Unidad: M3							
EXCAVACION EN CAJA							
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00		0.250000	\$50.00	90.91%
	Subtotal: MANO DE OBRA					\$50.00	90.91%
EQUIPO Y HERRAMIENTA							
	Herramienta Menor	%	\$50.00		0.100000	\$5.00	9.09%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA						\$5.00	9.09%
Costo directo						\$55.00	
(* CINCUENTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)							
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 21 Importe: 1155							
Análisis: 30 Unidad: M2							
PLANTILLA DE CONCRETO POBRE							
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00		0.050000	\$10.00	8.25%
	Subtotal: MANO DE OBRA					\$10.00	8.25%
EQUIPO Y HERRAMIENTA							
	Herramienta Menor	%	\$10.00		0.030000	\$0.30	0.25%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA						\$0.30	0.25%
BASICOS							
	MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60		0.150000	\$110.94	91.50%
Subtotal: BASICOS						\$110.94	91.50%
Costo directo						\$121.24	
(* CIENTO VEINTIUN PESOS 24/100 M.N. *)							
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 21 Importe: 2546.04							
Análisis: 40 Unidad: ML							
CIMIENTO DE PIEDRA BRAZA							
BASICOS	ATRAQUE DE MAMPOSTERIA	PZA	\$133.96		1.000000	\$133.96	100.00%
	Subtotal: BASICOS					\$133.96	100.00%

Costo directo					\$133.96
(* CIENTO TREINTA Y TRES PESOS 96/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 17.8 Importe: 2384.49					

Análisis: 60 Unidad: M2
LOSA DE CONCRETO ARMADO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	32.000000	\$428.80	60.53%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	24.81%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	0.500000	\$103.87	14.66%
Subtotal: BASICOS				\$708.41	100.00%
Costo directo				\$708.41	
(* SETECIENTOS OCHO PESOS 41/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 18.24 Importe: 12921.4					

Análisis: 70 Unidad: M2
MURO DE CONCRETO ARMADO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	32.000000	\$428.80	40.39%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	16.55%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	2.200000	\$457.03	43.05%
Subtotal: BASICOS				\$1,061.57	100.00%
Costo directo				\$1,061.57	
(* UN MIL SESENTA Y UN PESOS 57/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 41.58 Importe: 44140.08					

Análisis: 80 Unidad: M2
LOSA DE TECHO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	16.000000	\$214.40	34.66%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	28.41%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	1.100000	\$228.51	36.94%
Subtotal: BASICOS				\$618.65	100.00%
Costo directo				\$618.65	
(* SEISCIENTOS DIECIOCHO PESOS 65/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 18.24 Importe: 11284.18					

Análisis: 120 Unidad: PZA
REGISTRO DE ACCESO

MATERIALES

Registro metálico 60x60	pza		1.000000		
-------------------------	-----	--	----------	--	--

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.500000	\$100.00	66.73%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$100.00	66.73%

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Herramienta Menor	%	\$100.00	0.030000	\$3.00	2.00%
-------------------	---	----------	----------	--------	-------

BASICOS	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$3.00	2.00%
	Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.040000	\$46.86	31.27%
	Subtotal: BASICOS				\$46.86	31.27%
	Costo directo				\$149.86	
	(* CIENTO CUARENTA Y NUEVE PESOS 86/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 149.86						

Análisis: 130 Unidad: PZA
ESCALERA MARINA

MATERIALES	Varilla corrugada acero de refuerzo	kg	\$10.00	11.000000	\$110.00	28.10%
	Alambre recocido	kg	\$13.00	0.500000	\$6.50	1.66%
	Subtotal: MATERIALES				\$116.50	29.76%
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00	1.000000	\$200.00	51.09%
	Maestro de obra	Jor	\$500.00	0.100000	\$50.00	12.77%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$250.00	63.86%
EQUIPO Y HERRAMIENTA	Herramienta Menor	%	\$250.00	0.100000	\$25.00	6.39%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$25.00	6.39%
	Costo directo				\$391.50	
(* TRESCIENTOS NOVENTA Y UN PESOS 50/100 M.N. *)						
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 391.5						

Análisis: 90 Unidad: LOTE
TUBERIA DE SALIDA Y ACCESORIOS

MATERIALES	VALVULA DE MARIPOSA 6" FOFO	PZA		1.000000		
	VALVULA LIMPIEZA 4" FOFO	PZA	\$2,730.00	1.000000	\$2,730.00	100.00%
	Subtotal: MATERIALES				<u>\$2,730.00</u>	100.00%
	Costo directo				<u>\$2,730.00</u>	
	(* DOS MIL SETECIENTOS TREINTA PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 2730					

Análisis: 91 Unidad: ML
TUBERIA FOFO 6"

MATERIALES	TUBERIA FOFO 6"	TRAMO	\$1,245.00	0.180000	\$224.10	100.00%
	Subtotal: MATERIALES				\$224.10	100.00%
	Costo directo				\$224.10	
	(* DOSCIENTOS VEINTICUATRO PESOS 10/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 2 Importe: 448.2					

Análisis: 92 Unidad: ML
TUBERIA FOFO 4"

MATERIALES

TUBERIA FOFO 4"	TRAMO	\$988.60	0.180000	\$177.95	100.00%
Subtotal: MATERIALES				\$177.95	100.00%
Costo directo				\$177.95	
(* CIENTO SETENTA Y SIETE PESOS 95/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 2 Importe: 355.9					

Análisis: 31 Unidad: ML
CUNETA DE PROTECCION

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	10.000000	\$134.00	56.27%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.080000	\$93.73	39.36%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	0.050000	\$10.39	4.36%
Subtotal: BASICOS				\$238.12	100.00%
Costo directo				\$238.12	
(* DOSCIENTOS TREINTA Y OCHO PESOS 12/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 15 Importe: 3571.8					

Análisis: 140 Unidad: ML
CERCO DE PROTECCION MALLA CICLONICA

MATERIALES

Malla ciclónica 2 mts altura	ML	\$280.00	1.000000	\$280.00	100.00%
Subtotal: MATERIALES				\$280.00	100.00%
Costo directo				\$280.00	
(* DOSCIENTOS OCHENTA PESOS 00/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 25 Importe: 7000					

Análisis: 20 Unidad: M3
EXCAVACION EN CAJA

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.250000	\$50.00	90.91%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$50.00	90.91%

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Herramienta Menor	%	\$50.00	0.100000	\$5.00	9.09%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$5.00	9.09%
Costo directo				\$55.00	
(* CINCUENTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 2403 Importe: 132165					

Análisis: 30 Unidad: M2
PLANTILLA DE CONCRETO POBRE

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.050000	\$10.00	8.25%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$10.00	8.25%

EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	Herramienta Menor	%	\$10.00	0.030000	\$0.30	0.25%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.30	0.25%
BASICOS	MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60	0.150000	\$110.94	91.50%
	Subtotal: BASICOS				\$110.94	91.50%
	Costo directo				\$121.24	
	(* CIENTO VEINTIUN PESOS 24/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 2670 Importe: 323710.8					
Análisis: 50 Unidad: M3						
RELLENO CON MATERIAL GRADUADO						
MATERIALES						
	Grava puesta en obra	m3	\$120.00	1.300000	\$156.00	93.41%
	Subtotal: MATERIALES				\$156.00	93.41%
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.050000	\$10.00	5.99%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$10.00	5.99%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	Herramienta Menor	%	\$10.00	0.100000	\$1.00	0.60%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$1.00	0.60%
	Costo directo				\$167.00	
	(* CIENTO SESENTA Y SIETE PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 2191 Importe: 365897					
Análisis: 190 Unidad: PZA						
ATRAQUE DE MAMPOSTERIA						
BASICOS						
	PIEDRA BRAZA	M3	\$200.00	0.300000	\$60.00	44.79%
	MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60	0.100000	\$73.96	55.21%
	Subtotal: BASICOS				\$133.96	100.00%
	Costo directo				\$133.96	
	(* CIENTO TREINTA Y TRES PESOS 96/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 14 Importe: 1875.44					
Análisis: 21 Unidad: ML						
TUBERIA CONDUCCION						
MATERIALES						
	TUBO 6" PVC HD	tramo	\$1,130.00	0.180000	\$203.40	68.35%
	Subtotal: MATERIALES				\$203.40	68.35%
BASICOS	Unión con termofusión	pza	\$588.75	0.160000	\$94.20	31.65%
	Subtotal: BASICOS				\$94.20	31.65%
	Costo directo				\$297.60	
	(* DOSCIENTOS NOVENTA Y SIETE PESOS 60/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 4450 Importe: 1324320					

Análisis: 22 Unidad: PZA
VALVULAS DE CONDUCCION

MATERIALES						
	VALVULA DE MARIPOSA 6" FOFO	PZA		1.000000		
MANO DE OBRA						
	OFICIAL PLOMERO	JOR	\$270.00	0.500000	\$135.00	57.45%
	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.500000	\$100.00	42.55%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$235.00	100.00%
	Costo directo				\$235.00	
	(* DOSCIENTOS TREINTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 25 Importe: 5875					

Análisis: 23 Unidad: LOTE
CODOS Y ACCESORIOS

MATERIALES						
	CODO 45	PZA	\$600.00	16.000000	\$9,600.00	50.83%
	CODO 30	PZA	\$549.00	8.000000	\$4,392.00	23.26%
	CODO 90	PZA	\$699.00	7.000000	\$4,893.00	25.91%
	Subtotal: MATERIALES				\$18,885.00	100.00%
	Costo directo				\$18,885.00	
	(* DIECIOCHO MIL OCHOCIENTOS OCHENTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 18885					

Análisis: 20 Unidad: M3
EXCAVACION EN CAJA

MANO DE OBRA						
	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.250000	\$50.00	90.91%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$50.00	90.91%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	Herramienta Menor	%	\$50.00	0.100000	\$5.00	9.09%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$5.00	9.09%
	Costo directo				\$55.00	
	(* CINCUENTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 112.5 Importe: 6187.5					

Análisis: 30 Unidad: M2
PLANTILLA DE CONCRETO POBRE

MANO DE OBRA						
	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.050000	\$10.00	8.25%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$10.00	8.25%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	Herramienta Menor	%	\$10.00	0.030000	\$0.30	0.25%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.30	0.25%
BASICOS						
	MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60	0.150000	\$110.94	91.50%

Subtotal: BASICOS				\$110.94	91.50%
Costo directo				\$121.24	
(* CIENTO VEINTIUN PESOS 24/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 225 Importe: 27279					

Análisis: 60 Unidad: M2
 LOSA DE CONCRETO ARMADO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	32.000000	\$428.80	60.53%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	24.81%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	0.500000	\$103.87	14.66%
Subtotal: BASICOS				\$708.41	100.00%
Costo directo				\$708.41	
(* SETECIENTOS OCHO PESOS 41/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 225 Importe: 159392.25					

Análisis: 70 Unidad: M2
 MURO DE CONCRETO ARMADO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	32.000000	\$428.80	40.39%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	16.55%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	2.200000	\$457.03	43.05%
Subtotal: BASICOS				\$1,061.57	100.00%
Costo directo				\$1,061.57	
(* UN MIL SESENTA Y UN PESOS 57/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 225 Importe: 238853.25					

Análisis: 80 Unidad: M2
 LOSA DE TECHO

BASICOS

Armado de acero de refuerzo	kg	\$13.40	16.000000	\$214.40	34.66%
Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.150000	\$175.74	28.41%
Cimbra de losa con madera pino 3a	m2	\$207.74	1.100000	\$228.51	36.94%
Subtotal: BASICOS				\$618.65	100.00%
Costo directo				\$618.65	
(* SEISCIENTOS DIECIOCHO PESOS 65/100 M.N. *)					
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 225 Importe: 139196.25					

Análisis: 90 Unidad: LOTE
 TUBERIA DE SALIDA Y ACCESORIOS

MATERIALES

VALVULA DE MARIPOSA 6" FOFO	PZA		1.000000		
VALVULA LIMPIEZA 4" FOFO	PZA	\$2,730.00	1.000000	\$2,730.00	100.00%
Subtotal: MATERIALES				\$2,730.00	100.00%
Costo directo				\$2,730.00	
(* DOS MIL SETECIENTOS TREINTA PESOS 00/100 M.N. *)					

Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 2730

Análisis: 100 Unidad: LOTE
TUBERIA DE LIMPIEZA Y ACCESORIOS

MATERIALES	VALVULA DE MARIPOSA 6" FOFO	PZA	1.000000		
	VALVULA LIMPIEZA 4" FOFO	PZA	\$2,730.00	1.000000	\$2,730.00 100.00%
	Subtotal: MATERIALES			\$2,730.00	100.00%
	Costo directo			\$2,730.00	
	(* DOS MIL SETECIENTOS TREINTA PESOS 00/100 M.N. *)				

Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 2730

Análisis: 120 Unidad: PZA
REGISTRO DE ACCESO

MATERIALES	Registro metálico 60x60	pza	1.000000		
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.500000	\$100.00 66.73%
	Subtotal: MANO DE OBRA			\$100.00	66.73%
EQUIPO Y HERRAMIENTA	Herramienta Menor	%	\$100.00	0.030000	\$3.00 2.00%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA			\$3.00	2.00%
BASICOS	Concreto Hidráulico f c = 250	m3	\$1,171.58	0.040000	\$46.86 31.27%
	Subtotal: BASICOS			\$46.86	31.27%
	Costo directo			\$149.86	
	(* CIENTO CUARENTA Y NUEVE PESOS 86/100 M.N. *)				
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 4 Importe: 599.44				

