



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ACATLAN"

LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y TANQUE DE REGULARIZACIÓN EN
EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA
COLONIA STA. RITA EN CELAYA, GUANAJUATO

SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR
"SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE"

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

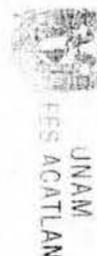
PRESENTA

TREJO JIMÉNEZ ENRIQUE

ASESOR: JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO

UNIDAD DE ADMINISTRACION
ESCOLAR
RECIBIDO

2651 04 MAY -6 15:30



MAYO' 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

DEDICATORIAS

Envío a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Juanque Trajo J.

FECHA: 06/05/04

FIRMA: E. Trajo

***A mis padres, por brindarme su amor,
por apoyarme siempre y por estar
conmigo en todo momento.***

***A toda mi familia, por estar siempre cuando
la necesite, en las buenas y en las malas.***

***A todos mis maestros, por compartir
sus conocimientos.***

***A todos mis Amigos, que compartieron todo lo bueno
y lo malo, en mi formación.***

***A todas las personas, que colaboraron para la
elaboración de mi tesis.***

INDICE

TEMA	PÁG.
CAPITULO 1	
ANTECEDENTES GENERALES	
1.1 Descripción y localización de la población y zona de estudio	3
1.1.1 Aspectos Socioeconómicos generales	3
1.1.2 Ubicación y coordenadas geográficas	6
1.1.3 Tipo de clima	7
1.1.4 Población actual	7
1.1.5 Importancia del proyecto	8
1.2 Datos básicos de proyecto	9
1.2.1 Determinación de la población de proyecto	9
1.2.2 Determinación de gastos	10
1.2.3 Datos de proyecto	14
CAPITULO 2	
CONFORMACIÓN DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
2.1 Descripción y funcionamiento general del sistema	15
2.1.1 Obra de toma	16
2.1.2 Línea de conducción	19
2.1.3 Tanque de regularización	20
2.1.4 Línea de alimentación	20
2.1.5 Red de distribución	21
CAPITULO 3	
LINEA DE CONDUCCIÓN	
3.1 Aspectos teóricos.	23
3.1.1 Definición.	23
3.1.2 Tipos de líneas de conducción.	23
3.1.3 Componentes de una línea de conducción.	24
3.1.4 Consideraciones técnicas.	34
3.1.5 Equipo de bombeo.	44
3.1.6 Ubicación de dispositivos de control.	47

3.2 Diseño de línea de conducción.	61
3.2.1 Cálculos preeliminares.	61
3.2.2 Trazo de línea de conducción.	63
3.2.3 Perfil Topográfico.	63
3.2.4 Selección de tubería.	65
3.2.5 Cálculo de línea de Conducción.	70
3.2.6 Cálculo de sistema de bombeo.	73

CAPITULO 4

TANQUE DE REGULARIZACIÓN

4.1 Aspectos teóricos.	92
4.1.1 Descripción y generalidades.	92
4.1.2 Tipos de tanques de regularización.	93
4.1.3 Selección y ubicación de tanque de regularización.	95
4.1.4 Capacidad y coeficiente de regulación del tanque.	96
4.1.5 Geometría del tanque.	99
4.2 Diseño del tanque de regularización.	105
4.2.1 Determinación de la ubicación y tipo de tanque de regularización.	105
4.2.2 Calculo de la capacidad del tanque de regularización.	106
4.2.3 Dimensionamiento del tanque de regularización.	110
4.2.4 Diseño Geométrico del tanque de regularización y sus accesorios.	111
4.2.5 Importancia de la calidad del agua a esta altura del sistema.	115

CAPITULO 5

PLANOS Y ANEXOS

5.1 Carta topográfica de Celaya, Guanajuato.	
5.2 Planos del sistema de abastecimiento de agua potable.	
5.3 Informe fotográfico.	

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

INTRODUCCIÓN

El agua potable como necesidad indispensable para un buen desarrollo, con calidad de vida, del ser humano es un recurso cada vez mas complicado de satisfacer por parte de las autoridades. Esto es debido a que cada día es mas difícil y costoso hacer llegar el vital liquido hasta las comunidades que lo demandan, por la escasez del mismo. Con el paso del tiempo el recurso de agua potable en México, que se veía inagotable, se ha ido consumiendo por el crecimiento tan acelerado de las poblaciones, por la falta de recarga de los mantos freáticos y sobre todo por la contaminación de nuestras fuentes de abastecimiento de agua.

Esto ha dado pie a que la ingeniería civil se enfoque a encontrar soluciones profesionales con el fin de satisfacer las necesidades de agua potable que la población demanda, de manera que se han analizado diferentes alternativas en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Aprovechando los avances de la tecnología en los materiales usados para un sistema de abastecimiento de agua, se ha podido optimizar el funcionamiento de los sistemas de abastecimiento de agua potable, resultando ahorros significativos en los proyectos y sobre todo haciendo más factibles y rentables la construcción de los mismos.

En la ciudad de Celaya, Guanajuato la fuente de abastecimiento durante mucho tiempo ha sido el manto freático a través de pozos de absorción, con el crecimiento de las poblaciones el volumen de agua extraído ha sido mucho mayor que el volumen recuperado por filtraciones, esto ha dado como resultado encontrar el nivel freático cada vez a una distancia mas lejana del nivel del terreno natural, por lo que los pozos que se proyectan deben de ser mas profundos, aproximadamente de 300 mts. , esto encarece la construcción de los sistemas de abastecimiento de agua potable.

En el proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable de Sta. Rita en Celaya, Guanajuato propone una solución alternativa que nos permitirá aprovechar las aguas pluviales y nos permitirá conservar los niveles de los mantos freáticos al no usar como fuente de abastecimiento un pozo de absorción.

El capitulo 1 proporciona una descripción detallada de la comunidad y el medio ambiente que la rodea, así como las demandas de la población justificadas con los cálculos de una población a futuro para garantizar su rentabilidad durante el periodo de vida útil del sistema de abastecimiento.

El capitulo 2 proporciona la conformación general del sistema de abastecimiento contemplando cada uno de sus componentes, justificando y describiendo la fuente de abastecimiento, la línea de conducción, el tanque de regularización, la línea de alimentación de la red y la red de distribución de agua potable en la comunidad.

El capítulo 3 detalla la línea de conducción del sistema, proporcionando los aspectos teóricos necesarios al desarrollar un proyecto de la línea de conducción y el sistema de bombeo para diferentes condiciones y demandas de una población; características y tipos de materiales a utilizar; el cálculo fundamentando los preeliminares, trazo, perfil topográfico, línea de conducción y sistema de bombeo para hacer eficiente este proyecto en particular. Además nos proporciona las diferentes alternativas de bombeo y sus arreglos para cubrir el gasto y altura de carga.

El capítulo 4 nos proporciona las características de cada uno de los tanques de regularización que se pueden construir en un sistema de agua potable, así como el procedimiento para desarrollar el diseño de estos, también nos permite comparar las alternativas de ubicación y construcción del tanque de regularización en este proyecto específicamente, además, detalla el cálculo de la capacidad y dimensionamiento del tanque y sus instalaciones.

El capítulo 5 incluye la carta topográfica de Celaya, Guanajuato para una fácil ubicación de la comunidad, así como planos del sistema de abastecimiento y un informe fotográfico.

LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y DISEÑO DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA COLONIA STA. RITA EN CELAYA, GUANAJUATO

CAPITULO I ANTECEDENTES GENERALES

1.1 DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LA POBLACION Y ZONA DE ESTUDIO

El municipio de Celaya es un centro de producción agrícola, manufactura industrial y actividad comercial con influencia en el ámbito estatal y regional, lo que permite posicionarlo con ventaja sobre otros municipios para lograr un mejor y organizado crecimiento.

Sin embargo, al igual que todas las ciudades con actividades industriales, se generan centros poblacionales con carencia de servicios indispensables, como lo son los de tipo hidrosanitario. Es por ello que la administración municipal actual ha marcado como prioridad la implementación de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario a este tipo de colonias para incorporarlas al desarrollo de la ciudad, procurándoles mayor bienestar y salud a sus habitantes.

1.1.1 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS GENERALES.

AGRICULTURA.

Ocupa el municipio un lugar prominente en la producción de **MAÍZ GRANO, FRIJOL, SORGO GRANO, AJO, BRÓCOLI, ALFALFA, PRADERA, ESPÁRRAGO** y otros, destinando para ello una superficie de 28,322 Has, de las cuales 75.24% es de riego y el 24.76% restante es de temporal.

GANADERÍA.

La crianza de animales en el municipio se compone de ganado bovino (32,139 cabezas), porcino (23,129 cabezas), ovino (1,393 cabezas), caprino (17,107 cabezas), aves (2'023,332), y colmenas (3,720). De las anteriores la más representativa a nivel estatal es la correspondiente a las AVES, ocupando el 10.6% de la totalidad del estado.

INDUSTRIA.

En este aspecto el municipio cuenta con una planta industrial significativa a nivel estatal y regional, en la que se emplea un amplio sector de la población (17.1% de la población económicamente activa) con la consecuente derrama económica para el municipio.

ECONOMÍA.

Este sector representa también un aspecto de suma importancia en el municipio, ya que se atiende a la población local y a la de los municipios vecinos que se trasladan hasta la ciudad de Celaya para abastecerse de todo tipo de implementos y mercancías.

HIDROLOGIA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA.

El municipio de Celaya se localiza dentro de la **Región RH12 LERMA-SANTIAGO**, y el escurrimiento de sus aguas superficiales se distribuye en dos cuencas principalmente: **H RIO LAJA** y **B RIO LERMA-SALAMANCA**. A su vez estas cuencas se subdividen en tres subcuencas: la primera en **c RIO LAJA-CELAYA** con una extensión del 96.33 % de la superficie del municipio, y la **d RIO APASEO** con un 2.17% de extensión. La tercera subcuenca **a PRESA SOLÍS-SALAMANCA**, ocupa solamente un 1.50% de la extensión municipal.

Destacan las siguientes corrientes de agua superficiales enlistadas en orden de importancia con su nombre y clave de ubicación:

NOMBRE	UBICACIÓN
Laja	RH12c
Apaseo	RH12c
Feo	RH12c
Las Animas	RH12c
El Varal	RH12c
De Yeguas	RH12c
Colorado	RH12c
Canal Neutla	RH12c

La corriente más importante que riega al valle de Celaya es el río Laja, el cual nace en el norte del estado de Guanajuato recogiendo aguas pluviales y sanitarias de los municipios que atraviesa en su recorrido, regulándose su escurrimiento en el vaso de la Presa Allende, para continuar aguas abajo su trayecto rodeando a la ciudad de Celaya por la parte oriente y sur para finalmente dirigirse al poniente rumbo a Salamanca donde vierte al río Lerma.

OROGRAFÍA.

No obstante la planicie extrema que domina al municipio, destacan algunas elevaciones de mediana altura, que van desde los 2,600 hasta los 1,890 m sobre el nivel del mar. Estas elevaciones son en orden de importancia: Cerro de Santa Rosa, Cerro San Pedro, Cerro El Jocoque, Cerro Pelón, Cerro Potrero y Cerro Peña Colorada.

FISIOGRAFÍA.

En cuanto a la fisiografía del municipio se refiere, Celaya forma parte de las **PROVINCIAS IX MESA DEL CENTRO y X EJE NEOVOLCANICO**. La primera abarca un 3.85% de la superficie nor-oriental del municipio, en la **SUBPROVINCIA 44 Sierras y Llanuras del Norte de Guanajuato**, caracterizada por un **sistema de topoformas** clasificado como **Meseta con cañadas**.

El resto del municipio se localiza en la segunda provincia, dividida en 3 subprovincias, cada una con un sistema de topoformas distinto. Destaca principalmente la **SUBPROVINCIA 51 Bajío Guanajuatense**, con un sistema de topoformas del tipo **Llanura (500)**, con una ocupación del 62.95% del municipio. Le sigue en importancia la **SUBPROVINCIA 52 Llanuras y Sierras de Querétaro e Hidalgo**, con sistema de topoformas del tipo **Sierra (100)** y **Lomerío con llanuras (205)** ocupando 11.08% y 1.68% de la superficie del municipio. Finalmente se distingue también la **SUBPROVINCIA 54 Sierras y Bajíos Michoacanos**, con los sistemas de topoformas siguientes: **Sierra (100)**, **Sierra con lomeríos (102)** y **Llanura (500)**, ocupando superficies equivalentes a los 7.26%, 8.79% y 4.39% de la superficie municipal.

GEOLOGÍA.

Todo el municipio de Celaya, tiene rocas y suelos provenientes de la **Era CENOZOICO**, de los **periodos CUATERNARIO (Q)**, **TERCIARIO-CUATERNARIO (T-Q)** y **TERCIARIO (T)**. Del primer periodo se observan **rocas y suelos sedimentarios** clasificadas como **Conglomerado (cg)** en un 0.24% del municipio, y **Aluvial (al)** en un 63.51%. Del siguiente periodo se observan **rocas**

ígneas extrusivas de dos tipos: **Andesita (a)** en un 7.41% de la superficie y **Basalto (b)** en un 19.93%. Finalmente del tercer periodo se observan **rocas y suelos ígneas extrusivas y sedimentarios**, que se clasifican como **Riolita (r)**, **Toba ácida (ta)**, **Riolita-Toba ácida** para las primeras, con ocupaciones del 4.46%, 2.99% y 1.33% respectivamente. Para el segundo tipo, se observan **Areniscas (ar)** en una mínima extensión correspondiente al 0.13% de la superficie municipal.

AGRICULTURA Y VEGETACIÓN.

Los usos del suelo y vegetación existentes en la zona, así como su porcentaje de ocupación de la superficie municipal, están clasificados como: **Suelos Agrícolas**, en un 69.89 %, **Pastizal**, en 1.60%, **Bosque** en 1.63%, **Matorral** en un 19.14%, y el resto en **otros** con 7.74%. Esta distribución de suelos en las que predomina el suelo agrícola de temporal con un 75% sobre el de riego con un 25% del total del suelo con este uso, se estima entonces una humedad en aproximadamente 7 meses al año con coeficientes de escurrimiento del orden del 10 al 20%.

1.1.2 UBICACIÓN Y COORDENADAS GEOGRAFICAS.

LOCALIZACIÓN.

El municipio de Celaya pertenece al estado de Guanajuato dentro del sistema fisiológico de la mesa central o mesa de Anáhuac, encierra una superficie de 579.3 km², lo que representa el 1.8% de la superficie del estado. Las coordenadas geográficas extremas son: al Norte 20° 41', y al Sur 20° 21' de Latitud Norte; al este 100° 38', y al oeste 100° 55' de Longitud Oeste. La ciudad de Celaya, cabecera del municipio, se encuentra situada a los 100° 48' 55" de latitud oeste del meridiano de Guanajuato, con 20° 31' 24" de latitud norte y una altura sobre el nivel del mar de 1,755 metros, ocupando la mancha urbana una superficie de 2,270 hectáreas.

COLINDANCIAS CON OTROS MUNICIPIOS.

El municipio de Celaya ocupa una porción de la zona centro-sureste del estado de Guanajuato, limitando al norte con los municipios de Santa Cruz de Juventino Rosas y Comonfort; al este con los municipios de Apaseo el grande y Apaseo el Alto; al oeste con los municipios de Cortazar, Villagrán y Santa Cruz de Juventino Rosas; y al sur con los municipios de Cortazar y Tarimoro.

1.1.3 TIPO DE CLIMA.

Corresponden al municipio de Celaya 5 tipos de clima, predominando el de clima clasificado como semiseco-semicálido (BS1h) con un área de influencia del 67.34% de la superficie del municipio, abarcando en ésta a la cabecera municipal. Destaca también el clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (Acw0), en un área de 19.90% de la superficie municipal. El resto de la superficie se clasifica en tres subtipos con porcentajes menores a 8%.

La temperatura media anual registrada con datos desde 1921 a 1998 es de 20.0°C, la temperatura media anual del año más frío (1968) es de 17.5°C y de 22.7°C en el año más caluroso (1930).

La precipitación total mensual en el mismo periodo de 1921 a 1998 es de 598 mm, y de 361.2 en el año más seco (1945) y 973.3 en el año más lluvioso (1931). Los meses con lluvias de mayor consideración son JUNIO (104.2 mm), JULIO (135.7 mm), AGOSTO (126.2 mm) y SEPTIEMBRE (109.8 mm).

Los vientos dominantes provienen del nor-oeste con una velocidad promedio de 3 km/hora.

1.1.4 POBLACION ACTUAL.

Del lugar exacto no se tienen registros seguros ya que las colonias se formaron de manera irregular.

POBLACIÓN TOTAL DEL MUNICIPIO.

La población total del municipio de acuerdo al **CONTEO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 1995**, es de 354,473 habitantes, lo que representa el 8% del total del estado de Guanajuato, y en la ciudad de Celaya se tiene una población de 251,724 habitantes. La tasa anual de crecimiento poblacional es de 2.4%, contra un 1.8% del estado de Guanajuato. La población total en el municipio de Celaya, de acuerdo a los resultados del **CONTEO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 1995**, es de 354,473 habitantes, de los cuales 251,724 corresponden a la cabecera municipal y el resto en áreas rurales. El índice de crecimiento observado por el municipio es de 2.4% anual.

POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA.

De acuerdo a los **RESULTADOS DEFINITIVOS DEL XI CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 1990**, la totalidad de la población en este renglón es de 211,469 habitantes, de los cuales el 23% se ocupa en el sector primario; el 28.3% se ocupa en el sector secundario; el 45.3% en el sector terciario y el 3.4% restante en actividades no especificadas.

1.1.5 IMPORTANCIA DEL PROYECTO.

El acuífero del valle de Celaya, constituido por material volcánico y espesor variable de 200 a 300 metros, tiene continuidad con el acuífero del valle de Querétaro por el oriente y con el de Salamanca por el poniente, hacia el norte con el acuífero del río Laja y al sur con el acuífero de la zona e riego de la presa Solís. Las principales fuentes de recarga las constituyen la infiltración generada por flujo horizontal y los retornos de riego, lo que representa un volumen de 440 millones de metros cúbicos al año.

Sin embargo, la explotación del acuífero mediante 2,000 pozos ubicados en el valle de Celaya y la descarga por flujo horizontal, suman una extracción de 550 millones de metros cúbicos al año, lo que implica una sobre-explotación de 110 millones de metros cúbicos al año, que se refleja en un continuo descenso de los niveles de agua en las fuentes de abastecimiento del orden de 2.5 millones por año, encontrándose actualmente a 105 metros de profundidad.