Análisis: 130 Unidad: PZA
ESCALERA MARINA

MATERIALES	Varilla corrugada acero de refuerzo	kg	\$10.00	11.000000	\$110.00 28.10%
	Alambre recocado	kg	\$13.00	0.500000	\$6.50 1.66%
	Subtotal: MATERIALES			\$116.50	29.76%
MANO DE OBRA	Ayudante General	Jor	\$200.00	1.000000	\$200.00 51.09%
	Maestro de obra	Jor	\$500.00	0.100000	\$50.00 12.77%
	Subtotal: MANO DE OBRA			\$250.00	63.86%
EQUIPO Y HERRAMIENTA	Herramienta Menor	%	\$250.00	0.100000	\$25.00 6.39%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA			\$25.00	6.39%
	Costo directo			\$391.50	
	(* TRESCIENTOS NOVENTA Y UN PESOS 50/100 M.N. *)				
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 4 Importe: 1566				

Análisis: 20 Unidad: M3
EXCAVACION EN CAJA

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.250000	\$50.00	90.91%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$50.00	90.91%

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Herramienta Menor	%	\$50.00	0.100000	\$5.00	9.09%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$5.00	9.09%
Costo directo				\$55.00	

(* CINCUENTA Y CINCO PESOS 00/100 M.N. *)
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 7713 Importe: 424215

Análisis: 50 Unidad: M3
RELLENO CON MATERIAL GRADUADO

MATERIALES

Grava puesta en obra	m3	\$120.00	1.300000	\$156.00	93.41%
Subtotal: MATERIALES				\$156.00	93.41%

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.050000	\$10.00	5.99%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$10.00	5.99%

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Herramienta Menor	%	\$10.00	0.100000	\$1.00	0.60%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$1.00	0.60%
Costo directo				\$167.00	

(* CIENTO SESENTA Y SIETE PESOS 00/100 M.N. *)
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 6739.54 Importe: 1125503.18

Análisis: 61 Unidad: LOTE
TUBERIA DE DISTRIBUCIÓN

MATERIALES

TUBO 6" PVC HD	tramo	\$1,130.00	113.000000	\$127,690.00	6.00%
TUBO 4" PVC HD	tramo	\$539.70	770.000000	\$415,569.00	19.53%
TUBO 2" PVC HD	tramo	\$139.50	891.000000	\$124,294.50	5.84%
TUBO 1" PVC HD	tramo	\$63.00	103.000000	\$6,489.00	0.31%
TUBO 1 1/2" PVC HD	tramo	\$101.50	496.000000	\$50,344.00	2.37%
TUBO 8" PVC HD	tramo	\$1,902.00	1.000000	\$1,902.00	0.09%
Subtotal: MATERIALES				\$726,288.50	34.14%

BASICOS

Unión con termofusión distribución	pza	\$588.75	2,380.000000	\$1,401,225.00	65.86%
Subtotal: BASICOS				\$1,401,225.00	65.86%
Costo directo				\$2,127,513.50	

(* DOS MILLONES CIENTO VEINTISIETE MIL QUINIENTOS TRECE PESOS 50/100 M.N. *)
Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 1 Importe: 2127513.5

Análisis: 30 Unidad: M2
PLANTILLA DE CONCRETO POBRE

MANO DE OBRA						
	Ayudante General	Jor	\$200.00	0.050000	\$10.00	8.25%
	Subtotal: MANO DE OBRA				\$10.00	8.25%
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
	Herramienta Menor	%	\$10.00	0.030000	\$0.30	0.25%
	Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.30	0.25%
BASICOS						
	MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60	0.150000	\$110.94	91.50%
	Subtotal: BASICOS				\$110.94	91.50%
	Costo directo				\$121.24	
	(* CIENTO VEINTIUN PESOS 24/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 8569.16 Importe: 1038924.96					

Análisis: 62 Unidad: LOTE
VALVULAS Y ACCESORIOS

MATERIALES						
	CODO 45	PZA	\$600.00	1.000000	\$600.00	24.02%
	CODO 30	PZA	\$549.00	1.000000	\$549.00	21.98%
	CODO 90	PZA	\$699.00	1.000000	\$699.00	27.98%
	CODO 60	PZA	\$650.00	1.000000	\$650.00	26.02%
	TEE 4"	PZA		1.000000		
	TEE 2"	PZA		1.000000		
	TEE 1"	PZA		1.000000		
	Subtotal: MATERIALES				\$2,498.00	100.00%
	Costo directo				\$2,498.00	
	(* DOS MIL CUATROCIENTOS NOVENTA Y OCHO PESOS 00/100 M.N. *)					
	Cantidad utilizada de este concepto en el presupuesto 0 Importe: 0					

Universidad Nacional Autónoma de México

Dependencia : Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería

Concurso No.

Obra: Abastecimiento de agua potable para la comunidad de San Juan Yautepec
Municipio de Huixquilucan, Estado de México

Lugar: San Juan Yautepec, Municipio de Huixquilucan, Estado de México

ANALISIS DE BASICOS

Código	Concepto	Unidad	Costo		cantidad	Importe	%
--------	----------	--------	-------	--	----------	---------	---

Análisis: 190 Unidad: PZA

ATRAQUE DE MAMPOSTERIA

BASICOS

PIEDRA BRAZA	M3	\$200.00	0.300000	\$60.00	44.79%
MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1	M3	\$739.60	0.100000	\$73.96	55.21%
Subtotal: BASICOS				\$133.96	100.00%
Costo directo				\$133.96	
(* CIENTO TREINTA Y TRES PESOS 96/100 M.N. *)					

Análisis: ARMADO-01 Unidad: kg

Armado de acero de refuerzo

MATERIALES

Varilla corrugada acero de refuerzo	kg	\$10.00	1.000000	\$10.00	74.63%
Alambre recocido	kg	\$13.00	0.050000	\$0.65	4.85%
Subtotal: MATERIALES				\$10.65	79.48%

MANO DE OBRA

Ayudante General	Jor	\$200.00	0.010000	\$2.00	14.93%
Maestro de obra	Jor	\$500.00	0.001000	\$0.50	3.73%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$2.50	18.66%

EQUIPO Y HERRAMIENTA

Herramienta Menor	%	\$2.50	0.100000	\$0.25	1.87%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$0.25	1.87%
Costo directo				\$13.40	
(* TRECE PESOS 40/100 M.N. *)					

Análisis: CIMBRA-02 Unidad: m2

Cimbra de losa con madera pino 3a

MATERIALES

Triplay madera pino 1.22 x 2.44	pza	\$280.00	0.333000	\$93.24	44.88%
Clavo obra negra 2 1/2	kg	\$15.00	0.200000	\$3.00	1.44%
Polin madera pino tercera	pza	\$80.00	0.600000	\$48.00	23.11%
Barrote madera pino tercera	pza	\$60.00	0.600000	\$36.00	17.33%