De aquí nace la importancia del proyecto, ya que al estar abatiéndose los pozos como fuente de abastecimiento hace mas costosa la extracción del agua, por el hecho de que se tiene que bombear desde una profundidad mas grande.

Rehabilitando la cortina de la represa ya mencionada, se podría almacenar el agua suficiente para dar el abastecimiento a las colonias señaladas, de tal manera que al encausar el agua de la represa no solo evitaríamos las corrientes peligrosas en precipitaciones grandes, si no que al mismo tiempo se le puede dar uso potable a esta agua.

1.2 DATOS BASICOS DEL PROYECTO

1.2.1 DETERMINACION DE LA POBLACION DE PROYECTO

Los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro después de su instalación que se denomina periodo de diseño. Se entiende por periodo de diseño el numero de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad, rebasando el periodo de diseño la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

El periodo de diseño da el número para estimar la población a futuro a la que servirá el sistema de abastecimiento de agua potable, la mayor o menor aproximación que se logre en la predicción de la población dependerá que la obra cumpla su cometido futuro.

Los factores básicos del cambio en la población son:

- El aumento natural, o sea el exceso de los nacimientos sobre las muertes. Estas tasas no se mantienen constantes a través del tiempo.
- La migración neta, es decir el exceso o perdida de población que resulte del movimiento de las familias hacia adentro y hacia fuera de un área.

Es importante destacar que deben tomarse determinadas precauciones y tener en cuenta algunos factores limitantes. Por ejemplo deben hacerse una estimación de la capacidad que pueda admitir el terreno disponible para saber si una predicción determinada resulta o no razonable.

La mejor base para estimar las tendencias de la población futura de una comunidad es su pasado desarrollo y la fuente de información importante sobre el mismo en México son los censos levantados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática cada 10 años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático como son el aritmético, geométrico, parabólico etc.

Se considera un periodo de diseño para el proyecto de 17 años y los modelos aplicados para el cálculo de la población a futuro son los siguientes:

MÉTODO	POBLACION (2020)
Mínimos cuadrados	11,511 hab.
Logístico o biológico	9,996 hab.
Incrementos diferenciales	12,126 hab.
Interés compuesto	16,555 hab.
Incrementos diferenciales	12,126 hab.

De los cuales se tomo una media y se consideró como población a futuro, para un periodo de vida útil del proyecto de 17 años, 12,547 habitantes.

1.2.2 DETERMINACION DE GASTOS.

Los consumos de agua varían con los países e incluso con las regiones, así, en las ciudades se consume mayor cantidad que en las zonas rurales. Los factores que determinan el consumo son los que se describen a continuación:

- Cantidad de agua disponible. Limita en ocasiones la cantidad a distribuirse.
- Tamaño de la población. A medida que su población crece, aumenta sus necesidades.
- Características de la población. El consumo depende de las actividades y costumbres de la población.
- Clima. Los climas extremos son los que mas influencia tienen en el consumo de agua, ya que elevan éste cuando el clima es cálido y lo disminuyen cuando es frío.
- Nivel económico. Cuando el nivel económico de una población mejora, aumentan las exigencias en el consumo.
- Existencia de alcantarillado. El consumo de agua es mas elevado cuando los materiales de desecho son fácilmente eliminables.
- Clase de abastecimiento
- Calidad del agua. El consumo del agua aumenta cuando su calidad es mayor
- Presión en la red. La presión en la red afecta el consumo a través de los derroches en piezas defectuosas y perdidas en las juntas.
- Control de consumo. El uso de medidores disminuye el consumo de agua, ya que el usuario tiene que pagar según el volumen empleado.

Se entiende por dotación 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 anual, incluyendo perdidas.

Se considera para fines del proyecto las normas de dotación media expresada en l x hab x dia, en función del número de habitantes y el clima como se indica en el siguiente cuadro:

NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
2,500 a 15,000	150	125	100
15,000 a 30,000	200	150	125
30,000 a 70,000	250	200	175
70,000 a 150,000	300	250	200
Mayor a 150,000	350	300	250

Un sistema es eficiente cuando en su capacidad esta prevista la máxima demanda de una localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema se necesita conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo: Interesan las demandas medias, las máximas diarias y horarias. Estas demandas que representan volumen de agua en unidad de tiempo se llaman GASTO. Así tenemos el "gasto medio anual" (Q_{md}), el gasto máximo diario ($Q_{MD.}$) y el gasto máximo horario (Q_{MH}).

- **GASTO MEDIO**

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

$$Q_{md} = (D \times P) / 86400$$

Donde:

D = dotación

P = población promedio

Sustituyendo:

$$Q_{md} = (150 \times 12547) / 86400 = 21.78 \text{ lps}$$

- **GASTO MÁXIMO DIARIO**

El gasto máximo diario se utiliza para calcular el volumen de extracción de la fuente de abastecimiento, el equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regularización y almacenamiento. Este gasto se obtiene:

$$Q_{MD} = Q_{md} \times CVD$$

Donde:

Q_{md} = gasto medio diario anual en lps

CVD = coeficiente de variación diaria 1.4

Sustituyendo:

$$Q_{MH} = 21.78 \times 1.4 = 30.49 \text{ lps}$$

- **GASTO MÁXIMO HORARIO**

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

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

$$Q_{MH} = Q_{MD} \times CVH$$

Donde:

Q_{MD} = gasto máximo diario en lps.

CVH = coeficiente de variación horaria 1.55

Sustituyendo

$$Q_{MH} = 30.49 \times 1.55 = 47.18 \text{ lps}$$

1.2.3 DATOS DEL PROYECTO

Localidad	Sta. Rita y Rnada. Sn. Miguel
Estado	Celaya, Guanajuato
Area de proyecto	70.5 ha
Dotación	150 l/hab/dia
Población (2000)	8,410 habitantes
Población de proyecto (2020)	12,547 habitantes
Coefficiente de variación diaria	1.4
Coefficiente de variación horaria	1.55
Gasto medio	21.78 lps
Gasto máximo diario	30.49 lps
Gasto máximo horario	47.26 lps
Fuente	obra de toma, "Presa Palo Blanco"
Conducción	bombeo / gravedad
Regularización	Tanque superficial
Distribución	Red cerrada a gravedad

CAPITULO II CONFORMACIÓN DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

2.1 DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO GENERAL DEL SISTEMA.

Un sistema de abastecimiento de agua potable para una comunidad urbana consta de lo siguiente:

- **Fuente.** El origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano es el ciclo hidrológico, o sea los pasos del agua circulando durante el transcurso del tiempo a través de distintos medios.
- **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.
- **Conducción.** Es el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar al agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un punto que puede ser un tanque de regularización, a un cárcamo para una segunda conducción o a una planta potabilizadora.
- **Tratamiento de potabilización.** Son los procesos que de una u otra manera sean capaces de alterar favorablemente las condiciones del agua. Cuando el fin de dicho tratamiento es para hacerla apta para beber se llama potabilización y planta potabilizadora a la obra de ingeniería civil.
- **Regularización** Tiene por objeto transformar el régimen de alimentación de agua proveniente de la fuente que generalmente es constante en régimen de demanda que es variable en todos los casos, ya que la población consume agua en forma variada.
- **Distribución.** Su función principal es suministrar agua potable cuando y donde se requiera, dentro de la zona de servicio, debe de mantener presiones adecuadas para usos residenciales, comerciales e industriales.

2.1.1 OBRA DE TOMA.

La obra de captación se define como la estructura o estructuras que nos permiten regular o dar salida al agua almacenada en un depósito o bien tomar algún sitio de acuerdo con una ley determinada.

La fuente de abastecimiento elegida deberá proporcionar, cuando menos, el gasto máximo diario para el periodo de vida útil de la obra, sin peligro de reducción por sequía o cualquier otra causa, si la calidad del agua no satisface las normas que exige el reglamento Federal son de obras de provisión de agua potable, deberán de someterse a procesos de potabilización.

La captación puede ser:

Agua de lluvia

Agua superficial

Agua subterránea.

Conocida la cantidad y calidad del agua de cada una de las fuentes y el costo probable para disponer de dicha agua, se elige la o las fuentes. Nuestro proyecto se aboca a un aprovechamiento del agua de lluvia.

Debido al fuerte problema que existe en la zona de sobre-explotación de los mantos acuíferos subterráneos, y después de un estudio se propone que la fuente de abastecimiento para estas localidades sea de tipo superficial (aprovechamiento del agua de lluvia); específicamente, el almacenamiento de agua ubicado al Noroeste de la ciudad de Celaya, dentro del mismo municipio, la presa "Palo Blanco".

La presa "Palo Blanco" es un depósito de agua que se encuentra a aproximadamente 13 kilómetros del sitio por abastecer, dentro de la localidad conocida como Ejido de San Elías. Originalmente, se construyó para almacenar el agua de las avenidas que se registran en la temporada de lluvia y se le dio el uso de abrevadero, teniendo una capacidad útil de 17,500 m³, para beneficiar a 660 cabezas de ganado de la zona, pero el caudal de las avenidas ha sido mayor que la capacidad de la presa, lo que ha ocasionado la destrucción de la obra de excedencias y el azolve de la misma presa, por falta de mantenimiento actualmente no se usa.

CAPITULO 2

La presa está compuesta de una cuenca con una superficie aproximada de 3,321,700 m² y una cortina, a base de roca existente en la zona, que cuenta con las siguientes características: altura de 4.50 m, ancho de la corona 30 m, longitud de 100 m.; la pendiente en el terreno es de 0.75:1. La elevación de la base es de 1810 y la corona de 1814.5 m.s.n.m. Además, cuenta con una obra de excedencia de mampostería y una obra de toma existente, la cual se aprovechará.

Como la obra de toma es existente se utilizarán las instalaciones y solo se revisará la capacidad de almacenamiento, la zona tiene lluvias constantes durante 7 meses.

Estación y concepto	Periodo	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Celaya	1999	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	54.7	145.1	73.1	26.3	3.0	0.0	7.8
Promedio	1921-1999	10.7	5.0	5.9	13.2	28.2	104.2	135.7	126.2	109.8	38.4	12.1	8.6
Año más seco	1999	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	54.7	145.1	73.1	26.3	3.0	0.0	7.8
Año más lluvioso	1931	47.6	29.6	0.0	150.6	61.1	206.7	278.5	79.0	79.0	34.2	0.0	7.0

Estación	Periodo	Precipitación promedio	Precipitación del año más seco		Precipitación del año más lluvioso	
			Año	Precipitación	Año	Precipitación
Irapuato	1922-1999	691.3	1961	366.2	1941	1,234.8
Guanajuato	1921-1999	690.3	1957	284.4	1971	1,239.8
Celava	1921-1999	598.0	1999	315.6	1931	973.3

$$V_s = D \times 30 \times (12-t) \times 1.3 \times h$$

Donde :

V_s = volumen necesario para el consumo en época de secas (litros)

D = dotación en (lt/hab/día)

30 = días del mes

h = número de habitantes (usuarios)

(12 – t) número de meses secos; t es el número de meses con lluvia

1.3 = coeficiente de seguridad

Por otra parte

$$V_c = (P \times A)/1000$$

V_c = volumen anual captado

P = precipitación media anual (mm)

A = área de captación en m²

Si $V_s < V_c$ no existirá problema de suministro

$$V_s = 150 \times 30 \times (12 - 7) \times 1.3 \times 12547 = 3.67 \times 10^5 \text{ m}^3$$

$$(598 \times A) / 1000 = 3.67 \times 10^5$$

$$A = 613,712.4 \text{ m}^2$$

$$A \text{ necesaria} = 0.61 \text{ km}^2$$

$$A \text{ actual} = 3.32 \text{ km}^2$$

Se puede concluir que dicho depósito de almacenamiento de agua es una excelente fuente de abastecimiento para satisfacer óptimamente la demanda de la población. Ahora bien, si se programa una revisión y una pequeña ampliación de la presa, utilizando su capacidad de asolvamiento e implementando un eficiente y constante programa de mantenimiento, se tendría una capacidad en la presa con la cual no sólo se podría abastecer a las localidades de Rinconada San Miguel y Santa Rita, sino también a otras comunidades que requirieran.

Se determinó el área de influencia de lluvia para la cuenca en estudio, con el programa **ARC VIEW 3.2**, primero se digitalizó la carta topográfica escala 1:50000, con la cual se generó un modelo digital de elevación, determinándose la cuenca y sus ríos, el principal y los tributarios.

2.1.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

El agua se transporta desde la fuente a la comunidad en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad o bombeo.

Las obras destinadas a transporte de agua potable reciben el nombre de líneas de conducción, los que, cuando trabajan a presión y su sección es circular se denominan tubería. Estas pueden ser de varios materiales y de acuerdo con la calidad del agua y la topografía se determina la tubería: asbesto cemento, acero, concreto reforzado, fierro galvanizado, fierro fundido o de plástico.

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y un sistema de unión. Aunque las tuberías siguen comúnmente el perfil del terreno, es necesario tener en cuenta, que en ningún caso deben ubicarse a mayor altura que la línea de pendiente piezométrica, pues se producirán presiones negativas.

En los puntos bajos deben instalarse válvulas de desfogue para poder vaciar la tubería y extraer sedimentos. En los puntos altos se pondrán válvulas de aire para evitar taponamientos. Las presiones excesivas pueden evitarse intercalando, en los puntos adecuados cajas rompedoras de presión.

El sistema de la línea de conducción esta formado por una tubería que trabaja a bombeo y otra parte por gravedad.

El equipo electromecánico se ubicará a un nivel de 1800 m. s. n. m., esta formado por dos bombas trabajando a 12 hrs. por día cada una, las cuales elevan el gasto de proyecto a un punto alto de 1915 m. s. n. m. hasta el tanque de regularización ubicado en un lomerío adyacente a la obra de toma y posteriormente trabajar por gravedad hasta llegar a la red de distribución.

La tubería tiene una longitud de 1800 m, se considera de PVC clase 14 (14kg./cm²) y una válvula aliviadora de presión (además de las válvulas necesarias para que el sistema trabaje adecuadamente). Esta válvula puede absorber el 80% del fenómeno que se origina por cambios violentos en las condiciones del flujo en un conducto a presión llamado golpe de ariete.

2.1.3 TANQUE DE REGULARIZACION.

En el proyecto de sistema de abastecimiento a las colonias Santa Rita Norte, Santa Rita Sur y Rinconada San Miguel, se consideraron varios factores para tomar la decisión acerca del tipo y la ubicación del tanque de regularización.

Para la determinación del tipo de tanque el factor más importante fue el requerimiento de carga en la red para el punto más desfavorable de la misma, el cual requería de 26 m. c. a. de carga, como se ha mencionado anteriormente la topografía del terreno se podría considerar plana, ya que solo se tiene 5 m. de desnivel entre los dos puntos más lejanos de la red, por todo lo anterior se deduce que el tanque de regularización debe ser elevado o ser ubicado de manera que nos proporcione la carga necesaria para que la red funcione adecuadamente.

Se analizaron dos alternativas en la ubicación del tanque, se llegó a la conclusión de que el tanque con mayores ventajas era un tanque superficial ubicado en la parte más elevada de la línea de conducción, y desde ese punto diseñar la línea de alimentación por gravedad regulando la carga de llegada a la red para no sobrepasar las presiones en la tubería.

Esta opción nos permitiría solo instalar un sistema de bombeo de la obra de toma al tanque de almacenamiento. Desde el tanque de almacenamiento hasta la red el agua se desplazará por gravedad, lo cual no representa costo alguno.

2.1.4 LÍNEA DE ALIMENTACIÓN

Para el sistema a gravedad la tubería es de PVC clase 14 (14 kg/cm^2) con una longitud de 15,210 m y un desnivel de terreno de 150 m. A lo largo de su trayectoria se tiene cruces con carreteras, brechas, tercerías, canales, y vías férreas, pero se propone que la línea sea paralela a un canal de riego comunitario aprovechando su vía federal y obras existentes para dichos cruces.

2.1.5 RED DE DISTRIBUCIÓN.

Los proyectos de agua potable presentados en esta memoria corresponden a las colonias **RINCONADA SAN MIGUEL** y **SANTA RITA**, localizadas al nor-oriente de la ciudad de Celaya, en terrenos de la *EX – HACIENDA DE SILVA*. Ambas colonias carecen de un servicio de agua potable de calidad, y solo la colonia SANTA RITA cuenta con servicio de alcantarillado sanitario, aunque este opera en forma deficiente mediante la operación de un cárcamo de rebombeo que eleva las aguas negras al canal de labradores, conduciéndose en este a cielo abierto.

La red existente de agua potable de la colonia SANTA RITA está construida sin contar con un proyecto, por lo que se le han hecho ampliaciones conforme los vecinos tienen posibilidades económicas, introduciendo diámetros distintos con materiales diversos en las tuberías, conectándose en forma anárquica en las puntas más cercanas de la red. Debido a lo anteriormente expuesto, es una red que no satisface en lo más mínimo las especificaciones técnicas constructivas y de funcionamiento hidráulico.

Para poder considerar la mejor solución, se analizaron varias alternativas apoyadas en las diferentes corridas obtenidas del programa para redes de alimentación, *REDESTA*, el programa necesita la siguiente información:

- Numero de tuberías o tramos de la red
- Numero de nodos en la red
- Longitud que hay entre cada nodo
- Cota del terreno en cada nodo
- Demanda de agua respectiva en cada nodo
- Diámetro en cada tramo de tubería
- La rugosidad del material de la tubería
- Cantidad del numero de tanques en el sistema
- El nodo asignado a cada tanque
- Cota topografía del tanque
- Área necesaria en cada tanque
- Tirante máximo del agua en los tanques
- Relación de llenado, 1 si están llenos
- Gasto de entrada a cada tanque
- Numero de bombas
- Numero de fugas

- Para lograr buenos resultados en el programa se recomienda tener una red primaria, es decir pocos circuitos y pocos nodos.

Para el proyecto del sistema de agua potable de la colonia SANTA RITA, se plantearon cinco circuitos cerrados y se propusieron distintos diámetros. Tres de estos circuitos corresponden al sector norte de la colonia y los dos restantes a la porción sur, manejándose como división la Avenida MÉXICO-JAPÓN. Las tomas domiciliarias serán con tubería de cobre flexible de ½ pulgada de diámetro y cuadro para instalar medidor, de acuerdo al diseño proporcionado por la JUMAPA.