Subtotal: MATERIALES				\$180.24	86.76%
MANO DE OBRA					
Ayudante General	Jor	\$200.00	0.100000	\$20.00	9.63%
Maestro de obra	Jor	\$500.00	0.010000	\$5.00	2.41%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$25.00	12.03%
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Herramienta Menor	%	\$25.00	0.100000	\$2.50	1.20%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$2.50	1.20%
Costo directo (* DOSCIENTOS SIETE PESOS 74/100 M.N.)				\$207.74	

Análisis: CONCRETO-01 Unidad: m3
 Concreto Hidráulico f'c = 250

MATERIALES					
Cemento en sacos	Ton	\$1,600.00	0.600000	\$960.00	81.94%
Arena puesta en obra	m3	\$120.00	0.600000	\$72.00	6.15%
Grava puesta en obra	m3	\$120.00	0.400000	\$48.00	4.10%
Subtotal: MATERIALES				\$1,080.00	92.18%
MANO DE OBRA					
Ayudante General	Jor	\$200.00	0.333000	\$66.60	5.68%
Maestro de obra	Jor	\$500.00	0.033300	\$16.65	1.42%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$83.25	7.11%
EQUIPO Y HERRAMIENTA					
Herramienta Menor	%	\$83.25	0.100000	\$8.33	0.71%
Subtotal: EQUIPO Y HERRAMIENTA				\$8.33	0.71%
Costo directo (* UN MIL CIENTO SETENTA Y UN PESOS 58/100 M.N. *)				\$1,171.58	

Análisis: MEZC001 Unidad: M3
 MEZCLA ARENA CEMENTO 5:1

MATERIALES					
ARENA PUESTA EN OBRA	M3	\$120.00	0.830000	\$99.60	13.47%
CEMENTO EN BOLSA	TON	\$1,600.00	0.400000	\$640.00	86.53%
Subtotal: MATERIALES				\$739.60	100.00%
Costo directo (* SETECIENTOS TREINTA Y NUEVE PESOS 60/100 M.N. *)				\$739.60	

Análisis: Termofusion Unidad: pza
 Unión con termofusión

MANO DE OBRA					
Ayudante General	Jor	\$200.00	0.250000	\$50.00	8.49%
Operador	Jor	\$500.00	0.250000	\$125.00	21.23%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$175.00	29.72%
BASICOS					
Maquina de termofusión	jor	\$1,380.00	0.250000	\$345.00	58.60%
Generador	jor	\$275.00	0.250000	\$68.75	11.68%
Subtotal: BASICOS				\$413.75	70.28%

Costo directo	\$588.75
(* QUINIENTOS OCHENTA Y OCHO PESOS 75/100 M.N. *)	

Análisis: Termofusión2 Unidad: pza
 Unión con termofusión distribución

MANO DE OBRA					
Ayudante General	Jor	\$200.00	0.250000	\$50.00	8.49%
Operador	Jor	\$500.00	0.250000	\$125.00	21.23%
Subtotal: MANO DE OBRA				\$175.00	29.72%
BASICOS					
Maquina de termofusión	jor	\$1,380.00	0.250000	\$345.00	58.60%
Generador	jor	\$275.00	0.250000	\$68.75	11.68%
Subtotal: BASICOS				\$413.75	70.28%
Costo directo				\$588.75	
(* QUINIENTOS OCHENTA Y OCHO PESOS 75/100 M.N. *)					

Universidad Nacional Autónoma de México

Dependencia: Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

Concurso No.

Fecha: 08-Oct-06

Obra: Abastecimiento de agua potable para la comunidad de San Juan Yautepec

Municipio de Huixquilucan, Estado de México

DOCUMENTO

ART. 27 A.VIII

Lugar: San Juan Yautepec

Ciudad: Municipio de Huixquilucan, Estado de México

LISTADO DE INSUMOS QUE INTERVIENE EN LA INTEGRACION DE LA PROPUESTA

Código	Concepto	Unidad	Fecha	Cantidad	Precio	Importe	% Incidencia
MATERIALES							
CODO-01	CODO 45	PZA	30-Sep-2007	16.00	600.00	9,600.00	0.13%
CODO-02	CODO 30	PZA	30-Sep-2007	8.00	549.00	4,392.00	0.06%
CODO-03	CODO 90	PZA	30-Sep-2007	7.00	699.00	4,893.00	0.06%
MATACE-03	Registro metálico 60x60	pza	30-Sep-2007	5.00	0.00	0.00	0.00%
MATACE-04	Malla ciclónica 2 mts altura	ML	30-Sep-2007	25.00	280.00	7,000.00	0.09%
MATACERO-01	Varilla corrugada acero de refuerzo	kg	30-Sep-2007	20,411.08	10.00	204,110.80	2.70%
MATACERO-02	Alambre recocido	kg	30-Sep-2007	1,020.304	13.00	13,263.95	0.18%
MATAGRE001	ARENA PUESTA EN OBRA	M3	30-Sep-2007	1,432.54182	120.00	171,905.02	2.27%
MATAGRE-01	Arena puesta en obra	m3	30-Sep-2007	68.6154	120.00	8,233.85	0.11%
MATAGRE-02	Grava puesta en obra	m3	30-Sep-2007	11,655.4456	120.00	1,398,653.47	18.51%
MATCEM001	CEMENTO EN BOLSA	TON	30-Sep-2007	690.3816	1,600.00	1,104,610.56	14.62%
MATCEM-01	Cemento en sacos	Ton	30-Sep-2007	68.6154	1,600.00	109,784.64	1.45%
MATCLAVO-01	Clavo obra negra 2 1/2	kg	30-Sep-2007	195.282	15.00	2,929.23	0.04%
MATMAD-01	Triplay madera pino 1.22 x 2.44	pza	30-Sep-2007	325.14453	280.00	91,040.47	1.20%
MATMAD-02	Polin madera pino tercera	pza	30-Sep-2007	585.846	80.00	46,867.68	0.62%
MATMAD-03	Barrote madera pino tercera	pza	30-Sep-2007	585.846	60.00	35,150.76	0.47%
MATTUBO-01	TUBO 6" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	914.00	1,130.00	1,032,820.00	13.67%
MATTUBO-02	TUBO 4" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	770.00	539.70	415,569.00	5.50%
MATTUBO-03	TUBO 2" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	891.00	139.50	124,294.50	1.64%
MATTUBO-04	TUBO 1" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	103.00	63.00	6,489.00	0.09%
MATTUBO-07	TUBO 1 1/2" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	496.00	101.50	50,344.00	0.67%
MATTUBO-08	TUBO 8" PVC HD	tramo	30-Sep-2007	1.00	1,902.00	1,902.00	0.03%
TUB-03	TUBERIA FOFO 6"	TRAMO	30-Sep-2007	0.36	1,245.00	448.20	0.01%
TUBO-02	TUBERIA FOFO 4"	TRAMO	30-Sep-2007	0.36	988.60	355.90	0.00%
VALV-01	VALVULA DE MARIPOSA 6" FOFO	PZA	30-Sep-2007	28.00	0.00	0.00	0.00%
VALV-02	VALVULA LIMPIEZA 4" FOFO	PZA	30-Sep-2007	3.00	2,730.00	8,190.00	0.11%
Total MATERIALES						4,852,848.03	
MANO DE OBRA							
MO001	Ayudante General	Jor	30-Sep-2007	4,715.443347	200.00	943,088.67	12.48%
MO002	Maestro de obra	Jor	30-Sep-2007	34.428335	500.00	17,214.17	0.23%
MO003	Operador	Jor	30-Sep-2007	773.00	500.00	386,500.00	5.11%
MO-003	OFICIAL PLOMERO	JOR	30-Sep-2007	12.50	270.00	3,375.00	0.04%
Total MANO DE OBRA						1,350,177.84	

%MO001	EQUIPO Y HERRAMIENTA				
	Herramienta Menor	%	30-Sep-2007	72,248.15	0.96%
	Total EQUIPO Y HERRAMIENTA			72,248.15	

CAPÍTULO VII

RECOMENDACIONES

CAPITULO VII

RECOMENDACIONES

En este apartado se pretende resaltar algunos de los puntos más importantes que se deben de tomar en cuenta para no dejar en el olvido algunos detalles clave que pueden influir (directa o indirectamente) en gran medida y tener un fuerte impacto en el proyecto como tal.

Recomendaciones de materiales, colocación de accesorios, tanque de almacenamiento, línea de conducción, red de distribución, caja de manantial, recomendaciones sanitarias, tubería, costo, sanitarias, de control, etc.

- Una recomendación que no debe faltar en el sitio donde se realizó la obra de captación es el no permitir que se tire basura, ni aguas arriba ni aguas abajo de la fuente para lo cual se necesita “enmallar en el lugar”; es decir, colocar malla ciclónica alrededor de la obra de captación de cuando menos unos 12 m a la redonda y dejar sólo una entrada-salida con candado para el control del acceso a personas ajenas, y sobre todo a animales que puedan contaminar la fuente al querer tomar el agua de este sitio.
- Se debe de proveer a la fuente de captación (en el (o los) lado(s) donde esté más alto el nivel del terreno natural al de la fuente) con cunetas a aproximadamente 10 metros de distancia y de un ancho y profundidad de por lo menos 80cm, esto con la finalidad de que la hojarasca, tronquillos, material o posible basura arrastrada por las aguas superficiales se desvíe y no llegue a la fuente y la contamine.
- Se recomienda escavar o llegar hasta las “venas”, para poder captar el agua lo más cerca posible de su “nacimiento” limpiando en medida de lo posible las fisuras de donde aflora el agua y captar con el dispositivo las más abundantes y concentrarlas en un punto en común para la mayor acumulación de el líquido en la caja de manantial.
- Como ya se describió en los capítulos referentes al tema del tipo de captación, se recomienda utilizar para la construcción de la caja de manantial el concreto; para los muros el armado adecuado es de varilla de 3/8“ a cada 20 cm en ambas direcciones y en losa-techo y losa de piso a cada 17 cm en ambas direcciones, y reforzada en las esquinas por armados de castillos con varillas de ½, tal y como se ilustra en la figura 3 del Anexo III. Después del análisis correspondiente se constató que la construcción de la caja de manantial se recomienda de concreto armado por que el hacerlo con este material representa a la larga un ahorro bastante importante de trabajo, tiempo, y dinero además de reducir la probabilidad de posibles fugas en la parte baja de la misma.

- Ya que el 50% de la población es de tipo rural; es recomendable realizar pláticas con la población para crear una cultura del ahorro del líquido y buen uso, mantenimiento y explotación de sus fuentes de abastecimiento. Por ejemplo; hablarles acerca de no arrojar al cauce del agua excedente descarga de aguas residuales ni productos, como cosméticos, plásticos, solventes, grasas y aceites o algún otro tipo de contaminante que afecte a los criaderos de truchas que tienen aguas abajo algunos de los pobladores*.
- Aunque no es tema que tratemos directamente en este trabajo, pero ya que hemos visto que están construyendo y colocando parte del drenaje de algunas de las calles principales, les hemos recomendado construir más cajas rompedoras de presión para que no se les averíe la tubería y no llegue con tanta presión en las partes más bajas.
- Se recomienda proteger (del mismo modo que a la caja de captación) con malla ciclónica alrededor de la toma que se tiene en El Zarco (sitio ubicado en La Marquesa y que es de donde actualmente se provee a la comunidad) buscando que no haya cerca alguna madriguera de algún animal que pueda caer a la obra de captación y contaminarla.
- Regularizar las tomas clandestinas que se han hecho ilícitamente en la tubería que viene de El Zarco y el retiro de la gran cantidad de mangueras negras o de metal que están tiradas en las calles o caminos que no se utilizan y están con roturas o mal conectadas, que provocan la pérdida del gasto original planeado.
- Se recomienda que las mangueras nuevas no queden expuestas a la intemperie, (y que sean enterradas a cundo menos 80cm del nivel natural del terreno) porque los rayos de la luz solar reducen en gran porcentaje la vida útil de las mismas, además de estar mas proclives a que se dañen de otro modo o se les mal coloquen tomas ilícitas.
- Tener cuidado en el manejo e instalación de la tubería, para no echarla a perder o dejarla inservible en poco tiempo por rotura, o rasgaduras profundas, al colocarla.
- Se recomienda la construcción de cisternas para el almacenamiento de agua en cada domicilio, cerradas; que cuenten con una sola entrada tipo registro (medidas 60*60 cm), un tubo de salida en el fondo a fin de drenar los sedimentos acumulados y poder realizar su limpieza. Revisar las tuberías de casa para reducir fugas al máximo.
- Se recomienda limpiar bien los techos y poner canaletas en las orillas para captar agua pluvial y conducirla a recipientes cerrados o a la cisterna de almacenamiento.
- En cuanto a topografía; se recomienda poner válvulas de expulsión de aire en cada cambio de pendiente (de positiva a negativa) y de limpieza de tubería en cada cambio de pendiente (de negativa a positiva).