En los primeros resultados de las corridas hechas en el programa, se encontraron deficiencias en los diámetros propuestos. En algunos tramos teníamos perdidas muy alta, (la solución fue aumentar los diámetros) y una carga deficiente en el punto mas alejado en la red de distribución, por lo que el tanque de regulación se proyecto en el primer planteamiento, elevado.

Para dar la carga mínima necesaria de 1 kg/cm² en el punto más alejado del sistema, establecida por las normas de abastecimiento de agua potable, era necesario darle al tanque una elevación de 26 m a nivel de piso terminado.

En el último planteamiento, donde el tanque de regulación se ubica a 1910 msnm y la colonia a 1760 msnm, se logra tener una carga estática favorable en el sistema, como resultado un tanque de regulación a nivel de piso y con una carga disponible en el primer nodo de la red y en el último suficiente para el abastecimiento de agua a toda la colonia en estudio.

CAPITULO III LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y TANQUE DE REGULACIÓN.

3.1 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

3.1.1 DEFINICIÓN.

El agua se transporta desde la fuente hasta la comunidad, en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad o bombeo. Al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y dispositivos de control que permiten el transporte del agua desde una sola fuente de abastecimiento hasta un solo sitio donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión reciben el nombre de línea de conducción.

3.1.2 TIPOS DE LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Conducción por bombeo.

La conducción por bombeo es necesaria cuando se requiere adicionar energía para obtener la carga dinámica asociada con el gasto de diseño. Este tipo de conducción se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor a la altura piezométrica requerida en el punto de entrega (tanque de regularización). El equipo de bombeo proporciona la energía necesaria para lograr el transporte del agua.

Conducción por gravedad.

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor a la altura piezométrica requerida o existente en el punto de entrega del agua, el transporte del fluido se logra por la diferencia de energías disponible.

Conducción por bombeo-gravedad.

Si la topografía del terreno obliga al trazo de la conducción a cruzar por partes más altas que la elevación de la superficie del agua en el tanque de regulación, conviene analizar la colocación de un tanque intermedio en ese lugar. La instalación de este tanque ocasiona que se forme una conducción por bombeo-gravedad, donde la primera parte es por bombeo y la segunda por gravedad.

Red de conducción.

En ciudades donde es necesario buscar fuentes alternas para el abastecimiento del agua, en este caso resultan a menudo conducciones más económicas al interconectar estas, formando una red de conducción.

Las derivaciones de una conducción hacia dos o más tanques de regulación, ocasiona también la formación de redes de conducción.

Líneas paralelas.

Las líneas de conducción paralelas se forman cuando es necesario colocar dos o más tuberías sobre un mismo trazo. Esta instalación se recomienda previo análisis económico para evitar la colocación de diámetros mayores de 1.22 m, para efectuar la construcción por etapas según sean las necesidades de la demanda de agua, la disponibilidad de recursos y facilitar la operación de diferentes gastos.

3.1.3 COMPONENTES DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Tuberías.

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión. Para la fabricación de estos se utilizan diversos materiales entre los cuáles esta la arcilla vitrificada, madera, plomo, cobre fierro fundido, acero y concreto, a través del tiempo estos han ido evolucionando, y en la actualidad son fabricados a base de fibras de asbesto y cemento, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y P V C).

A) Tuberías de fibro-cemento.

Se entiende por tubos de presión de fibro-cemento los conductos de sección circular fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Portland o Pórtland Puzolánico, exentos de materia orgánica, con o sin adición de sílice.

La tubería de fibro-cemento sílice curada en autoclave, con vapor a presión, no se oxida ni se corroe. Se fabrican aplicando sobre un mandril de acero pulido, una película obtenida con la mezcla intima de fibras de asbesto de distintos tipos, cemento, sílice y agua, de tal manera que el enrollamiento de la película se traduce en una estructura multilaminar de óptima resistencia.

La utilización de mandril, permite obtener una superficie tersa para la que se tiene un coeficiente de rugosidad $\eta = 0.010$, según la fórmula de Manning.

Los tubos a presión de fibro-cemento se fabrican para presiones internas máximas de trabajo, según la norma oficial mexicana NOM C-12-2/2-1982, en las siguientes clases: A-5, A-7, A-10 y A-14, en donde los números 5, 7, 10 y 14, indican la presión interna del trabajo en kg/cm^2 que resisten los tubos.

Los tubos de asbesto-cemento para conducción según la norma oficial mexicana NOM-C-12/1-1981 con base en la presión de trabajo expresada en metros de columna de agua, así se tiene: T-50, T-70, T-100, T-140, y T-200. la presión de prueba en fábrica para cada tubo y cada cople es de 3 veces la presión de trabajo para un tiempo de 5 segundos. Las tuberías tienen longitudes generalmente de 4 y 5 metros.

Su desventaja es su baja resistencia mecánica.

B) Tuberías de plástico: polietileno y cloruro de polivinilo (PVC).

De los plásticos, los termoplásticos son los que se utilizan más en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los dos termoplásticos de mayor importancia son el polietileno (PE) y el cloruro de vinilo (PVC).

El polietileno es un derivado del gas etileno, que es un componente del gas natural, se tienen comercialmente tres tipos: densidad baja, mediana y alta. Se fabrican con base a la norma NOM-E- 18-1969.

Las ventajas de las tuberías de polietileno son: su gran flexibilidad, que permite su presentación en rollos; su ligereza ya que pesa ocho veces menos que el acero y tres veces menos que el asbesto-cemento y no presenta corrosión.

El PVC (cloruro de polivinilo) es un material termoplástico compuesto de polímeros de cloruro de vinilo, un sólido incoloro con alta resistencia al agua, alcoholes, ácidos y álcalis concentrados. Se obtiene en forma de gránulos, soluciones, líquidos y pastas.

En la norma oficial mexicana de calidad vigente para tubos y conexiones rígidas de cloruro de vinilo DGN-E/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140 kg/cm^2 .

Por su parte las tuberías de PVC presentan las siguientes ventajas y desventajas:

VENTAJAS:

- Resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos y soluciones salinas;
- Instalación: rápida, fácil y económica;

- debido a su grado de absorción permite la prueba hidrostática después de su llenado;
- su resistencia mecánica es superior a la de las tuberías de fibro-cemento;
- menor pérdida por fricción en comparación con las tuberías de fibro-cemento, concreto y acero;
- por su ligereza, el almacenamiento y transporte de la tubería se facilita notablemente;
- respecto a su costo de suministro en los diámetros de 50, 60, 75 y 100 mm es más barata que las tuberías de fibro-cemento.

DESVENTAJAS:

- alto costo en diámetros de 200 mm y mayores;
- las propiedades mecánicas de las tuberías de PVC se afectan si quedan expuestas a los rayos solares por un periodo de tiempo prolongado;
- los tubos de extremos lisos requieren mano de obra altamente especializada para su unión a el proceso de cementado.

Se fabrican dos líneas de tubos hidráulicos de PVC para el abastecimiento de agua potable:

La línea métrica, (tubos blancos); fue diseñada de acuerdo con el sistema internacional de unidades, la integran 13 diámetros (de 50 a 630 mm) y cinco espesores que permiten presiones máximas de trabajo de 5, 7, 10, 14 y 20 kg/cm² en función de cada presión se clasifican en clases.

La unión entre tubos y conexiones se realiza mediante el sistema espiga – campana con anillo de hule.

La línea inglesa, (tubos grises); fue diseñada con base en el sistema de unidades inglesa y se fabrica en 11 diámetros (de 13 a 200 mm). Se clasifican en función del cociente entre su diámetro exterior y su espesor mínimo de pared y las presiones máximas de trabajo.

En este caso el diámetro nominal del tubo no es igual al diámetro exterior ni al interior.

En esta línea existe además del sistema de unión espiga-campana, el sistema cementado. La longitud útil del tubo es de seis metros.

C) Tuberías de fierro galvanizado:

Las tuberías de fierro galvanizado son muy resistentes a los esfuerzos mecánicos y de gran duración debido a su buena resistencia a la corrosión.

D) Tuberías de acero:

Los tubos de acero se fabrican con diámetros desde 4.5 pulgadas hasta 48 pulgadas. Su producción esta sujeta a un estricto control de calidad que toma en cuenta las normas DGN-B-177 y B-179-1978. Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo, son muy durables, resistentes, flexibles y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan.

E) Tuberías de concreto:

Las tuberías de concreto de uso más frecuente son:

- tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto; están reforzadas con dos jaulas entrelazadas de varilla calculadas para resistir la presión de trabajo a una fatiga máxima de 880 kg/cm^2 , para el acero circunferencial; el esfuerzo longitudinal será el equivalente a varilla de 12.7 mm con un espaciamiento máximo de 76 cm centro a centro. La junta es de concreto moldeado y de sección tal que los tubos se centran por si solos; la junta queda sellada con empaque de hule, se fabrican para presiones de trabajo de 1.8, 2.5, 3.2, 4.0 y 5 kg/cm^2 . los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33m; su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm.
- tuberías de concreto presforzado; son conductos de concreto presforzado con cilindro de acero empotrado y junta de hule y acero, su refuerzo consiste en un cilindro de acero empotrado en concreto y comprimido por alambres tipo tensilac de calibre 6 protegido por una capa de mortero. Se fabrican para presiones de trabajo de 6, 7, 8 y 10 kg/cm^2 .
- tuberías de concreto pretensado; se fabrican por centrifugación y el pretensado longitudinal se obtiene mediante alambres de acero de alta resistencia estirados entre las extremidades del molde. Se fabrican para diámetros de 100 a 500 cm y presión de servicio de 16.5, 15.5, 14.5, 10 y 6.5 kg/cm^2 .
- tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero; están formados por un tubo de acero primario o núcleo, el cuál una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la comprensión se le enrolla el alambre pretensado transversal y se protege con un revestimiento de mortero de cemento o de concreto. La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 m, el diámetro interno es de 400, 500, 600, 750, 900, 1000, 1050, 1100, 1200, 1350, 1400, 1500, 1800, 2000, 2100, 2500, 3000, 3500, 4000, 4500, 5000 mm. Lo tubos tienen juntas del tipo de espiga y campana hechas de concreto y con un sello de hule, estos tubos no deben de presentar fugas, ni filtraciones al

someterse a una presión hidrostática en fábrica igual al 150 % de la presión

- tubos de concreto presforzado con cilindro de acero; están constituidos de un cilindro de lámina de acero con anillos soldados a éste en sus extremos, este tubo se obtiene cuando al tubo primario ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla alambre pretensado transversal y se protege con un revestimiento de concreto o de mortero de cemento. La longitud varía de 4.0 a 8.0 m, los diámetros internos son los mismos indicados para los tubos sin cilindro de acero. Las juntas de los tubos deben ser del tipo de espiga y/o campana de anillos de acero soldados al cilindro y con un sello de hule.

Observaciones y recomendaciones para la selección del tipo de tubería.

El diseño de tuberías requiere un análisis para cada caso particular en el que se evalúen las cargas externas y presión interna así como verificar que se cumplan las especificaciones correspondientes.

Observaciones generales:

1. Las tuberías más empleadas para conducciones y redes de distribución de localidades urbanas y rurales, son las de asbesto, cemento en todos los diámetros comerciales y en menor cantidad las de plástico PVC en diámetros hasta de 150 mm.
2. Para la conducción y distribución de gastos pequeños y cuando el diámetro sea igual o menor de 150 mm son recomendables las tuberías de poli cloruro de vinilo.
3. Cuando se requieren diámetros superiores a 150 mm para presiones menores de 14 kg/cm^2 son recomendables las tuberías de asbesto de acero cemento.
4. Cuando en líneas de conducción se requieren diámetros superiores a 600 mm y presiones mayores de 10 kg/cm^2 , se debe elegir entre tuberías de asbesto cemento, concreto presforzado y acero.
5. Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm^2 se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.
6. Para toma domiciliaria se recomiendan tuberías de polietileno de alta densidad y para el cuadro, tubo de acero galvanizado en diámetros de 13 y 19 mm.

Los factores principales que se deben de tomar en cuenta para la selección de tuberías son:

1. calidad y cantidad de agua por conducir;

2. características topográficas de la conducción y calidad del terreno por excavar;
3. costos de suministro e instalación.

Las tuberías de conducción están compuestas por tramos rectos y curvos para ajustarse a los accidentes topográficos por cambios que se presentan en la geometría de la sección y por distintos dispositivos para el control del flujo en la tubería o para asegurar que el funcionamiento de la línea de conducción sea eficiente.

Piezas especiales.

Son las conexiones de las tuberías en las intersecciones, cambios de dirección, variación de diámetros, accesos a válvulas, etc.; y pueden ser de fierro fundido, fibro-cemento o PVC dependiendo de que material sean los tubos.

Estas piezas se conectan entre si o a las válvulas por medio de bridas y tornillos y con un empaque de sellamiento intermedio, que puede ser de plomo, hule o plástico. La unión de éstas piezas con las tuberías de fibrocemento se efectúa utilizando la junta Gobault que permite conectar por una de sus bocas una extremidad de fierro fundido y por la otra una punta de tubería de fibro cemento. El sellamiento se logra mediante la presión ejercida con las bridas y tornillos sobre el barrilete y empaques de hule. La forma cóncava del barrilete permite efectuar deflexiones; su diámetro interior debe de ser 2 mm más grande que el de las tuberías, en medidas hasta de 200 mm y de 6 a 10 mm en las tuberías mayores.

Las piezas especiales de fibro cemento se fabrican con segmentos de tubería de ese material pegados con Epoxy una resina con gran adherencia, pero cuya resistencia a los golpes es reducida, para interconectar la tubería hidráulica de PVC y formar líneas de conducción y circuitos.

Entre estas podemos mencionar las juntas, carretes, extremidades, tes, cruces, codos, reducciones, coples, tapones y tapas.

Dispositivos de control y protección en la línea de conducción.

En las líneas de conducción siempre es necesario el empleo de ciertos elemento cuyo objeto es el de proteger a las tuberías, al equipo de bombeo en general principalmente del golpe de ariete, otros elementos controlan la descarga de la línea de conducción.

A) Junta flexible.

Son recomendables para absorber algunos movimientos ocasionados por el trabajo de la bomba, así como pequeños desalineamientos producidos durante el montaje del conjunto y se aprovecha para desconectar la unidad de bombeo cuando se requiera, generalmente son empleadas las juntas Dresser y Gibault.

B) Válvulas eliminadoras de aire.

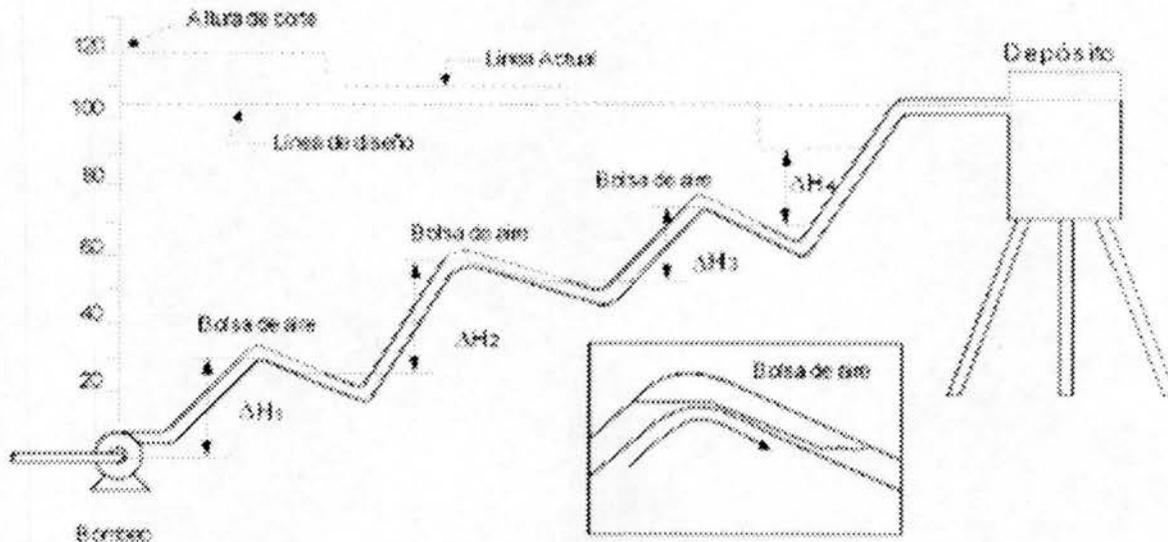
Algunas se instalan con el objeto de expulsar el aire retenido en la succión cuando la bomba no trabaja, esta expulsión se efectúa luego de iniciarse la operación de la bomba se ubican generalmente a continuación de la junta flexible, se instalan a lo largo de la línea de conducción.

Al acumularse aire en el interior de una conducción tiende a ocupar los puntos topográficos altos del perfil de la línea, si no se extrae se produce la interrupción del flujo del agua.

Cuando una línea de conducción esta llena de agua, se le conoce como "**purgada**", los inconvenientes descritos se repiten en cada punto alto del perfil de la línea, sus efectos se suman y el rendimiento de la conducción disminuye en forma progresiva, todos los puntos altos deben estar provistos de válvulas que permitan evacuar el aire automáticamente a medida que se acumula, cuando la topografía sea plana las válvulas eliminadoras de aire se ubican en puntos situados a cada 1.5 km como máximo y en los puntos más altos del perfil de la línea.

El diámetro de la válvula de expulsión de aire se puede seleccionar de acuerdo al diámetro de la tubería y gasto que conducirá la línea.

Cese del flujo debido a bolsas de aire
en una tubería a presión.



C) Válvulas de retención o de no retorno.

Estas válvulas se usan con el objeto de retener la masa de agua que se encuentra en la tubería cuando la bomba suspende su operación y con el fin de evitar esfuerzos excesivos en las bombas debido al fenómeno del golpe de ariete. Hay varios tipos de estas: de aire, check, duo-check, check silenciosa, roto check, compuerta, mariposa, alivio.

Las más usuales son la check tradicional o de columpio;

La segunda se denomina duo-check y consta esencialmente de dos medias lunas conectadas a un eje vertical que se abren según el sentido de escurrimiento, las pérdidas de carga son mayores que en la tradicional;

La tercera se denomina check silenciosa tiene la característica de efectuar un cierre un poco lento, con lo cuál se consigue prolongar la vida de la válvula y elimina el ruido.

La selección del tipo de check para una determinada instalación dependerá del diámetro de la válvula a emplear de las presiones a que operará y de su costo.

D) Válvulas de compuerta o de seccionamiento.