- Se recomienda que para la colocación de la tubería ésta se realice con el mayor cuidado según el procedimiento descrito en las ayudas complementarias y llevando a cabo el plan de trabajo allí señalado, y “acostillarla” de modo que el material que quede encima de ella esté firmemente compactado, para evitar la erosión por viento o por el agua de escorrentía de las lluvias.
- Aunque se tomaron datos con el GPS para la obtención de los datos en cuanto a altimetría se refiere, es de gran utilidad poder “arrastrar un nivel” de ciento punto considerado inamovible y confirmar las mediciones de modo manual tal y como se realizó en las calles principales de la comunidad. Se recomienda tomar los datos del GPS que sabemos son los que nos servirán para tal ejercicio, teniendo cuidado de que esté bien configurado el aparato, puesto que la configuración que debe de tener el GPS en México es el elipsoide de referencia European Datum de 1950, ya que los GPS suelen venir configurados de fábrica con el elipsoide WGS84, más moderno y más exacto para los Estados Unidos, y en nuestra zona los datos pueden llegar a presentar diferencias de más de 500 metros).
- Se recomienda que los manantiales escogidos sean los que tengan un mayor aforo, estén mas cerca del sitio donde se va almacenar el agua (tanque de almacenamiento y/o regularización), y que se encuentren en una cota por encima de estos, para que la conducción y/o el transporte del líquido sea por gravedad y se eliminen los gastos de bombeo.
- Sabemos que las aguas subterráneas constituyen importantes fuentes de abastecimiento y en general, no requieren de un tratamiento complicado además las cantidades de agua disponible son más seguras. Sin embargo se recomienda que el agua que se ha de ingerir sea hervida cuando menos 10min, para estar con la completa seguridad de no contraer algún tipo de parasitosis, y minimizar los índices de infección gastrointestinales y de mortalidad en la comunidad. Estando así acorde y dentro de los límites permisibles de contaminación del agua que se enmarcar dentro del *Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios*, que fueron claramente mencionados en el capítulo V.
- Para el caso que nos ocupa se recomienda que la captación (de un poco más del 40% del consumo futuro total) se realice mediante la caja de captación propuesta en el capítulo V, acorde con los planos y medidas especificados en los planos, construida con concreto armado, extrayéndose el agua solamente con una tubería que atraviese la caja (y ésta tenga una “Te” en la parte interna enmallada como se muestra en los planos), que lleve una tapa movable o registro, que se le dote con un vertedor lateral de demasías para el agua excedente, que cuente con un tubo en la parte inferior del arenero para la decantación o limpieza, que cuente con una canaleta lateral de el lado del vertedor para evitar la socavación del terreno.

- Se recomienda el utilizar el tipo de tubería; PAD, mismo que fue analizado según sus características físicas y propias y en base a la realización de una comparación de las ventajas y desventajas que presentaba este material con respecto a los demás; considerando que esta tubería es la que mejor resuelve nuestro problema; tiene mayor durabilidad que las otras si se le protege de la acción directa de los rayos solares, es mucho más fácil de colocar, su mantenimiento (reposición parcial o total de algún segmento o accesorio del sistema) es más sencillo; no se necesita de maquinaria pesada para su colocación y la que se emplea es fácil de transportar y de operar en el sitio que se necesite, el cambio de accesorios no presenta mucha dificultad, es mínima tanto la proliferación de hongos (agentes patógenos dañinos para la salud humana) como el almacenamiento de residuos en el interior de sus paredes y soporta presiones bastante altas.
- Se recomienda que la construcción del tanque de almacenamiento y/o regularización sea de tipo superficial dado que el sitio para su construcción se presta al estar junto al otro tanque, ambos estarán en una de las partes más altas de la comunidad lo que nos da la ventaja de no tener que elevarlo o darle altura para acrecentar la carga de presión en las viviendas. Así mismo al estar ubicado en este lugar se puede garantizar que la distribución del líquido se realizará por gravedad de forma muy eficiente, dado que su cota está por encima del punto más alto. Además, se caracterizó por no presentar dificultades técnicas en su construcción y un bajo costo en relación a los otros materiales.
- Se recomienda que el nuevo tanque de regularización esté dividido internamente por cuatro secciones o celdas que le darán solidez y evitarán que se presente el fallo de la estructura, contando (para su “comunicación” entre secciones) con exclusas que permitirá aislar una o varias secciones para su mantenimiento.
- Se recomienda que las tuberías de llegada, provenientes de la caja de manantial y de El Zarco estén colocadas en la parte superior del tanque y la tubería de salida esté en la parte baja del tanque en la dirección de la actual tubería de distribución como se ilustra en los planos de construcción.
- Se recomienda rentar la madera que se utilizará para la cimbra del tanque, dado que sólo tendrá uno o dos usos cada pieza y resultaría costoso adquirirla para este fin.
- Se recomienda (dado que el suelo de la zona es de manera general roca fracturada), realizar una excavación para realizar la cimentación del tanque, no mayor de 40 cm de profundidad, y colocar una plantilla de concreto pobre ($f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$) y reforzada con malla electro soldada 6/6 10/10 para después colocar la losa de piso con un espesor de 15 centímetros.
- Se recomienda verificar cuando menos dos veces de la colocación de todos los accesorios hidráulicos antes de cada colado para que ninguno sea omitido y después se tengan que hacer modificaciones que hagan más costosa la construcción.

- Se recomienda dejar sin colar los últimos 30cm de la parte superior de cada muro para que éstos sean colados de forma monolítica con la losa-techo.
- Se recomienda colar la losa de manera monolítica junto con las paredes del tanque de regularización hasta el nivel indicado en el diseño.
- Se dejarán sin colar 30 cm de muros y las varillas quedarán expuestas para poder realizar dobleces y hacer el armado de la losa de techo garantizando la continuidad del acero, se realizará la cimbra interna para la losa de techo, se montarán la tubería y accesorios hidráulicos necesarios y se procederá al colado.
- Se recomienda colocar una banda “ojillada de PVC” para evitar la posibilidad de filtraciones en cada una de las uniones o juntas frías que tengan los muros, tratando de que éstas sean las menos posibles.
- Se recomienda una vez construido el tanque, darle un pulido liso en el interior e impermeabilizar fondo paredes y techo para evitar filtraciones.
- De los tres tipos disponibles de tubos de polietileno, se recomienda emplear polietileno de alta densidad (PEAD o PAD) o tipo II en la construcción de la red de distribución de agua potable.
- Se recomienda que las uniones entre cada pieza se realice por *Termofusión* (las uniones se logran aplicando calor y uniendo las piezas con herramientas específicas) para no requerir muchas piezas especiales de hierro fundido, como son las juntas tipo Gibault.
- Se recomienda poner atraques en los lugares donde se presentes cambios de dirección bruscos en la tubería, ya sea en sentido vertical u horizontal.
- Se recomienda colocar válvulas de control pueden que pueden ser: de altitud, de admisión y expulsión de aire, controladoras de presión, de globo, de retención (check), o de vaciado (de desagüe). Las de expulsión de aire a cada 1.4 km en tramos rectos y en cambios bruscos de pendiente (ascendentes o descendentes -partes mas altas y mas bajas de los cerros o lomas que atraviesa la tubería-).
- Se recomienda que la configuración o trazo de la red de distribución sea de tipo abierta (o ramificada; se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos -forma de árbol-). dado que la planimetría y la topografía son irregulares y dificultaría demasiado la formación de circuitos además de que el poblado es pequeño y muy disperso.
- En el presente trabajo se recomienda que se maneje en la red primaria un diámetro de 6 pulgadas y para la red secundaria de 4 pulgadas (15.24 y 10.16 centímetros respectivamente).

- Se recomienda calcular la red de distribución siguiendo los pasos mencionados en el método de Hardy Cross, por ser el más práctico para la solución de las redes, de este tipo.
- Se recomienda que presiones extremas (mínima y máxima) sean de 10 y 30 m respectivamente para evitar la falta o el consumo excesivo del líquido.
- Como se quiere reunir la mayor cantidad de “agua aprovechable” y con la mayor calidad, es decir; lo menos contaminada posible, se recomienda hacer la toma lo más cerca posible de la fuente y limpiar las fisuras.
- Se recomienda dotar a la caja de manantial de una escalera marina para poder tener acceso al interior cuando sea necesario, en dirección de la tapa movable o registro que se ubica en el techo de la estructura y colocar una rejilla protectora con abertura de 2cm y de dimensiones de 0.4m * 2m de solera ancha (de 1 in) sobre el vertedor de excedencias, tal y como se ilustra en los detalles y perfiles mostrados en las figuras 2, 3 y 4 del capítulo V del Anexo III.
- Se recomienda hacer la limpieza de la caja de manantial cuando menos una vez al año abriendo la válvula de sedimentos del desarenador colocado en la parte baja de la caja de manantial.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Como conclusión del presente trabajo podemos destacar la importancia que tiene el agua en todos los aspectos de la vida del ser humano. En la comunidad de San Juan Yautepec pudimos observar la carencia y necesidad de este vital líquido, y no obstante que la naturaleza se los brindaba de manera generosa, la falta de planeación, conocimiento y conciencia de los integrantes de la comunidad hacían que este recurso se desperdiciara.

En las primeras visitas a la comunidad (recorridos técnicos), nos encontramos con un sistema de abastecimiento de agua rudimentario, con soluciones temporales a los problemas crecientes y toma de decisiones totalmente empíricas. La comunidad desperdiciaba grandes cantidades del líquido en fuentes de abastecimiento contaminadas, almacenamiento poco funcional, mal protegido e insuficiente.

En cuanto a la distribución nos encontramos con un sistema de tuberías a la intemperie que presentaba un gran número de fugas, problemas en las uniones y con exceso de conexiones que hacía que el abasto fuera insuficiente.

El proyecto fue muy enriquecedor para todos los participantes pues nos llevó a aplicar los conocimientos técnicos adquiridos en la Facultad de Ingeniería en un caso real, nos permitió acercarnos a una comunidad con problemas reales y poder proporcionar una solución que se transformará en un gran beneficio para todos sus habitantes. Nos dio la posibilidad de ver el lado humano de un proyecto al convivir con los habitantes del lugar y enterarnos de sus necesidades, carencias y disposición para resolver sus problemas en forma organizada y conjunta.

Aprendimos una importante lección al ver la manera en que la conciencia social se fortaleció en torno al tema del agua, los habitantes se integraron de manera decidida al proyecto colaborando con ideas, mano de obra, y sobre todo con el firme propósito de modificar sus hábitos en cuanto al uso, consumo del vital líquido y su preservación para el bien de las futuras generaciones.

El proyecto fue muy interesante para los participantes pues nos permitió involucrarnos con la mayoría de las áreas del conocimiento de la ingeniería. Desde la captación hasta la distribución tuvimos contacto con campos como la ingeniería sanitaria y ambiental, geología, hidrología, topografía, hidráulica, diseño estructural, mecánica de materiales, mecánica de suelos, construcción etc. Todo esto hace que el conocimiento adquirido sea muy provechoso y nos deje una experiencia profesional integral.

La búsqueda de una nueva fuente de captación, nos permitió conocer y desarrollar los métodos técnicos propuestos para localización, aforo y diagnóstico de la calidad del agua. Los resultados positivos aunados a la viabilidad económica y técnica nos llevaron a decidir el punto óptimo para cumplir con el suministro buscado.

Para cumplir con la demanda nos fue necesario proponer la realización de un nuevo tanque de almacenamiento y que a su vez fungirá como de regularización. Dicho dispositivo se construirá de concreto armado puesto que al realizar el análisis técnico y funcional, resultó la opción más conveniente, incluso con grandes ventajas económicas.

Basados en el parámetro beneficio-costos, proponemos utilizar una tubería de polietileno de alta densidad, por cumplir con las condiciones de proyecto y rebasar las ventajas técnicas y sanitarias de los otros tipos de tubería.

Debido a los componentes gomáticos que se presentan en el lugar, se propuso una red de distribución ramificada, ya que es la más conveniente porque la de tipo malla no sería funcional debido a lo accidentado del terreno y la dispersión de la población.

Todo lo referente a este trabajo se realizó en estricto apego a las normas, leyes y procedimientos vigentes a nivel nacional, estatal y municipal.

Hemos proporcionando así la propuesta técnica solicitada a la Facultad de Ingeniería por la comunidad de San Juan Yautepec.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

CESAR VALDEZ ENRIQUE . *“ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO”* ACULTA D DE INGENIERÍA UNAM.

FREDERICK S. MERRITT. ET AL. *“MANUAL DEL INGENIERO CIVIL TOMO 2”* EDICION. EDITORIAL Mc.GRAW HILL

GARCIA CHABLE MIGUEL ANGEL. *“ELEMENTOS DE HIDRAULICA APLICADA”* EDITADO POR EL AUTOR

MENDOZA GAMEZ GASTÓN . *“SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA”* APUNTES DE CLASE; DIVISIÓN DE ESTUDIOS SUPERIORES, FAC. Ing, UNAM

SOTELO ÁVILA GILBERTO. *“HIDRAULICA GENERAL”* ED. LIMUSA.

STEEL ERNEST W. *“ABASTECIMIENTO DE AGUA Y ALCANTARILLADO”* ED. GUSTAVO GILI.

RUSSELL E GEORGE . *“HIDRAULICA”* ED. CECSA

AGENCIAS DEL GOBIERNO;

COMISION NACIONAL DEL AGUA SGAA-89-27
“PROYECTO EJECUTIVO DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCIÓN Y TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES QUE SE GENERAN EN LA LOCALIDAD DE SANTA ANA PACUECO, GTO. Y REUSO DE LAS AGUAS TRATADAS”

SECRETARIAS DE SALUD
“REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DE SALUD EN MATERIA DE CONTROL SANITARIO DE ACTIVIDADES, ESTABLECIMIENTOS, PRODUCTOS Y SERVICIOS.”

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. *“LEY DE AGUAS NACIONALES Y SU REGLAMENTO”* ENERO 2002

COMISION NACIONAL DEL AGUA *“LEY FEDERAL DE DERECHOS EN MATERIA DE AGUA”* NERO 2002.