Las válvulas de compuerta se emplean con el objeto de aislar en un momento dado algún elemento o sección del sistema para poder efectuar una reparación, inspección o dar mantenimiento, sin que se interrumpa el servicio. Se instala en la descarga de cada bomba, después de la válvula de alivio, se instala con el fin de vaciar la tubería de tiempo en tiempo, lo que permite efectuarle una especie de lavado. El diámetro de la válvula de compuerta es la mitad del de la tubería de conducción. Esta diseñada propiamente para ser operada cuando se requiera un cierre o abertura total.

E) Válvulas de mariposa.

Las válvulas de mariposa pueden sustituir a la de compuerta cuando se requieren diámetros grandes y para presiones bajas en la línea, se operan por medio de una flecha que acciona un disco haciéndola girar centrado en el cuerpo de la válvula; la operación puede ser manual, semiautomática o automática.

F) Válvulas de globo.

Son voluminosas y presentan una alta resistencia al paso de agua, por lo que se emplean sólo en tuberías de pequeños diámetros. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que pasa el agua.

G) Válvulas de alivio contra golpe de ariete.

La válvula anticipadora del golpe de ariete protege al equipo de bombeo de la onda de sobrepresión causada por el paro de la bomba o falla de la energía.

Esta válvula opera con la presión de la línea de conducción y entra en funcionamiento antes de la llegada de la onda de sobrepresión, realiza la apertura mediante la activación de la solenoide al ocurrir la falta de energía del motor o cuando baja la presión hasta un valor preestablecido y desaloja a la atmósfera el exceso de presión que provoca la onda de sobrepresión.

F) Torre de oscilación.

Es una estructura generalmente de forma circular en contacto con la atmósfera por la parte superior, cuyo diámetro es por lo general mayor que el de la conducción.

Para evitar los derrames de agua cuando la conducción se encuentra funcionando, la elevación de la corona de la torre de oscilación debe de ser mayor al nivel de agua del punto de descarga y al nivel piezométrico máximo en el punto de conexión con la conducción; para evitar los derrames de agua cuando el gasto de conducción es cero el nivel de la corona debe ser mayor al nivel de cualquier depósito conectado a la conducción.

G) Tanque unidireccional.

Es una estructura que se coloca generalmente a una elevación mayor a la del terreno natural y con contacto superior con la atmósfera. La elevación de la corona es menor a la carga piezométrica del punto de conexión del tanque con la conducción.

Su función es aliviar las depresiones causadas por un fenómeno transitorio, provocado por un paro repentino de la bomba.

Se recomienda utilizar un tanque unidireccional cuando las cargas piezométricas en flujo establecido de los lugares de colocación del dispositivo del control, son muy grandes y resulta inadecuada colocar una torre de oscilación demasiado alta.

Para evitar el vaciado del tanque cuando el gasto de la conducción es igual a cero, la elevación de la corona debe ser menor al nivel mínimo del agua en los depósitos conectados a la conducción.

Debe de contener un conducto de llenado y uno de vaciado. En el de vaciado se instala una válvula de no retorno para permitir al flujo únicamente del tanque hacia la de conducción. En el conducto de llenado debe existir una válvula para cortar automáticamente el flujo al tener el nivel máximo de agua.

H) Cámara de aire.

La cámara de aire es un depósito conectado con la conducción, por lo general es metálico y cerrado en cuyo interior la parte inferior contiene un volumen de agua y la superior un volumen de aire. Se coloca a nivel del terreno natural, en las cercanías de una planta de bombeo.

Se recomienda colocar para flujo establecido, cuando son muy grandes las cargas piezométricas de los posibles lugares de colocación del dispositivo del control evitando la colocación de una torre de oscilación demasiado alta o un tanque unidireccional muy elevado.

Contiene dos conductos, uno de vaciado contiene una válvula de no retorno para permitir la circulación del flujo únicamente del depósito hacia la

conducción; otro de llenado que contiene un dispositivo disipador de energía el cual puede ser un orificio cuya función es evitar un incremento de presión de aire cuando la cámara se esta llenando.

I) Instalación de un by-pass en la válvula de no retorno.

Para una rotación inversa controlada en la bomba y evitar sobrepresiones que causan problemas en las tuberías se puede colocar aguas abajo del equipo de bombeo una válvula de no retorno y un by-pass alrededor de la válvula, cuya capacidad de conducción no permita una velocidad inadmisible en sentido inverso.

J) Instalación de un by-pass en la planta de bombeo.

El by-pass puede ser de utilidad en las plantas de bombeo para contrarrestar las presiones negativas provocadas por un paro accidental del equipo de bombeo.

El by-pass se construye colocando un tubo paralelo al equipo de bombeo que se conecta aguas bajo y aguas arriba del equipo de bombeo. En este tubo se instala una válvula de no retorno para impedir la descarga de la bomba hacia el depósito, cuando la operación de la misma es a flujo permanente.

3.1.4 CONSIDERACIONES TECNICAS.

Topografía y cruzamientos.

Para llevar a cabo la elaboración de un proyecto de una línea de conducción resulta útil apoyarse sobre cartas topográficas del INEGI para lograr un buen trazo de la línea.

Sobre el trazo de la conducción, será necesario obtener un levantamiento topográfico en planimetría y altimetría, marcando las elevaciones del terreno natural a cada 20 metros, en los puntos donde existen cambios importantes de la pendiente del terreno y, en los puntos donde cambia el trazo horizontal de la conducción.

Es muy importante localizar sobre el trazo los cruces importantes de la conducción, como lo son: ríos, arroyos, canales, carreteras, líneas de ferrocarril etc.

El proyecto ejecutivo debe presentar planta y perfil. En el perfil se dibuja la línea de energías a flujo establecido y las envolventes de energías máximas y mínimas para el flujo transitorio.

Uso y ubicación de válvulas.

Cada vez que la conducción se pone en funcionamiento es necesario expulsar el aire de la tubería para permitir que el tubo pueda llenarse de agua.

Cuando la conducción se encuentra fuera de funcionamiento y que esta requiere desaguar, es necesario abrir las válvulas de desagüe colocados en los puntos bajos de la tubería y en los puntos altos es preciso permitir aire a la tubería.

Para que se logre el llenado y el vaciado de la tubería se colocan válvulas de admisión y expulsión de aire, las cuales hacen la doble función, expulsar el aire cuando la tubería se esta llenando o admitirlo cuando se esta vaciando.

Cuando la conducción se encuentra en funcionamiento en las partes altas de la conducción tiende a acumularse el aire que viene disuelto en el agua. Se estima que el agua que se transporta en los tubos contiene aproximadamente un 2 % de aire.

El diámetro necesario de la válvula de admisión y expulsión de aire se obtiene con base en las curvas de funcionamiento de las válvulas.

El diámetro de expulsión se obtiene con el gasto de llenado de la tubería y una presión máxima de aire en la válvula de 0.14 kg/cm^3 (2 lb/pul^3).

El diámetro de admisión se obtiene con base al gasto máximo de vaciado considerando una depresión máxima admisible de 0.35 kg/cm^3 (6 lb/pul^2) y un adecuado tiempo de vaciado y debe tomarse en cuenta la presión mínima permitida por el material del tubo donde se coloca la válvula.

El gradiente hidráulico S_f , con el cual se empieza a desaguar la tubería, se obtiene de:

$$S_f = (E_v - D_m - E_d) / L$$

Donde:

E_v = Diferentes elevaciones que puede tomar la superficie del agua en el tubo

D_m = Depresión máxima admisible en la tubería m. c. a.

E_d = Elevación a la que se encuentra la válvula de desagüe

L = Longitud del tubo de conducción, medida desde donde el punto se encuentra la superficie del agua en el tubo hasta la válvula de desagüe.

El gradiente hidráulico puede variar en cada momento al ir vaciándose la tubería, el gradiente hidráulico máximo que se presenta en el tramo que existe entre la válvula de admisión y de desagüe. Se calcula el gasto máximo de vaciado con la siguiente fórmula:

$$Q = - (\pi/5) * D^{5/2} * (\sqrt{2gs_f}) \log[(\epsilon/D)/3.71 + 2.51V/(D^{3/2} * (\sqrt{2gs_f}))]$$

Con este gasto máximo de vaciado se podrá revisar el tiempo de vaciado, de tal manera que se puede analizar el colocar una válvula que nos permita una pérdida que nos permita incrementar o reducir el tiempo de vaciado reduciendo o incrementando el diámetro de la válvula. En el caso de que las válvulas de desagüe operen al mismo tiempo, el gasto de aire que admite una válvula de admisión se obtiene sumando los gastos de vaciado de los tramos que parten aguas abajo y aguas arriba de la válvula en estudio.

Una vez calculados los dos diámetros de las válvulas de admisión y expulsión se escoge la más grande.

El diámetro del orificio de una válvula eliminadora de aire se obtiene también, con base a la curva del funcionamiento que proporciona el fabricante en función de la presión de trabajo y el gasto de expulsión de aire que se puede estimar como igual al 2 % del gasto de bombeo.

Las válvulas eliminadoras de aire se pueden colocar sobre las válvulas de admisión o expulsión de aire, estas son denominadas válvulas combinadas.

Gasto de diseño

El gasto con el que se diseñan los tubos de una conducción, se obtiene en función de los gastos que deben entregar a los tanques y de los gastos que pueden proporcionar las fuentes de abastecimiento. Una conducción con entrega directa a tanques, puede ser conectada a una o varios tanques.

Diseño hidráulico

Las conducciones por bombeo pueden ser líneas o redes de conducción por bombeo, de la misma manera las conducciones por gravedad pueden ser líneas o redes de conducción por gravedad. Si se combinan los aspectos de bombeo y gravedad se forman las redes de conducción mixta.

Línea de conducción por bombeo

En el caso de las líneas de conducción por bombeo se plantean formulas para obtener el diámetro económico, el cual seguramente no será comercial, por lo que se aconseja solo tomarlo como una referencia, donde el resultado final se

calcula proponiendo diferentes diámetros de l tubo, calculando enseguida la carga H requerida de la bomba.

$$H = E_2 - E_1 \sum h_{f1-2} + \sum h$$

Línea de conducción por gravedad

Para una línea de conducción por gravedad se presenta un modelo para encontrar el tubo necesario que transportara el gasto de diseño sobre una topografía que proporciona un desnivel favorable hacia el punto de descarga. En este tipo de conducción se tiene un desnivel disponible dado entre las cargas hidráulicas existentes en el inicio y el final de la conducción. Sea el valor de este desnivel H_{disp} . El problema consiste en determinar el diámetro del tubo que conducirá el gasto deseado Q con una pérdida de carga en la conducción igual a H_{disp} .

En principio de la formula de pérdidas de carga para una $h = H_{disp}$ y un Q dados podría despejarse un valor teórico para el diámetro que daría la pérdida de la carga H_{disp} .

Red de conducción

Una red de conducción puede ser por bombeo, por gravedad o mixta

Análisis Económico del Diámetro

Es un procedimiento analítico, para el cálculo del diámetro óptimo de una conducción por bombeo. Una vez obtenido el trazo y el gasto de diseño, un aspecto importante en el proyecto de conducciones a presión, es la determinación del diámetro cuya solución se decide por condiciones económicas a partir de hacer mínimos el costo de la tubería y su colocación así como, el costo correspondiente a la energía para el bombeo, los demás costos de la conducción no intervienen en el análisis por no ser función del diámetro.

Conforme el diámetro seleccionado sea menor, disminuye el costo de la tubería y su colocación, pero se incrementan las pérdidas de carga y con ello el costo de bombeo, al requerir bombas de carga elevadas con mayores consumos de energía. Ocurriría lo contrario si se incrementa el diámetro.

CAPITULO 3

El costo de suministro de la tubería y su colocación C_t se obtendrá a partir de C que es el costo por unidad de diámetro y longitud, incluye la tubería, la excavación de las zanjas en su caso y su posterior colocación.

$$C_t = C_1 D L$$

Donde:

C_1 = es el costo de suministro e instalación por unidad de diámetro y longitud

L = es la longitud de la conducción

D = es el diámetro de la conducción

El costo de la energía en operación por bombeo, C_e en un periodo anual se obtiene a partir de C_2 que es el consumo de energía por unidad de potencia, para bombear el gasto Q de diseño durante un año al tanque de descarga.

$$C_e = [(H_2 - H_1 \varphi Q) / 76\eta] C_2$$

Donde:

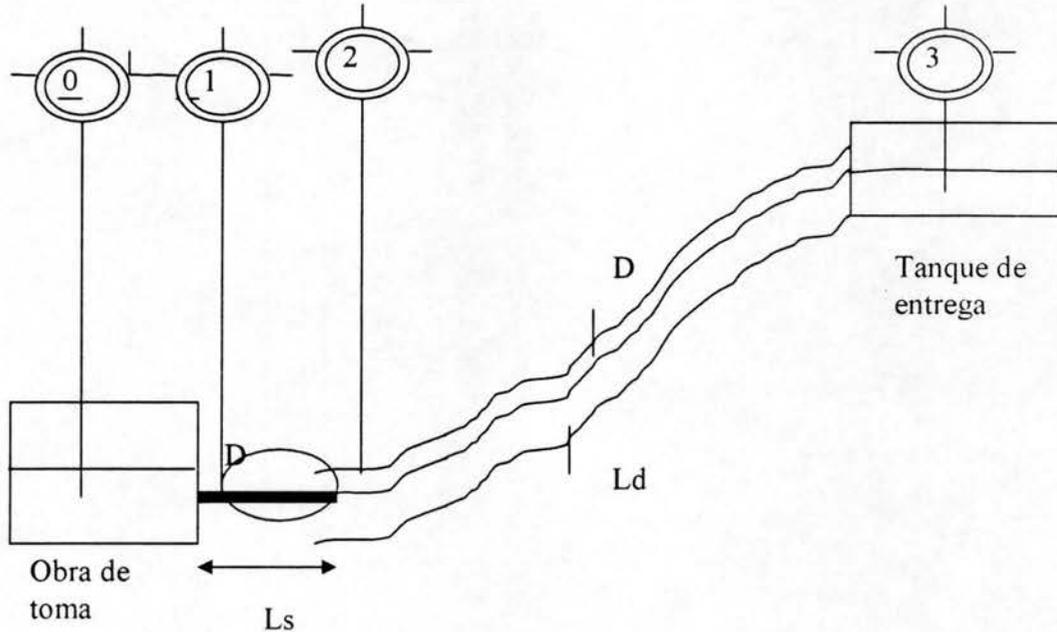
C_2 = es el costo de energía anual para bombeo por unidad de potencia

H_1 y H_2 = son las cargas totales de succión y descarga en la bomba m. c. a.

φ = es el peso específico del agua en kg/m^3

η = es eficiencia de la bomba

Esquema de línea de conducción por bombeo



La ecuación de la energía aplicada entre el tanque de succión (0) y la succión de la bomba (1), y entre la descarga (2) y el tanque de descarga (3), considerando nulas la presión atmosférica y velocidades en las superficies de los tanques, así como diámetros y coeficientes de rugosidad iguales en las tuberías de succión y descarga se tiene como:

$$H_2 - H_1 = f (L/D)(V^2/2g) + Z_3 - Z_0$$

Donde:

- $L = L_s + L_d$ succión y descarga respectivamente
- $V = V_s = V_d$ es la velocidad en las tuberías de succión y descarga
- $f =$ es el coeficiente de pérdidas
- $Z_0 =$ es la elevación del nivel del agua en el tanque de succión
- $Z_3 =$ es la elevación del nivel del agua en el tanque de descarga

Si queremos expresar el término de pérdida de carga por fricción en función del diámetro. Expresando la velocidad V en función del gasto nos queda:

$$V = 4Q / \pi D^2$$

Entonces tenemos:

$$H_2 - H_1 = f (L/D)(V^2/2g) + Z_3 - Z_0$$

Sustituyendo las fórmulas:

$$(f) (L/D)(V^2/2g) = 8 f(LQ^2/g\pi^2)(l/D^5)$$

Sustituyendo con el término de pérdida de carga en función del diámetro, en la ecuación de costo anual de energía por bombeo y sumándola a la expresión del costo de la tubería y su instalación.

$$C_1 = C_1DL + C_2 [(8 fLQ^2/g \pi^2)(l/D^5) + Z_3 - Z_0](\phi Q / 76\eta)$$

El diámetro óptimo D_0 se obtiene al hacer la derivada con respecto al costo integrado C_1 igualado a cero obtendremos:

$$D_0 = \sqrt[3]{1.2 Q} \quad [m^3/s] \quad \text{en mts.}$$

$$D_0 = \sqrt[3]{1.5 Q} \quad [l/s] \quad \text{en pulgadas.}$$

Política de operación.

Conducción con una sola entrega.

En la conducción de una sola entrega se debe evitar la colocación de válvulas, cuando el tanque se llene se envía la señal al equipo de bombeo para realizar un paro programado, evitando someter a la tubería a cambios fuertes de presiones.

Red de conducción con derivaciones.

Cuando se tiene una red de conducción por derivaciones es importante identificar la entrega de mayor gasto, ya que es el caso en el cual se pueden provocar mayores problemas de sobrepresiones, al presentarse en ella un cierre de válvula cuando se llene el tanque de descarga, que en este caso se llamara tanque principal. En dicha entrega se debe evitar la colocación u operación de válvulas, el corte de servicio se hará ordenando apagar el funcionamiento del equipo de bombeo.

Para lograr que primero se llenen los tanques de derivación, los tubos de las derivaciones correspondientes deberán diseñarse para un gasto mayor al gasto de diseño, se recomienda un gasto igual a 1.15 veces al gasto de diseño.

En los tanques de derivación donde su desplante sea mayor al del tanque principal de la descarga se debe colocar una válvula de cierre tanto para el llenado del tanque y una válvula de no retorno para evitar el vaciado del tanque cuando se suspenda el funcionamiento del equipo de bombeo.

Los diámetros calculados con el gasto de diseño de cada tramo de la red de conducción, pueden ser los adecuados cuando se encuentran operando las derivaciones y una vez que se llenan los tanques de derivación, el gasto total que va hacia el tanque principal, provocará que los diámetros puedan resultar insuficientes presentándose cambios fuertes de presión para flujo estacionario.

Los tanques de derivación con desplante menor al del tanque principal, se recomienda conectarlos al acueducto trabajando como un tanque unidireccional colocando un tubo de vaciado con una válvula de no retorno paralelo al de llenado.

Alternativa de trazos.

Para definir el trazo de una conducción es conveniente combinar aspectos económicos y de funcionamiento hidráulico.

La tubería es de menor costo cuando la distancia es más corta. En un perfil del terreno cuyas elevaciones de puntos máximos sean mayores al tanque de regularización se pueden ocasionar complicaciones en el funcionamiento hidráulico de la conducción. Ante esto se debe colocar orificios, disipadores de energía, válvulas de regulación o tanques intermedios.

Las propiedades químicas del terreno del lugar pueden también determinar la necesidad de colocar un determinado tipo de material del tubo y aplicar a éste algún tratamiento especial provocando el encarecimiento de la conducción y la conveniencia de analizar un trazo diferente.

El trazo definido de la conducción se debe encontrar, mediante el proceso de proponer varias alternativas de trazos, considerando la negociación de las afectaciones a terceros por el derecho de paso de la conducción y revisar para cada una el costo total del sistema, incluyendo las estructuras necesarias para la operación, mantenimiento y buen funcionamiento hidráulico.

Línea de conducción por bombeo.

Gastos menores a 10 l/s.

En las líneas de conducción por bombeo con un gasto menor a 10 l/s el diseño hidráulico se efectúa con el siguiente procedimiento:

CAPITULO 3

- se debe determinar el gasto de bombeo para el funcionamiento de 24 hrs. y una demanda de la población correspondiente al periodo de diseño.
- Obtener el diámetro económico
- En cada uno de los materiales disponibles se selecciona el diámetro comercial inmediato superior a D_e .
- Para el diámetro propuesto en cada material, se obtiene la carga de la bomba.
- En función de la topografía del trazo de la conducción y de las presiones a flujo establecido y a gasto nulo se propone por tramos la resistencia de los tubos en cada uno de los materiales.
- Se encuentra el material y diámetro con menor costo de suministro e instalación.
- Se selecciona el equipo de bombeo.
- Para el material y diámetro que resulte un menor costo de la tubería, se realiza el análisis transitorio, encontrando las sobrepresiones y depresiones causados por un paro accidental del equipo de bombeo.
- Se propone la ubicación del dispositivo para aliviar los efectos transitorios.

El funcionamiento hidráulico de la conducción con los dispositivos de alivio, se obtiene por medio de un programa de cómputo de simulación del fenómeno transitorio, con el cuál se verá si es o no adecuada la propuesta del dispositivo de alivio.

Gastos mayores a 10 l/s.

En las líneas de conducción por bombeo con un gasto mayor a 10 l/s el procedimiento de diseño es el siguiente:

- Se debe determinar el gasto de bombeo para un funcionamiento de 24 hrs. y una demanda de la población correspondiente al periodo de diseño.
- Se obtiene el diámetro económico (D_e).
- En cada uno de los materiales disponibles se proponen tres diámetros comerciales, el más próximo, el inmediato superior al más próximo al D_e y el inmediato inferior más próximo.
- Para los diámetros propuestos en cada material se calcula la carga de la bomba.
- Se selecciona el equipo de bombeo de acuerdo al procedimiento indicado. El equipo de bombeo puede seleccionarse después de obtenerse el diámetro más económico, cuando dicha selección no influye en costos ocasionados por la necesidad de colocar una u otra estructura especial para lograr un funcionamiento hidráulico adecuado de la conducción.
- En función de la topografía del trazo de la conducción y de las presiones a flujo establecido y a gasto nulo se propone por tramos la resistencia de los tubos en cada uno de los materiales.

- Se efectúa un análisis de costos de la tubería y del bombeo. El costo de bombeo se calcula para cada año del periodo de diseño, considerando que el gasto bombeado cada año puede ser diferente, debido al crecimiento de la población y a la presencia de etapas en la construcción y operación. Los costos de construcción de la tubería y para el bombeo anual se presentan en diferentes momentos de tiempo, por esta razón, para poder sumarlos y obtener el costo total se requiere transformar los costos de bombeo en cada año a valor presente. Para transformar un costo a valor presente se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Valor presente } V_p = \frac{c}{(1+r)^i}$$

Donde:

c , representa el costo para el año i , y r es la tasa de actualización anual (tasa de descuento), cuyo valor normalmente se presume como 0.10 ó 0.12.

En otras palabras, el costo total de la conducción a valor presente se calcula por la siguiente fórmula:

$$\text{Costo Total} = C. C. + \sum_{i=1}^n (C. O_i / (1+r)^i)$$

Donde:

- $C. C.$ es el costo de construcción de la conducción
- $C. O_i$ es el costo de operación para el año i , y
- n es el periodo de diseño en años.

Si la construcción dura más de un año, el costo $C. C.$ también debe ser llevado a valor presente.

El procedimiento de análisis es el siguiente:

1. Se calcula la población esperada para cada año del periodo de diseño y se definen las diferentes etapas del equipo de bombeo y los gastos que demanda la población en cada año.
2. Se determina el gasto de bombeo.
3. Se determina el número de horas de bombeo anuales, según el gasto de bombeo en cada etapa de equipamiento y la demanda que se presenta en cada uno de los años.
4. Los cálculos se van a realizar en forma manual, para calcular el costo de la conducción usando una para cada tipo de material y para calcular el costo total de la conducción a valor presente para un diámetro dado y un material dado.

5. Un diámetro dado proporcional el costo total mínimo posible de la conducción, cuando tanto los diámetros mayores como los diámetros menores a este dan costos superiores, y para tener la certeza de haber llegado al costo mínimo, de los tres diámetros considerados en cada material, el diámetro intermedio debe ser el de menor costo.
6. Si el diámetro mayor es el de menor costo, se escoge el diámetro comercial inmediato superior al de menor costo.
7. Si el diámetro menor es el de menor costo, se escoge el diámetro comercial inmediato inferior al de menor costo.
8. Se selecciona el material y diámetro de menor costo.
 - Para el diámetro más económico de todos los materiales, se realiza el análisis transitorio encontrando las sobrepresiones y depresiones causadas por un paro accidental del equipo de bombeo.
 - Se propone la ubicación y el dispositivo para aliviar los efectos transitorios.

3.1.5 EQUIPO DE BOMBEO.

La cantidad de bombas en operación en algunas ocasiones es variable, en el caso de conducciones con derivaciones pueden existir diferentes líneas de llenado para cada uno de los tanques; es necesario revisar el funcionamiento hidráulico para conocer las presiones sobre el trazo de la conducción y la operación del equipo de bombeo, en este es importante conocer la carga, la eficiencia, la carga neta positiva de succión requerida y la potencia al freno por la bomba y la disponible en la instalación del equipo de bombeo, es importante conocer las presiones en todo el trazo de la tubería.

Cuando se tiene la carga del equipo de bombeo, se busca la bomba cuya curva característica ofrezca una mayor eficiencia para las diferentes operaciones de la conducción. Cuando no se encuentra una curva que contenga exactamente la carga y el gasto del diseño, se debe esperar un ligero aumento del gasto y una ligera disminución de la carga, respecto de los de diseño.

a) Conducción sin derivaciones con varias bombas.

En el caso de plantas de bombeo, el equipo de bombeo se puede componer de varias bombas con las mismas características, colocadas en paralelo.

Cuando trabaja un número de bombas menor al número total de bombas con relación al punto de operación correspondiente al número total de bombas, el nuevo punto de funcionamiento se desplaza hacia la derecha de la curva característica pudiendo salirse incluso de la eficiencia mínima requerida. Para prever esta situación se recomienda el siguiente procedimiento:

1. seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación, es decir, con valores bajos de $\delta\eta/\delta Q$, donde η es la eficiencia y Q el gasto,

2. seleccionar bombas con curvas de cargas de variación suficiente para absorber las diferencias de pérdidas de energía por conducción al trabajar la conducción con uno u otro número de bombas dentro de un rango de eficiencia aceptable.
3. cuando la bomba es de tazones, se recomienda colocar un número suficiente para lograr incrementar el valor de $\delta H/\delta Q$
4. escoger la bomba en un punto de operación de máxima eficiencia para el caso cuando trabajan todas las bombas,
5. si no se encuentra una curva muy cercana, será necesario recortar el impulsor de la bomba con respecto al dado en el catálogo, para que cumpla exactamente con el punto requerido.
6. se calcula el punto de operación para gasto parcial.
7. se calcula la relación de consumo de energía, tomando el subíndice "d" en el punto de máxima eficiencia y el subíndice "s" en el punto de operación para gasto parcial.

b) Conducción con derivaciones.

Existen conducciones con una planta de bombeo, con derivaciones hacia varios tanques con válvulas que se van cerrando a medida que se llenan los tanques de derivación.

En el caso de colocar una sola bomba se recomienda emplear el siguiente procedimiento de selección:

1. seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación, $\delta \eta/\delta Q$
2. elegir bombas con valores bajos $\delta H/\delta Q$
3. seleccionar la bomba en un punto de operación correspondiente al bombeo con todas las derivaciones, ubicado hacia la derecha del punto de máxima eficiencia,
4. si no se encuentra una curva que contenga exactamente la carga y el gasto de diseño, pero se encuentra una curva muy cercana, este punto puede ubicarse por debajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo.
5. se calcula la relación de consumo de energía, tomando el subíndice "d" en el punto de máxima eficiencia y el subíndice "s" en el punto de operación con todas las derivaciones.
6. si la relación de consumo de energía es menor o igual a 1.0, es factible resolver el problema colocando una sola bomba
7. si la relación de consumo de energía es mayor que 1.0, es necesario colocar más de una bomba en paralelo.
8. se obtiene el punto de operación de la bomba para cuando todas las derivaciones están cerradas y el bombeo es exclusivamente hacia el tanque principal,

c) Varias bombas en paralelo.

Se podrán colocar más de una bomba en paralelo si la fuente de abastecimiento no es un pozo profundo, donde una sola bomba puede colocarse. En el caso de colocarse más de una bomba en la planta, se recomienda emplear el procedimiento siguiente:

1. seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación,
2. elegir bombas con curvas de cargas con variación suficiente para absorber las diferencias de pérdidas de energía por conducción al trabajar la conducción con uno u otro número de bombas, dentro de un rango de eficiencia aceptable,
3. seleccionar la bomba en un punto de operación correspondiente al bombeo con todas las derivaciones, ubicado hacia la derecha del punto de máxima eficiencia,
4. se obtiene el punto de operación de la bomba para cuando todas las derivaciones están cerradas y el bombeo parcial es hacia el tanque principal,

Carga neta positiva de succión (CNPS).

La CNPS disponible es igual a la carga de presión absoluta en la succión de la bomba, mas la altura de velocidad en ese punto, menos la carga de presión absoluta de vapor a la temperatura de trabajo.

En forma matemática:

$$\text{CNPS} = (P/\varphi) + (P_a/\varphi) + V^2/2g - P_v/\varphi$$

Donde:

P y V son la presión y la velocidad en el extremo aguas arriba de la bomba, P_a es la presión atmosférica del lugar, P_v es la presión absoluta de vapor a la temperatura de trabajo, g es la gravedad y φ es el peso específico del agua.

Para que en una bomba no se presente el fenómeno de cavitación, la CNPS disponible debe ser mayor que la CNPS requerida.

Línea de conducción por gravedad.

Para evitar los trabajos de un constante cierre y apertura de válvulas en una conducción por gravedad, su funcionamiento deberá cubrir las 24 hrs del día.

Si el gasto disponible de la fuente es menor al gasto máximo horario se deberá buscar otra fuente que complementa el gasto necesario.

Tomando en cuenta que el tiempo de funcionamiento de la conducción por gravedad es de 24 hrs, el gasto faltante se obtiene con:

$$Q = 24/N (Q_{MD} - Q_{disponible})$$

Donde:

Q_{MD} es el gasto máximo diario y

N es el tiempo de funcionamiento del gasto Q faltante de horas.

En un sistema de agua potable con una conducción por gravedad donde el gasto de la fuente de abastecimiento sea mayor o igual al gasto máximo horario no es necesario construir un tanque de regulación.

Selección de la alternativa más viable.

Se selecciona la alternativa que mejor convenga desde el punto de vista hidráulico y económico.

3.1.6 UBICACIÓN DE DISPOSITIVOS DE CONTROL

Procedimiento general.

El diseño de los dispositivos de control de transitorios en sistemas de importancia se debe de apoyar en una simulación por computadora.

El análisis de transitorios de un sistema determinado se efectúa en el siguiente orden:

1. Con la ayuda del programa de computación se hace un análisis del transitorio en el sistema sin ninguna protección antiarriete, los resultados de este primer análisis son muy importantes, ya que ellos argumentan la necesidad o no de protección, revelan los lugares en peligro y sirven como una orientación en la búsqueda posterior de una solución adecuada.
2. Dependiendo de los resultados del análisis del caso sin protección se selecciona un dispositivo de control adecuado.
3. Se proponen algunas dimensiones aproximadas de los dispositivos antiarriete.
4. Se efectúa un análisis de los transitorios con los dispositivos de control asumidos utilizando el programa de computación, los resultados presentan una de las dos posibilidades siguientes:
 - a) La protección resuelve todos los problemas; en este caso se efectúan uno o más análisis con dimensiones reducidas de los dispositivos antiarriete con vista a buscar una solución mas

económica, como válida se quedará la solución con dispositivos antiarriete de costo mínimo, que al mismo tiempo sigue resolviendo los problemas.

- b) O no los resuelve; entonces se realizan análisis del fenómeno aumentando las dimensiones o las cantidades de los dispositivos antiarriete, si se logra obtener una solución que resuelva los problemas con dispositivos antiarriete aceptables, es decir, no demasiado caros y constructivamente razonables, ésta se acepta como válida.
5. Se selecciona la alternativa definitiva después de una comparación entre las alternativas estudiadas teniendo en cuenta consideraciones económicas constructivas, de seguridad, etc. en la comparación debe de incluirse también la variante de utilizar tuberías y equipos de una resistencia mayor que resista todos los efectos de los transitorios, en vez de los dispositivos de control.

Criterios de resistencia.

Para aplicar el procedimiento pasado es necesario conocer si los conductos de un sistema de tuberías determinado pueden resistir o no las sobrepresiones y depresiones y si una bomba determinada puede resistir a cierta velocidad la rotación.

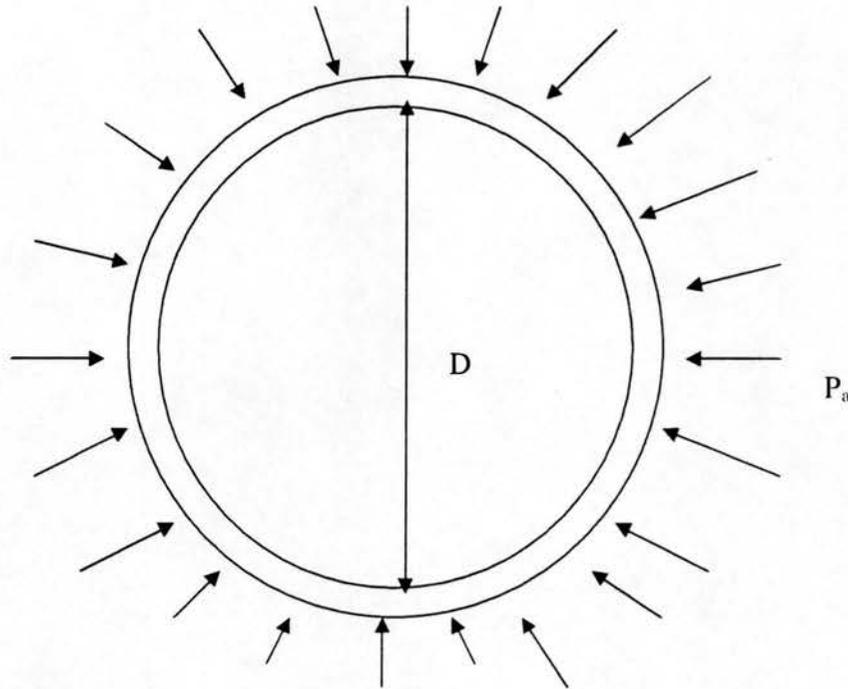
Resistencia a las sobrepresiones.

La única información que los fabricantes de tuberías y accesorios ofrecen en cuanto a la resistencia de sus productos es la llamada "clase" del producto expresada por la presión máxima que el producto soporta sin dañarse.

La clase no establece una diferencia entre presiones estacionarias y transitorias y por lo tanto la protección antiarriete debe reducir las presiones máximas por debajo de este límite.

Resistencia a las depresiones.

Se debe determinar por cálculos estructurales. El colapso de una tubería es una consecuencia de la pérdida de estabilidad de su sección transversal. Un sistema elástico es estable cuando mantiene su forma bajo la presión de las fuerzas exteriores aplicadas F . Existe un valor límite o crítico F_{cr} de estas fuerzas, de modo que cuando $F < F_{cr}$ el sistema es estable. Cuando $F > F_{cr}$ el sistema pasa a ser inestable, es decir cambia su forma o pierde su estabilidad. Al producirse un vacío en la tubería, sobre ella actúan las fuerzas de la forma mostrada en la figura.



La presión crítica P_{cr} se presenta por la siguiente fórmula:

$$P_{cr} = 24 EI / bD^3$$

Donde:

- E es el módulo de elasticidad del material del tubo,
- I es el momento de inercia de la pared tubular,
- b es la longitud del tubo y
- D es su diámetro,

Se considera sólo un metro lineal ($b = 1$). En este caso el modulo de elasticidad E se divide en $(1 - \mu^2)$ para considerar las tensiones longitudinales; μ es el coeficiente de Poisson.

El momento de inercia de un rectángulo de 1 m de longitud y espesor delta es:

$$I = \delta^3 / 12$$

Sustituyendo en la ecuación resulta:

$$P_{cr} = (2E/(1 - \mu^2)) * (\delta^3/D)$$

de la ecuación se puede despejar el espesor que asegura contra el colapso:

$$\delta \geq D [(P (1 - \mu^2)K)/2E]^{1/3}$$

Donde:

P es la diferencia entre las presiones actuantes dentro y fuera del tubo y
K es un factor de seguridad.

Para un tubo de acero $\mu = 0.03$ y $E = 2.1 \times 10^6$ kg/cm² y al asumir un vacío completo dentro de la tubería, es decir, $P = 1$ kg/cm², y un factor de seguridad $K=2$, de donde la expresión resulta:

$$\delta \geq D/130$$

Para un tubo de cualquier material:

$$\delta_{cr} = D/C$$

Donde:

El coeficiente C se toma de la siguiente tabla.