SEDESOL. *“MANUAL DE CONSTRUCCIONES CIVILES EN EL D.F”* ARTICULO 1RO

DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN

PAGINAS WEB;

www.earth.google.com

www.cna.gob.mx

www.inegi.gob.mx

www.edomexico.gob.mx

www.grupo-inco.com

www.portal-queretaro.com/regional/dir/tuberiaspvc

ANEXO I

PLANOS

ANEXO II

MEMORIA DE CÁLCULO

CALCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO , con un Periodo de Diseño de 10 años ;							
A partir de los datos de la tabla del cuadro 3.3 y 3.5, se tiene que:							
Datos:							
Población de San Juan Yautepec en el :	2003		5579		hab		
Población de San Juan Yautepec en el :	2004		5713		hab		
Periodo de Diseño recomendado según la tabla 3.3 (para poblaciones de 4000 a 15000 hab.):							
				10	años		
Año Actual (inicio del proyecto):			2005		(abril)		
Determinación del año al cual se determinará la Población de Proyecto:							
Concepto			Tiempo				
Planeación y Diseño (mínimo 6 meses)			0.5	AÑO			
Gestión del préstamo para el financiamiento			0.5	AÑO			
Licitación y construcción de obra			1	AÑO			
Inicio previsto(tiempo de realización)			2007	AÑO			
Periodo de diseño recomendable			10	AÑOS			
Por lo que realizando la suma obtenemos que el año para el cual se calculará la Población de Proyecto es:							
			Año:	2017			
Entonces utilizando el Modelo Aritmetico , la Población de							

Proyecto para el año:				2017	resulta de:		
Población de Proyecto según Modelo Aritmetico =					7455	hab	
Entonces utilizando el Modelo Geométrico , la Población de Proyecto para el año:				2017	resulta de:		
Población de Proyecto según Modelo Geométrico =					7778	hab	
Entonces utilizando el Modelo De Interés Compuesto , la Población de Proyecto para el año:				2017	resulta de:		
La tasa de crecimiento i es:			0.02401864				
i =							
O expresado de otro modo la tasa i , es del :				2.4	%		
Una vez obtenida la tasa de crecimiento la utilizamos en el modelo, con lo que resulta la siguiente;							
Población de Proyecto según Mod.de Int. Comp. =					7778	hab	
Entonces utilizando el Modelo De Curva a ojo o de Extensión Gráfica , la Población de Proyecto para el año:							

				2017	resulta de:		
	Población de Proyecto según Modelo Ext. Graf. =				7500	hab	
Nota: Los resultados de este método se muestran en el gráfico Población Extensión Gráfica En el anexo III							
Con base en los resultados arrojados con los distintos modelos, obtenemos un promedio que da como resultado:							
		7627.74	hab., pero por la tendencia histórica y para				
facilitar l cálculo se tomará un valor de:			7630	Habitantes como Población de Proyecto.			
Nota: No fue posible evaluar la población de proyecto con el resto de los modelos, por no contar en la mayoría de los casos con la información censal suficiente, o como en el caso del el <i>Método de Comparación</i> , por no existir datos suficientes de otras poblaciones con características similares a la que tenemos en estudio.							
Ahora ya nos encontramos en condiciones de calcular la Dotación Pércapita Total:							
Se observó que en lugar de estudio la temperatura oscila de entre los:				6	°C y los:	22	
°C, por lo que para hacer una evaluación más objetiva del clima que se presenta tomamos una media que resulta con un valor de:							
		14	°C cantidad que nos sugiere que el clima a considerar sea:				
Templad	y según la <i>tabla 3.7</i> , al evaluar una población que se encuentre dentro del intervalo de:						

o						
2500 a 15 000 habitantes, y con el clima antes mencionado, corresponde asignar a la población una:						
Dotación Pércapita de:	125	(lt/ hab /día)				
Por otro lado el valor de la Dotación Pércapita se puede evaluar, tomando en cuenta la distribución por clase social y el clima que se presenta en el sitio del siguiente modo;						
Distribución presentada en el pueblo;						
	Clase residencial		10	%		
	Clase media		40	%		
	Clase popular		50	%		
Por lo que para el clima:	Templado	y con la distribución anterior según la tabla 3.6 resulta				
un valor de la Dotación Pércapita de:		153	(lt/ hab /día)			
Por lo anteriormente calculado y a fin de contemplar cualquiera de las dos demandas tomaremos como valor representativo el mas alto;						
		153	(lt/ hab /día)			

Es importante contemplar que un porcentaje de esta cantidad será utilizada con *otros fines o usos diferentes*, por lo que sumaremos a la cantidad anterior un **20%** más por esta razón;

Entonces la **Dotación Pércapita** resulta:

183.6

(lt/ hab /día)

Por último es necesario considerar también un **30 %** de la cantidad anterior más, debido a las constantes *fugas y pérdidas*, por lo que finalmente la **Dotación Total Percapita** es de:

239

(lt/ hab /día)

POR TODO LO ANTERIOR PODEMOS DETERMINAR QUE EL **GASTO MEDIO ANUAL** ES:

Qm =

21.08

Lt/s

EL **GASTO MAXIMO DIARIO** ES:

Qmd=

29.51

Lt/s *

Y POR ULTIMO EL **GASTO MAXIMO HORARIO** ES DE:

Qmh=

45.74

Lt/s **

* Considerando un coeficiente de variación diaria con valor de 1.4

** Considerando un coeficiente de variación horaria con valor de 1.55

ANEXO III

TABLAS, GRAFICOS Y FIGURAS

ANEXO III

Periodo de diseño estándar recomendado para diferentes poblaciones.

LOCALIDAD	PERIODO DE DISEÑO.
1.- Para localidades de hasta 4 000 habitantes.	5 años
2.- Para localidades de 4 000 a 15 000 habitantes	10 años
3.- Para localidades de 15 000 a 70 000 habitantes	15 años
4.-Para localidades de más de 70 000 habitantes	20 años

Módulos de elasticidad de algunos materiales:

Material	E [Kg/cm ²]
Acero	2,100,000
Hierro fundido	930,000
Concreto simple	125,000
Fibrocemento	328,000
PVC	28,000
Polietileno (HDPE)	5,200
Agua	20,670

**Ventajas y desventajas de las fuentes de abastecimiento de agua potable
superficiales y subterráneas**

SUPERFICIALES		SUBTERRANEAS	
VENTAJAS	DESVENTAJAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Disponibilidad	Fácilmente contaminadas	Protección	Alto sulfuro de hidrógeno
Visibles	Calidad variable	Bajo color	Alta dureza
Limpiable	Alto color	Baja turbiedad	Relativa inaccesibilidad
Bajo fierro y manganeso	Alta turbiedad	Calidad constante	No limpiables
Bajo sulfuro de hidrógeno	Olor y color biológico	Baja corrosividad	
Baja dureza	Alta materia orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	
Baja dureza	Alta formación potencial de trihalometanos	Baja formación potencial de trihalometanos	