Material del tubo.	Constante C
Acero	130
Fibrocemento	64
Plásticos (PVC y PE)	29
Hierro dúctil	122

El resultado es el espesor crítico δ_{cr} , es decir, si el espesor del tubo δ es menor que δ_{cr} existe peligro de aplastamiento, si es mayor, no existe peligro.

Constantes para el cálculo del espesor crítico

Claramente el colapso es posible en el caso de tuberías de diámetros grandes y espesores pequeños como es el caso de las tuberías de lámina de acero de plantas de bombeo de gran caudal. Para los tubos de concreto y asbesto cemento, que se caracterizan por espesores relativamente grandes, el vacío generalmente no representa un peligro.

Resistencia a la sobre velocidad (sobre rotación) de las máquinas hidráulicas.

Las revoluciones máximas que se le pueden permitir a una bomba con rotación en sentido directo o inverso es un dato que debe ser suministrado por el fabricante. Para la mayoría de las bombas no se permite una rotación considerable en sentido inverso, pero existen también bombas especialmente construidas para permitir sin daño alguna cierta rotación inversa.

Conclusiones.

1. La presión máxima admisible debe asumirse igual a la establecida por la clase de la tubería.
2. La presión mínima admisible debe determinarse para cada caso específico según el tipo de tubería. En caso de no poderse determinar, el vacío se debe evitar.
3. Las velocidades admisibles de rotación de las máquinas hidráulicas deben suministrarse por sus fabricantes.

Conducciones por bombeo.

Condiciones de operación más desfavorables en cuanto a los transitorios.

La carga estática del bombeo puede variar debido a una variación en los niveles de los tanques de toma y de descarga, en virtud de los cuál las condiciones de operación se caracterizan por dos parámetros: la carga estática H_g y la cantidad total de bombas en operación N_b .

Condiciones más adversas de operación.

	Número de bombas	Carga estática H_g
Sobrepresión	N_b	H_g . Máx.
Depresión	N_b	H_g . Mín.
Sobre rotación	1	H_g . Máx

Mientras más grande sea la carga estática H_g mayor será la velocidad del flujo invertido y con esto mayor la presión máxima.

Operando contra una carga estática menor las bombas descargan mayor gasto, es mayor la velocidad en la tubería y las depresiones después del paro, con las cargas estáticas menores serán más pequeñas las cargas en la tubería antes de ocurrir el transitorio, argumenta la afirmación de que las depresiones máximas se obtienen con todas las bombas trabajando, y con la H_g Mín.

La severidad del transitorio depende directamente de la velocidad del agua en la tubería y por eso será más desfavorable el caso de operación de todas las bombas que es cuando circula más gasto por la tubería.

Si trabajara una sola bomba, todo el volumen contenido en la tubería después de invertirse el flujo, provocaría la rotación inversa de la bomba.

Procedimiento de diseño.

Dispositivos de control por el siguiente procedimiento:

1. Se analiza el transitorio sin dispositivos de control en la conducción. Son posibles cuatro casos en cuanto a los resultados.
2. Las presiones máximas que se producen en el transitorio no superan la resistencia de los tubos y no hay presiones negativas. No se necesitan dispositivos de control en este caso, y el análisis concluye.
3. Las presiones máximas que se producen en el transitorio no superan la resistencia de los tubos, pero hay presiones negativas, lo primero que se debe de hacer es verificar si el vacío puede afectar la tubería, según el material de los tubos y el tipo de juntas. Si los vacíos no resultan peligrosos en análisis concluye. Si los vacíos presentan problemas se analiza el transitorio con alguno de los dispositivos de control.
4. Las presiones máximas que se producen en el transitorio superan la resistencia de los tubos; no hay presiones negativas.
5. Las presiones máximas que se producen en el transitorio superan la resistencia de los tubos; hay presiones negativas peligrosas, la cámara de aire es la solución universal, pero es cara y requiere de mantenimiento.

Caso cuando en la tubería no se producen vacíos.

La sobrepresión máxima se produce en el inicio de la tubería como consecuencia de la detención del flujo invertido por las válvulas de no retorno, por esta razón los dispositivos antiarriete se colocan en el mismo lugar y tienen el objeto de descargar cierto gasto en la fase de sobrepresión. Esto puede lograrse con una descarga inversa del agua a través de las bombas, mediante válvulas de alivio o válvulas anticipadoras.

Una mejor protección se logra con dispositivos antiarriete que reducen tanto las depresiones al inicio del proceso, como las sobrepresiones subsiguientes; tales equipos son la cámara de aire, la torre de oscilación y el volante de inercia.

La protección puede obtenerse también con la ubicación de válvulas de no retorno en uno o más puntos intermedios de la tubería. De esta forma se detienen las ondas de sobrepresión reflejadas desde el tanque antes de llegar al inicio de la tubería y se producen sobrepresiones menores.

Protección usando by-pass en las válvulas de no retorno.

El único parámetro que hay que determinar en este caso es el diámetro del tubo by-pass, este diámetro debe determinarse atendiendo a las siguientes consideraciones:

1. Reducir la presión máxima ($P_{m\acute{a}x}$) del transitorio hasta un valor admisible – ($P_{adm.}$)
2. Que no se produzcan vacíos en la tubería como producto de un gasto invertido demasiado grande. Con un diámetro mayor del by-pass, es posible que la línea piezométrica corte el perfil del terreno generando vacíos, con un diámetro menor la línea piezométrica sube y los vacíos se evitan.
3. No permitir una excesiva rotación inversa de las bombas.
4. No descargar inversamente grandes cantidades de agua por el costo adicional de un bombeo repetido.

La primera de estas cuatro condiciones exige que el diámetro sea el mayor posible mientras que las otras tres requieren lo contrario.

Experimentalmente se ha comprobado que con altas velocidades (entre 10 y 12 m/s) en el tubo by-pass es posible el surgimiento de fenómenos de cavitación con un brusco descenso de su capacidad de conducción. El diámetro del by-pass tiene que seleccionarse de forma tal que no se produzcan velocidades tan altas.

Descarga inversa con válvulas de cierre programado.

Lo esencial en esta forma de control de transitorios es determinar el tiempo y el diagrama del cierre, de forma tal que se limiten las sobrepresiones en la tubería sin descargar inversamente grandes volúmenes de agua y sin alcanzar una rotación inversa inadmisibles en las bombas. En la mayoría de casos resulta conveniente un cierre en dos etapas que se define por tres parámetros:

- El momento del cambio en la velocidad de cierre,
- El grado de cierre en este momento,
- El tiempo total de cierre.

La forma de determinar estos parámetros es asumirlos, correr el programa de simulación y en dependencia de los resultados obtenidos cambiar alguno de los tres parámetros y volver a correr el programa, hasta obtener una solución adecuada.

Para asumir el diagrama de cierre inicial, con el cual comienzan las pruebas se puede usar las siguientes guías:

1. El tiempo t debe ser aproximadamente igual al tiempo en que se invierte el flujo. Para determinarlo se realiza una simulación sin dispositivos de control, y el momento del cierre de la válvulas de no retorno, obtenido en los resultados de esta simulación se escoge como t_1 .
2. El grado de cierre a_1 debe de coincidir aproximadamente con el inicio de la parte efectiva del cierre de la válvula, que puede ser tomado de su curva (a , K_v .) como el punto a partir del cuál crece bruscamente el coeficiente de pérdidas K_v .

El programa se corre con el diagrama de cierre determinado. Debido a las aproximaciones hechas es posible que los resultados no sean aceptables. Las posibilidades son:

1. Los resultados muestran vacíos en puntos intermedios de la tubería. Los vacíos se producen antes de este momento cuando el cierre es demasiado rápido en su parte inicial e interrumpe el gasto bombeado. En este caso hay que aumentar t_1 , a_1 o ambos. Los vacíos se producen después del cambio de la inversión del flujo cuando se produce un gasto invertido demasiado grande y la línea piezométrica cruza el nivel del terreno, en este caso hay que disminuir t_1 , o a_1 , o hacer ambas modificaciones; o si la presión máxima lo permite, disminuir también el tiempo de cierre t_c .
2. La presión máxima sobrepasa la admisible, esto puede suceder por dos razones:
 - a) la segunda parte de cierre, comprendida en el intervalo es demasiado rápida; en este caso hay que aumentar el tiempo.
 - b) La segunda parte del cierre es demasiado lenta; se produce un flujo invertido grande, que luego al detenerse produce una presión alta; en este caso hay que disminuir t_1 o t_c a la vez, o uno de ellos.
3. Se obtienen velocidades demasiado elevadas en la rotación invertida de las maquinas, en este caso hay que disminuir el gasto del flujo inverso, esto se logra disminuyendo t_c , t_1 y a_1 o alguno de ellos.
4. Se cumplen todas las condiciones en cuanto a la resistencia, pero la cantidad de agua que hay que descargar inversamente es muy grande. esto se corrige disminuyendo t_c , t_1 y a_1 o alguno de ellos.

Al examinar la descarga inversa como dispositivo antiarriete tienen que tomarse en cuenta los costos por concepto de energía eléctrica consumido en el bombeo repetido del volumen de agua que retrocede.

Uso de válvulas de alivio.

Para poder diseñar con válvulas de alivio se debe contar dichas graficas. Las válvulas se pueden calibrar para que abran a diferentes presiones P_o con lo cual sus curvas características se trasladan paralelamente. Las válvulas de alivio se instalan cerca de la planta de bombeo, seleccionando el tipo de válvula adecuada, la cantidad y la presión de apertura atendiendo a las siguientes condiciones:

- La presión máxima del golpe de ariete no puede sobrepasar la presión admisible.
- La presión de apertura p_o debe ser de tal magnitud, que la válvula no funcione en operación normal del sistema, es decir p_o tiene que ser superior a todas las posibles presiones en condiciones de operación en régimen permanente.

Para hacer una selección preliminar se puede utilizar el siguiente procedimiento:

1. Del analisis del transitorio sin dispositivos de control se escoge el valor de $P_{m\acute{a}x}$.
2. Se determina la presión máxima admisible P_{adm} .
3. Se calcula la reducción necesaria de la presión.

$$\Delta p_{red} = P_{max} - P_{adm}$$

4. Por la formula de Joukowski se calcula el gasto que las válvulas tienen que descargar para reducir la presión una cantidad. ΔP_{red}

$$Q_{vs} = ((\Delta P_{red} * F_t) / a) * g$$

5. se busca de los catálogos de los fabricantes las válvulas que pueden dar el gasto Q_{va} con la presión de descarga Δp_{red} .

Casos cuando en la tubería se producen vacíos.

Los posibles dispositivos antiarriete a utilizar se pueden dividir en dos grupos y son:

Los del primer grupo son los que tienen una acción global sobre todo el sistema hidráulico, en los cuales se instala uno solo en la planta de bombeo para proteger todo el sistema, estos dispositivos son:

- Cámara de aire

- Torre de oscilación
- Incremento de la inercia de las masas rotantes.

Los del segundo grupo, son los que tienen una acción local y se instalan en los lugares donde se producen los vacíos, estos dispositivos son:

- Tanques unidireccional
- Válvulas de aire
- Válvulas anticipadoras del golpe de ariete.

Si con estos dispositivos antiarriete las presiones máximas siguen inadmisiblemente altas, tienen que preverse adicionalmente dispositivos de control en la planta de bombeo.

Protección con cámara de aire.

La localización ideal de la cámara de aire es la planta de bombeo y tan cerca de ésta como sea posible.

Como regla general la cámara de aire debe poner poca resistencia a la salida de agua con el fin de que se haga cargo rápidamente de proporcionar el fluido que la bomba ha dejado de dar y durante la fase de retroceso de la columna de agua puede ser conveniente que el flujo de entrada tenga ciertas pérdidas de carga.

El caudal de salida debe ser sin restricción y la conexión con la tubería principal debe hacerse evitando al máximo las pérdidas, y el tamaño de la tubería de entronque debe ser del mismo orden de magnitud que la tubería principal a fin de minimizar las pérdidas durante el flujo de salida, el diámetro de la conexión será de 0.50 a 0.60 veces el diámetro de la línea.

La evolución de la presión en la tubería presenta dos máximos; el primer máximo ocurre en el momento después de comenzar la fase de llenado de la cámara, mientras que el segundo coincide con el máximo de la presión dentro de la cámara de aire al final del llenado cuando el gasto y las pérdidas de carga son nulos.

Para pérdidas mayores, el primer máximo es el que domina, existe un valor óptimo de las pérdidas, con el cual en los dos máximos se obtiene una misma sobrepresión, la que también es la mínima para el caso concreto.

Torre de oscilación en la planta de bombeo.

Los parámetros que hay que determinar con el diámetro y la altura de la torre y las posibles pérdidas en su base atendiendo a las siguientes condiciones:

- Que se eliminen los vacíos de las tuberías,
- Que se reduzcan las presiones máximas por debajo de las admisibles,
- Que no derrame agua por el borde superior de la torre,
- Que el diámetro y ante todo, la altura de la torre, sean mínimos.

El problema se soluciona haciendo varias corridas con el programa de simulación con diferentes diámetros y coeficientes de pérdidas. Se recomienda seguir el siguiente orden en el análisis:

1. Se efectúa una corrida con un diámetro pequeño de la torre que puede ser igual o incluso menor que el diámetro de la tubería y con coeficiente de pérdidas por entrada $K_{ent} = 0$.
2. Se realizan corridas sucesivas incrementando el diámetro de la torre y con $K_{ent} = 0$ hasta encontrar el diámetro mínimo, con el cuál se eliminan los vacíos.
3. Se hacen corridas sucesivas con el diámetro encontrado incrementando K_{ent} . Al aumentar K_{ent} , se reduce la cota máxima de la oscilación del nivel de agua, pero también pueden subir las presiones máximas en la tubería.

Las pérdidas de carga de una salida de la torre deben ser mínimas igual que en el caso de una cámara de aire visto anteriormente. Las torres de oscilación se unen simplemente con la tubería y no se emplean pérdidas de carga adicionales en la conexión.

Protección con tanques unidireccionales.

Estos tanques tienen una acción local. Existen tres posibilidades en su empleo como medio de control:

1. Es suficiente proteger la tubería sólo con tanques unidireccionales.
2. Resulta más conveniente la combinación de otro medio antiarriete en la planta de bombeo con tanques unidireccionales situados en puntos intermedios de la conducción.
3. Los tanques unidireccionales no son adecuados como medio de protección antiarriete para la tubería dada.

Son útiles las siguientes guías, con el uso de un programa de simulación:

- Como regla general los tanques unidireccionales se ubican en los lugares de separación de la columna que tengan los volúmenes máximos de la burbuja de cavitación.
- Si los vacíos en la tubería se concentran en una pequeña parte de ésta, se coloca un tanque unidireccional en esta parte y se ejecuta una corrida del programa.
- Si en la tubería se distingue una zona sin vacíos, seguida de una zona o más con vacíos, se coloca un tanque unidireccional en el punto del primer vacío y se corre el programa.
- Si los resultados del caso sin protección muestran vacíos en toda la tubería no se debe aplicar una protección con tanques unidireccionales, una excepción de esta regla se tiene cuando los vacíos son producto de la presión máxima, y se revisan los volúmenes de las separaciones en los resultados del caso sin protección, si sobresalen algunos puntos con volúmenes mayores en dichos puntos se colocan tanques unidireccionales y se corre el programa.
- Análisis de las presiones máximas, si los tanques unidireccionales eliminan los vacíos pero la presión máxima queda inadmisiblemente alta, se tiene que combinar estos dispositivos con otros medios de antiarriete.
- Combinación de tanques unidireccionales con otros medios antiarriete, puede ser necesaria por dos causas principales: a) los tanques unidireccionales eliminan los vacíos pero no las sobrepresiones y para reducir esta se agrega al sistema de los medios de antiarriete; b) cuando los tanques unidireccionales se usan para reducir el tamaño de otro medio antiarriete principal. Un caso típico se tiene cuando una cámara de aire pequeña en la planta de bombeo elimina los vacíos en casi toda la tubería, excepto en una zona aislada.

Uso de válvulas de aire

Válvulas de admisión y expulsión de aire.

La admisión de aire tiene una acción local como medio para evitar el vacío en los transitorios. Si la conducción posee puntos más altos que el sitio de admisión de aire, esta discontinuidad se cerrará en el transitorio, generando sobrepresiones por el choque de las columnas de agua en la reunificación. Las válvulas de admisión y expulsión de aire se pueden usar entonces para eliminar solamente vacíos no pronunciados y en puntos aislados de la conducción.

Las conducciones siempre se diseñan con cierta cantidad de válvulas de aire, ubicadas en los puntos altos, con vistas al vaciado y llenado de la tubería.

Si se presentan vacíos y las presiones máximas no son peligrosas, se efectúa una corrida con las válvulas de aire previstas para el llenado y vaciado que puede resultar suficientes para eliminar el vacío.

Válvulas de admisión y retención de aire.

Además de reducir los vacíos, producen efecto amortiguador en la fase de sobrepresión, mientras mayor sea el volumen de aire atrapado, mayor será el efecto amortiguador de la sobrepresión.

El diseño de un sistema de protección con válvulas de admisión y retención de aire debe resolver también dos problemas complementarios:

1. asegurar que el aire atrapado se quede en el lugar de las válvulas de aire durante el transitorio.
2. evacuar el aire una vez amortiguado el transitorio, el aire no evacuado puede causar problemas a la hora arrancar la estación del bombeo y operar nuevamente la tubería.

Conclusiones para las formas de protección para el caso con vacíos en la conducción:

La cámara de aire es una solución aplicable casi en todos los casos que se pueden presentar.

Las torres de oscilación son efectivas y seguras sin necesidad de mantenimiento, pero limitadas en su uso por la altura requerida.

Pocas veces se puede proteger la tubería solamente con incrementar la inercia de las masas rotantes de los equipos de bombeo.

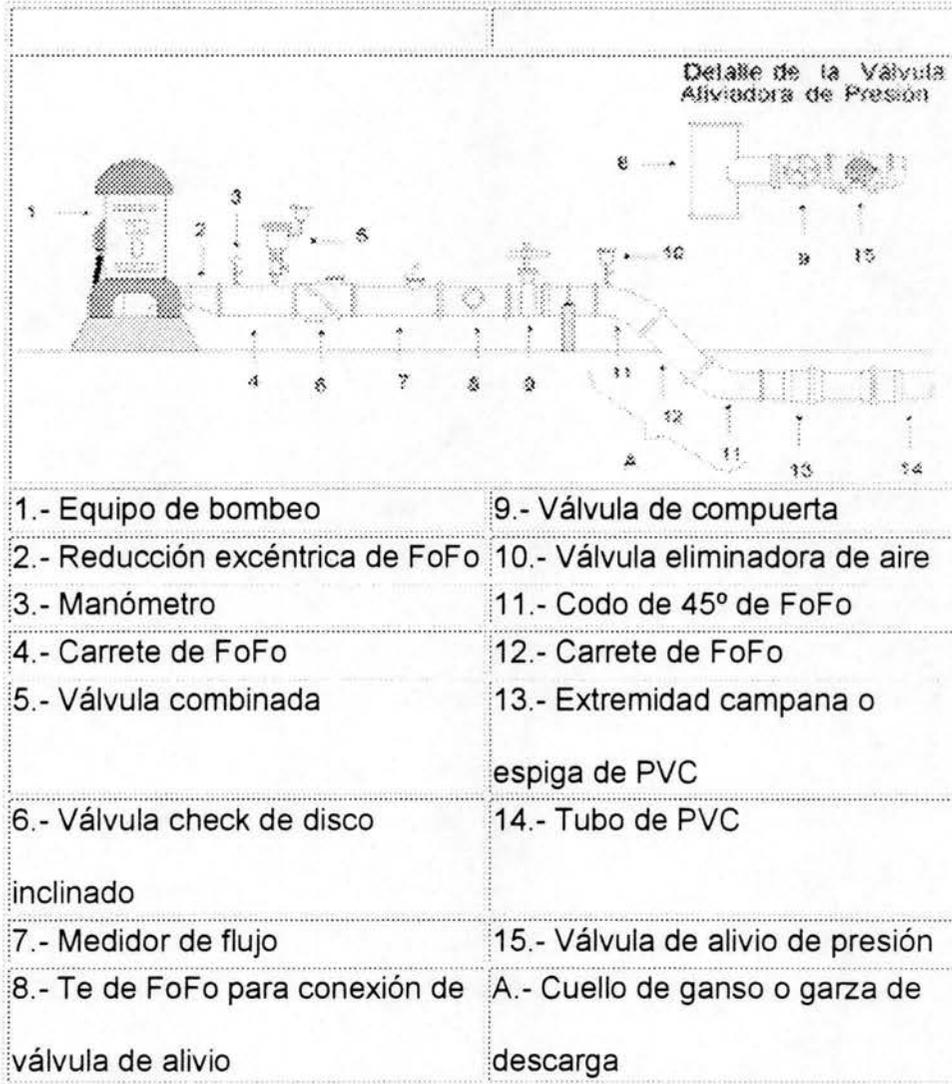
Son posibles algunos casos en que la protección antiarriete se puede lograr usando solamente tanques unidireccionales. Esta variante es relativamente económica y por eso siempre se debe revisar la posibilidad de su uso.

Cuando la zona de vacíos parte de la estación de bombeo normalmente no queda otra alternativa que el empleo de cámaras de aire.

Cuando exista la posibilidad de proteger con tanques unidireccionales, pero con gran cantidad de ellos, es preferible usar como solución una sola cámara de aire en la planta de bombeo.

Las válvulas de admisión y expulsión de aire se deben considerar como un medio antiarriete complementario.

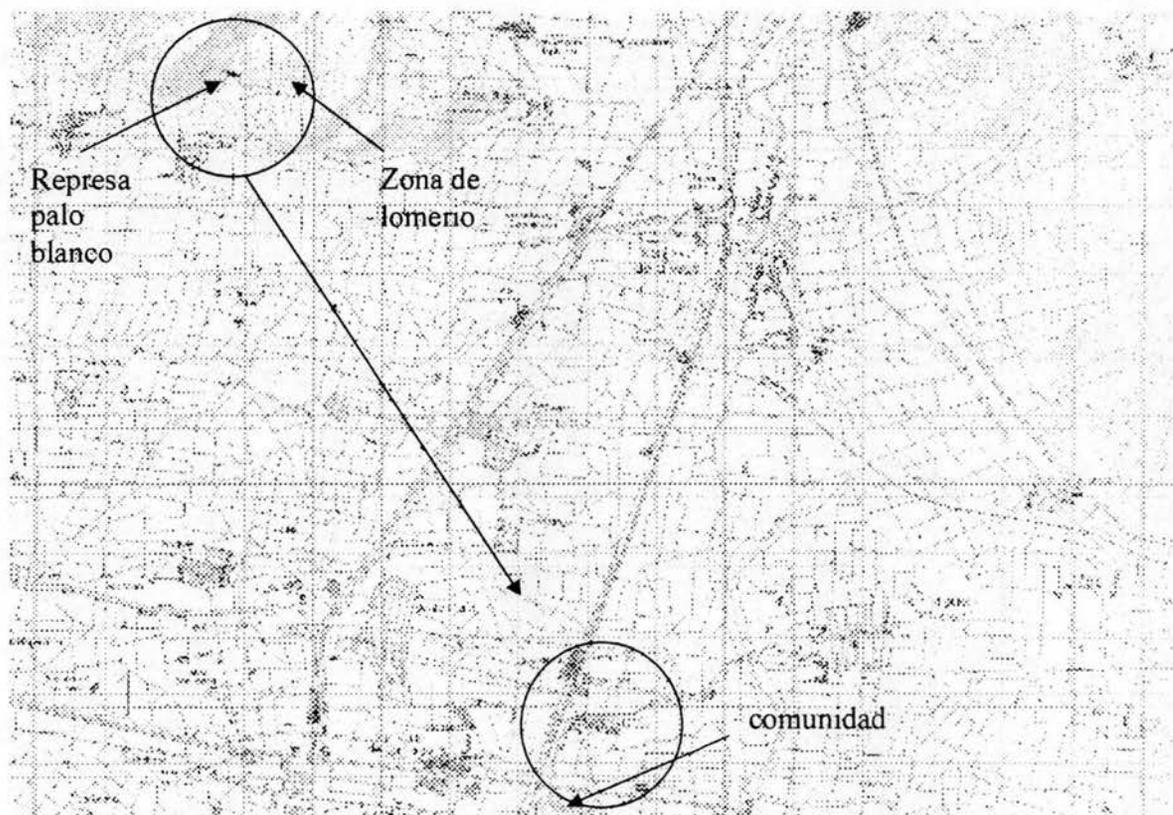
Prototipo de instalación de válvulas en cuarto de bombas.



3.2 Diseño de línea de conducción

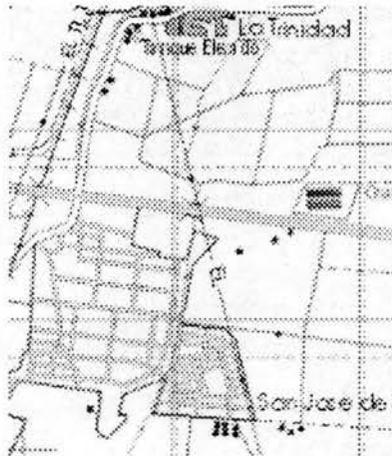
3.2.1 Cálculos preliminares.

En la siguiente sección de la carta topográfica de la ciudad de Celaya, Guanajuato se muestra la ubicación de fuente de abastecimiento y la comunidad a donde se requiere hacer llegar el agua potable por medio de un sistema de abastecimiento de agua potable. Se puede observar la fuente de abastecimiento, **Represa Palo Blanco**, en el círculo superior y la comunidad ubicada en la periferia de la ciudad de Celaya, Guanajuato, la cual esta constituida por tres colonias anteriormente mencionadas.

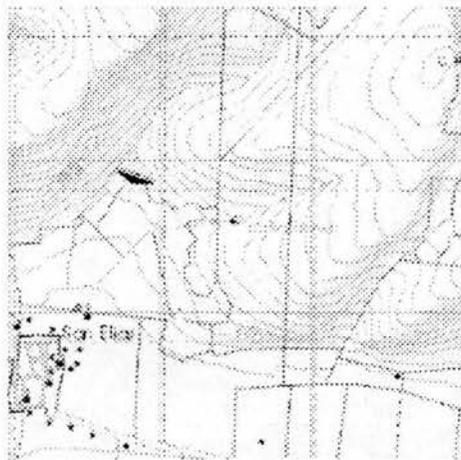


Al analizar la altitud de las ubicaciones tanto de fuente de abastecimiento como de la comunidad y sus alrededores, se puede notar que es necesario ubicar el tanque de regularización en una zona alta cercana a la fuente de abastecimiento, lo cual nos permite proponer una línea de conducción por bombeo casi recta para abaratar costos y lograr la altura necesaria que nos de la carga de columna de agua que nos permita hacer llegar el agua mediante una línea de alimentación bastante larga pero trabajando a gravedad y con la presión necesaria para el buen funcionamiento de la red de distribución.

La comunidad se conformó de manera irregular por lo cual no aparece aún en la carta topográfica.

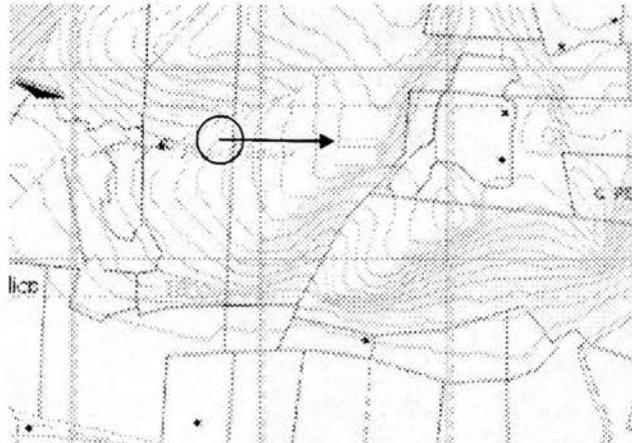


La represa esta ubicada cerca de la comunidad de San Elías y la cual actualmente no se le da uso. El terreno es de lomeríos.



3.2.2 TRAZO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN.

Como se puede observar el terreno, libre de grandes obstáculos o afecciones, nos permite diseñar la línea de conducción en su mayoría del trayecto en línea recta hasta la parte más alta del terreno donde se ubicara el tanque de regularización.



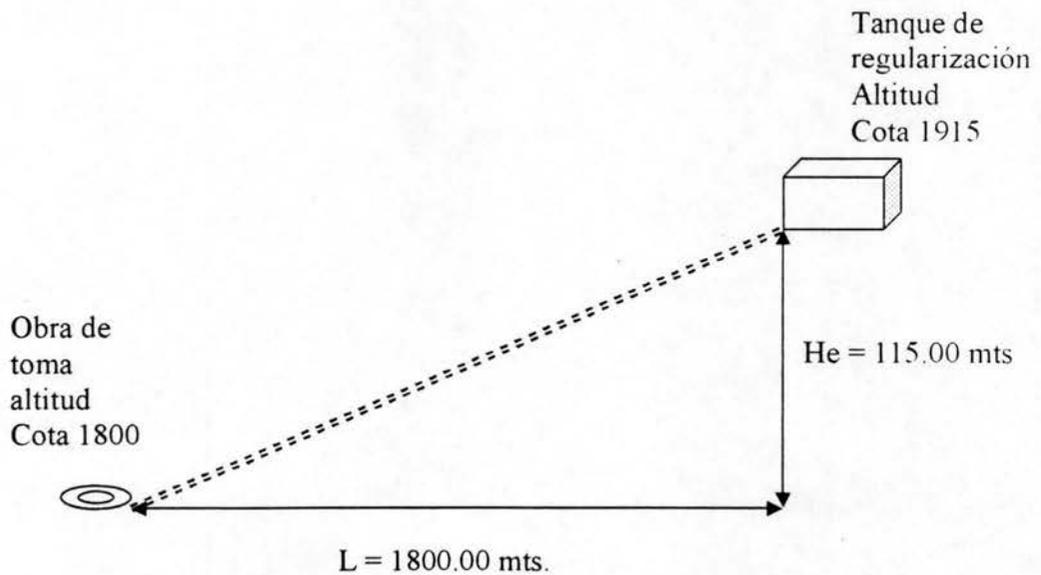
3.2.3 PERFIL TOPOGRÁFICO.

Para determinar el perfil topográfico de la línea de bombeo se realizo una tabla de valores en la cual representamos por un lado el cadenamiento de la línea de bombeo iniciando en la obra de toma y llegando hasta la ubicación del tanque de regularización.

En la tabla siguiente se muestra los cadenamientos de la línea de bombeo con sus respectivas altitudes de acuerdo a las curvas de nivel de la carta topográfica de Celaya, Guanajuato.

COTA (m)	DISTANCIA (m)	CADENAMIENTO (km)
1800	0	0+000
1820	75	0+075
1830	75	0+150
1840	75	0+225
1850	125	0+350
1860	150	0+500
1870	250	0+750
1880	500	1+250
1890	150	1+400
1900	100	1+575
1910	150	1+650
1915	150	1+800

De manera que se puede observar el desnivel del terreno de 115 mts con una longitud de 1800 mts.



Perfil de la línea de conducción

3.2.4 SELECCIÓN DE TUBERÍA.

Debido a las características del terreno que nos presenta un terreno no muy irregular y no muy duro, se ha decidido utilizar tubería de p v c hidráulico, ya que este tipo de material nos permite cierta flexibilidad para adaptarlo a línea del terreno natural para evitar que las excavaciones sean muy profundas.

A continuación se mencionan las ventajas por las cuales se decidió utilizar la tubería de p v c para la línea de conducción.

De tal manera que se calculara posteriormente el calibre y la resistencia de la tubería de acuerdo a la presión que exista en la tubería.

Características de la Tubería de PVC Hidráulica

CONCEPTO	VALOR
Esfuerzo de Diseño	140 kg/cm ²
Coeficiente de rugosidad	Manning 0.009
	Hazen Williams 150
Módulo de elasticidad	28,100 kg/cm ²
Hermeticidad	Total
Presión de prueba en campo	1.5 veces la presión de trabajo
Presión de reventamiento instantáneo	3.2 veces la presión de trabajo

Presiones Recomendadas de Trabajo de la tubería DURALÓN Serie Inglesa

RD	Presión de Trabajo	
	kg/cm ²	PSI
13.5	22.1	320
21	14.0	200
26	11.2	160
32.5	8.9	125
41	7.0	100

Presiones Recomendadas de Trabajo de la tubería DURALÓN Serie Métrica

RD	Presión de Trabajo	
	kg/cm ²	PSI
14	14.0	200
10	10.0	144
7	7.0	100
5	5.0	71

Presiones Recomendadas de Trabajo de la tubería DURALÓN Cédula 40

Diámetro Nominal	Presión de Trabajo	
	kg/cm ²	PSI
13	42.19	600
19	33.76	480
25	31.65	450
32	26.02	370
38	23.21	330
50	19.69	280
75	18.28	260
100	15.47	220

VENTAJAS DEL USO DE LA TUBERÍA DE PVC
• UNIÓN HERMÉTICA

El diseño de la unión espiga-campana no permite infiltración ni exfiltración, lo que impide la contaminación del agua.

• ATOXICIDAD

No aporta color, sabor ni olor, impide la generación de bacterias, hongos o parásitos que puedan ser nocivos para la salud.

• RESISTENCIA A LA CORROSIÓN

No se ve afectada por la agresividad de los suelos.

• **FLEXIBILIDAD**

Excelente comportamiento ante cargas vivas y muertas comparado con los materiales tradicionales, igualmente su resistencia a sobrepresiones momentáneas, tales como el golpe de ariete, es superior.

• **BAJA RUGOSIDAD**

Coefficiente de rugosidad de Hazen Williams de 150 y de Manning de 0.009, lo que significa una mayor eficiencia hidráulica.

• **LIGEREZA**

Por su peso por metro significativamente menor, el costo de manejo e instalación se reduce considerablemente, logrando altos rendimientos de mano de obra.

• **RESISTENCIA A LA PRESIÓN HIDRÁULICA INTERNA**

La tubería esta diseñada para trabajar dentro de su régimen elástico, por lo tanto, su comportamiento ante la presión interna permanece inalterable.

• **RESISTENCIA MECÁNICA**

La tubería de PVC es muy resistente a golpes y al trato normal en obra, desde luego debe protegerse del manejo inadecuado y rudo.

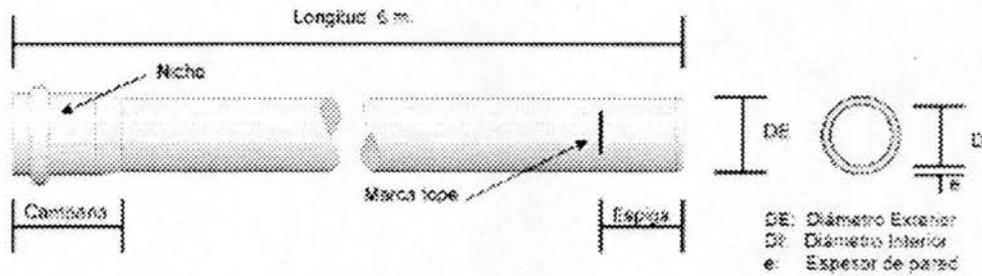
LIMITACIONES EN EL USO DE TUBERÍA DE PVC

- A temperaturas menores a 0° C el PVC reduce su resistencia al impacto.
- Si la tubería debe trabajar a temperaturas mayores a 25° C, debe reducirse la presión de trabajo, porque al aumentar la temperatura el PVC disminuye su resistencia a la tracción.
- La tubería no debe quedar expuesta por periodos prolongados a los rayos solares, pues esto pudiera alterar sus propiedades mecánicas.
- La tubería de PVC es susceptible al daño al contacto con elementos punzo cortantes

Para el proyecto se selecciono un tubo hidráulico Serie Métrica Anger DURALON clase 14 (14 kg /cm²).

Esta tubería esta fabricada cumpliendo con la Norma Mexicana NMX - E - 143 - SCFI. A continuación se dan las características de la tubería.

Tubo de PVC para Agua Potable ANGER



CLASE 14 (14.0 kg/cm²)

Diámetro Nominal mm	Diámetro exterior mm	tolerancia (+) mm	Espesor de pared mm	tolerancia (+) mm
160	160	0.5	7.6	1.0
200	200	0.6	9.5	1.2
250	250	0.8	11.9	1.4
315	315	0.9	15.0	1.8

CLASE 10 (10.0 kg/cm²)

Diámetro Nominal mm	Diámetro exterior mm	tolerancia (+) mm	Espesor de pared mm	tolerancia (+) mm
160	160	0.5	5.5	0.8
200	200	0.6	6.9	0.9
250	250	0.8	8.6	1.1
315	315	0.9	10.9	1.3
355	355	1.1	12.2	1.4
400	400	1.2	13.8	1.6
450	450	1.4	15.5	1.8
500	500	1.5	17.2	1.9
630	630	1.9	21.7	2.4

Instalación de la tubería en Zanja

Cuando la tubería sea instalada en zanja, habrá que verificar que el terreno sea plano y esté libre de piedra o roca. Para compensar contracciones y expansiones los tubos en diámetros de 13 a 60 mm deberán instalarse serpenteados. La prueba de presión deberá efectuarse antes de curvar la tubería cuidando que haya pasado el tiempo suficiente para que el cemento haya secado.

Tabla con profundidad y Ancho de Zanjas en Suelos Estables en CM.

TUBERÍA Diámetro nominal (mm)	ANCHO UNION (cm)		PROFUNDIDAD (cm)	
	Fuera de zanja	Dentro de zanja	Zona rural	Zona urbana
13	30	40	30	40
19	30	40	30	40
25	35	40	35	40
32	35	55	35	40
38	35	55	50	70
50	35	60	50	75
60	35	60	50	80
75	40	60	55	90
100	40	60	70	90
150	45	60	70	100
200	50	60	75	100

Comportamiento de la Presión de Trabajo con relación a la Temperatura del Fluido Conducido

Las tuberías de PVC no deben usarse a temperaturas que excedan de 40°C.

La presión de trabajo de tubos y conexiones se ve afectada a temperaturas mayores de 23°C.

Procedimiento de Prueba de Hermeticidad

La prueba debe realizarse por tramos de 500 m. y después de 24 horas de haber hecho la última conexión. Debe realizarse desde el punto más bajo del tramo a probar y consiste en dos etapas.

1.-Llenar la tubería con agua a muy baja presión (máximo 1 kg/cm^2) y baja velocidad (máxima 0.6 m/s), lo cual, tiene como objeto eliminar lentamente el aire del sistema y detectar posibles fugas graves en el sistema.

2.-Aumento de la presión hasta 1.5 veces la presión de trabajo.

Esto tiene por objeto comprobar la hermeticidad de la instalación a una presión superior a la que normalmente funcionará la línea.

Limitaciones de Conducción

Las tuberías de PVC no son adecuadas para la conducción de aire y gases comprimidos. Los tubos y conexiones de PVC son excelentes productos para transportar agua y la mayor parte de las químicas, sean o no corrosivas.

De tal manera que se calculará posteriormente el calibre y la resistencia de la tubería de acuerdo a la presión que exista en la tubería.

3.2.5 CÁLCULO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN.

Como se puede notar en el perfil, la línea de conducción debe trabajar a bombeo debido a que la mejor opción de ubicación del tanque esta sobre el nivel de la obra de toma. Por lo tanto la manera de hacer llegar el agua a ese punto es mediante un sistema de bombeo, de tal manera que la línea de conducción se diseñará como una línea de conducción a bombeo.

A) cálculo de diámetro preliminar

$$D' = B^{1/4} k \sqrt{Q}$$

Donde:

B es el numero de horas de bombeo al día / 24

$$B = 24/24 = 1$$

K es el coeficiente de Brosse = 1.20

Q es el gasto máximo diario = 0.03049 ≈ 0.0305 lt/s

$$D' = 0.2095 \text{ m}^2 \approx 8.24 \text{ ''}$$

Tomando este valor como referencia se tomaran valores comerciales para el diámetro de la tubería se considerarán 4, 6, 8, 10 y 12" de diámetro para el analisis de la tubería con el fin de obtener el diámetro de la línea de conducción que nos represente el menor costo.

Se utilizan los datos reales del proyecto y se procede al calculo de cada uno de los valores requeridos en la tabla siguiente.

De aquí obtenemos la siguiente tabla con los resultados correspondientes.

En este analisis se consideraran dos bombas trabajando a 12 hrs c/u, por lo tanto el $Q_{MD} = 30.49$ lps

Se analizarán diámetros de 4", 6", 8", 10" y 12" con tubería de PVC hidráulica, clase 14 (14 kg/cm²) y 17 años de vida útil

DATOS DE PROYECTO					
$Q_{md} =$	21.78	lps	$Vp =$	5.47460533	lps
$Q_{MD} =$	30.49	lps	$Vp \text{ 5} =$	0.45611115	lps
$Q_{MH} =$	47.26	lps	$Vp \text{ 10} =$	0.20803738	lps
			$n =$	0.002	
			$Q =$	0.0305	M ³ /s
			$L =$	1800	M
			$HE =$	115	M
			$Et =$	28100.000	Kg/cm ²
			$Ea =$	20670.000	Kg/cm ²

CAPITULO 3

Diametro(D)			K	hf	hl	ht	HB	P	e	Ce
(pulg.)	int. (m)	D ^{16/3}								
4	0.09260	0.00000	13.3753541	22.3963616	4.47927232	26.8756339	141.8756339	75.91590938	1729060.75	864530.376
6	0.14840	0.00004	1.08122583	1.81045859	0.36209172	2.1725503	117.1725503	62.69759271	1428000.37	714000.186
8	0.18840	0.00012	0.32284858	0.55231161	0.11048232	0.56277393	115.6627739	51.33972991	1409600.48	704800.244
10	0.23190	0.00041	0.09999076	0.16742954	0.03348591	0.20091544	115.2009154	61.64259511	1403971.75	701985.873
12	0.29210	0.00141	0.02920086	0.04889537	0.00977907	0.05867445	115.0586744	61.5664837	1402238.23	701119.116

Wt (kg/m)	Wt (Kg)	Ct	Coc	CB	Cm anual	velocidad (m/s)	espesor	GA h (m)	carga total	tubo con valvula 20%
2.88	5184.000	392040	720000.00	85936.8094	240000	4.5288505	0.0038	150.95132	292.82695	58.5653907
6.24	11232.000	566280	720000.00	269599.649	240000	3.52672951	0.0059	115.79820	232.97075	46.594151
10.41	18738.000	740520	720000.00	324364.074	240000	2.25954239	0.0074	74.32901	169.99178	37.9983565
15.91	28638.000	914760	720000.00	350438.153	240000	1.44423696	0.0092	47.37252	162.57343	32.5146865
22.96	41328.000	1089000	720000.00	362318.757	240000	0.91028385	0.0116	29.87262	144.93129	28.9862583

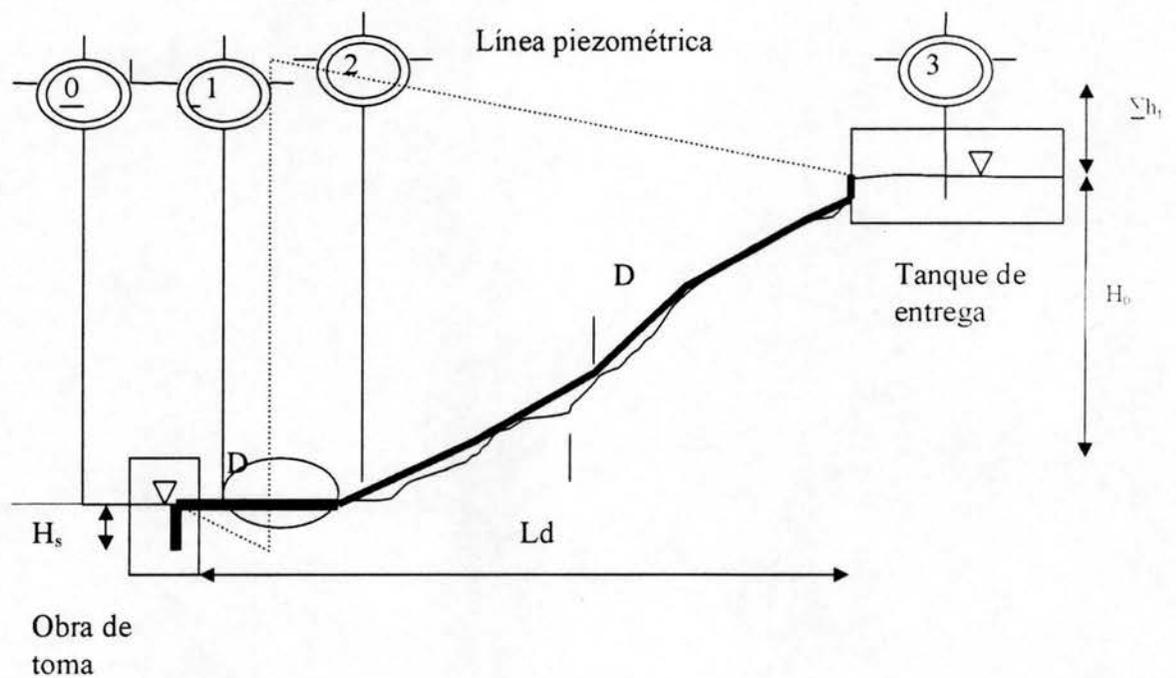
Vp Ce	Vp Cm	Vp Cr (5 años)	Vp Cr (10 años)	COSTO TOTAL
4,732,962.60	1,313,905.28	39,196.74	17,878.07	7,301,919.50
3,908,869.22	1,313,905.28	122,967.41	56,086.81	6,957,708.36
3,858,503.17	1,313,905.28	147,346.87	57,479.85	7,172,718.45
3,843,095.60	1,313,905.28	159,838.75	72,904.24	7,374,942.02
3,838,350.45	1,313,905.28	165,257.63	75,375.85	7,564,207.96

CONCEPTO	CALCULO
K (constante)	$K = [10.3n^2/D^{16/3}]$
hf (perdidas por fricción)	$h_f = KLQ^2$
hl (perdidas locales)	$h_l = 0.2 h_f$
ht (perdidas totales)	$h_t = h_f + h_l$
hB (carga de bombeo)	$h_B = h_e + h_t$
P (potencia de la bomba)	$P = [\varphi Q h_B / (76 \cdot 0.75)]$
e (energía)	$e = P (0.746)(8760)$
Ce (Costo de la energía)	$Ce = e \cdot \text{costo kw-hr/año}$
V (velocidad)	$V = Q/A$ $V_i = 150.3396 \text{ m}^3 \text{ (a la 01:00 hrs.)}$
GA (golpe de ariete)	$GA = 145 v / \sqrt{[1 + (E_a \cdot D / E_{pvc} \cdot e)]}$

3.2.6 CALCULO DE SISTEMA DE BOMBEO

El sistema de abastecimiento de agua potable se ha diseñado de tal manera que se puede ejemplificar con el siguiente diagrama para efectos de cálculo del sistema de bombeo.

Esquema de línea de conducción por bombeo



$$H_{\text{bombeo}} = H_s + H_0 + \sum h_f$$

Donde:

H_{bombeo} Carga neta positiva de succión (CNPS).

H_s Altura de la obra de toma a las bombas.

H_0 Altura de las bombas a el tanque de regularización.

$\sum h_f$ sumatoria de pérdidas.

Los valores aproximados de K para los diferentes tipos de accesorios se muestran en el cuadro.

Valores aproximados de K (pérdidas locales)

Pieza	K	Pieza	K
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. El cuadro siguiente muestra la longitud equivalente para diferentes piezas.

Longitudes Equivalentes a pérdidas locales (expresadas en metros de tubería rectilínea)

Diámetro		Co-do 90° radio largo	Codo 90° radio me- dio	Codo 90° radio corto	Codo 45°
mm	pulg				
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

Entonces tenemos que:

$$\sum h_f = (r * Q^2)$$

Donde:

$$r = H_f + H_l$$

H_f = perdidas por fricción

H_l = perdidas locales

Q = gasto (m^3/s)

$$H_f = [10.3 * n^2 * L / (D^{(16/3)})]$$

$$H_l = [\sum k / (12.1 * D^4)]$$

Si tenemos que

TRAMO 2	VALOR K	TOTAL K
2 codos 45	0.5	1
1 salida	1	1
1 v. compuerta	7	7
1 v. check	3	3
	total	12

$$n = 0.009$$

$$L = 1800 \text{ mts}$$

$$D = 0.2032 \text{ mts}$$

$$K = 12$$

Sustituyendo tenemos:

$$H_f = [(10.3)(0.009)^2 (1800) / (0.2032^{(16/3)})]$$

$$H_f = 7750.05 \text{ m}$$

$$H_l = [\sum k / (12.1 * D^4)]$$

$$H_l = [12 / (12.1 (0.2032)^4)]$$

$$H_l = 581.70 \text{ m}$$

$$r = 7550.05 + 581.70$$

$$r = 8131.75$$

Por lo tanto:

$$\Sigma h_f = (r * Q^2)$$

$$\Sigma h_f = (8131.75 * (0.03049^2))$$

$$\Sigma h_f = 7.56 \text{ m}$$

Finalmente tenemos

$$H_{\text{bombeo}} = 4.50 + (10.50 + 2.10) + 7.56$$

$$H_{\text{bombeo}} = 124.66 \approx 12.5 \text{ kg/ cm}^2$$

Por lo tanto necesitamos una bomba que libere 130 mts de carga (CNPS) con un gasto de 0.03049 m³/seg.

SOBREPRESIÓN POR GOLPE DE ARIETE.

Se tienen los siguientes datos de la línea de conducción.

$$\begin{aligned} E_a &= 20670 \text{ kg/cm}^2 \\ E_{pvc} &= 28100 \text{ kg/cm}^2 \\ D &= 20.32 \text{ cm} \\ e &= 6.0 \text{ cm} \\ V &= 0.97 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$h_i = 145 v / \sqrt{1 + (E_a * D / E_{pvc} * e)}$$

Sustituyendo:

$$h_i = (145)(0.97) / \sqrt{1 + ((20670)(20.32) / (28100)(6.0))}$$

$$h_i = 140.65 / \sqrt{1 + (420014.4 / 168600)}$$

$$h_i = 75.28 \text{ m}$$

$$h_i = 7.5 \text{ kg / cm}^2$$

De acuerdo a los datos calculados se tiene que la carga total es de 130 m ó 13 kg / cm², si se considerará la línea sin válvula aliviadora de golpe de ariete, la carga existente más la producida por el efecto del golpe de ariete sería mayor a la resistencia de la tubería, pero utilizando una válvula aliviadora que nos ofrece una eficiencia del 80%, entonces tenemos

$$h_i = 7.5 * 0.20 = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$H_{\text{bombeo}} + h_i = \text{resistencia del tubo}$$

$$1.5 + 12.5 \leq 14 \text{ kg / cm}^2$$

Sobrepresión en m.c.a. debida al Golpe de Ariete para diferentes velocidades de flujo en tubería Duralón Hidráulica Serie Inglesa

DN mm	RD	a (m/s)	V = 0.5	V = 1.0	V = 1.2	V = 1.5
32	26	353.54	18.02	36.04	43.25	54.06
38	32.5	320.81	16.35	32.70	39.24	49.05
	26	356.72	18.18	36.36	43.64	54.54
50	41	286.03	14.58	29.16	34.99	43.73
	32.5	310.16	15.81	31.62	37.94	47.43
	26	347.02	17.69	35.37	42.45	53.06
60	41	281.26	14.34	28.67	34.40	43.01
	32.5	308.12	15.70	31.41	37.69	47.11
	26	344.87	17.58	35.15	42.19	52.73
75	41	278.57	14.20	28.40	34.08	42.60
	32.5	306.33	15.61	31.23	37.47	46.84
	26	341.77	17.42	34.84	41.81	52.26
100	41	274.02	13.97	27.93	33.52	41.90
	32.5	304.55	15.52	31.05	37.25	46.57
	26	340.16	17.34	34.67	41.61	52.01
150	41	269.60	13.74	27.48	32.98	41.22
	32.5	301.19	15.35	30.70	36.84	46.05
	26	341.52	17.41	34.81	41.78	52.22
200	41	268.07	13.66	27.33	32.79	40.99
	32.5	302.63	15.42	30.85	37.02	46.27
	26	339.89	17.32	34.65	41.58	51.97

Si se toma como referencia esta tabla dada por el fabricante el valor del golpe de ariete en la tubería sería de 34.65 m.c.a. si se coloca una válvula aliviadora de golpe de ariete de 80% de eficiencia tenemos:

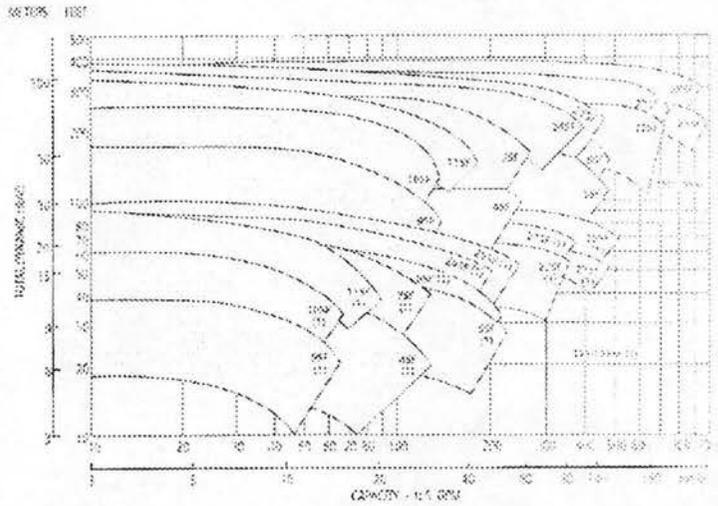
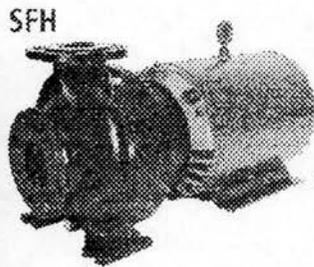
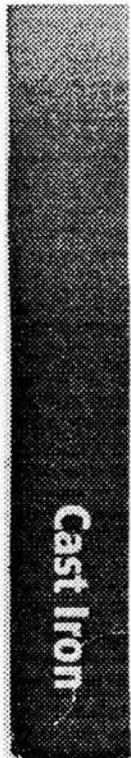
$$34.65 (0.20) = 6.93 \text{ m. c. a.} = 0.693 \approx 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$12.5 + 0.70 = 13.20 \text{ kg/cm}^2 \geq 14.0 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se considera que el tubo resistirá las presiones de trabajo puesto que la tubería es enterrada y eso permite un margen de resistencia adicional.

A continuación se presentan 3 opciones de bombas a utilizar en dicho sistema que cubren perfectamente los requerimientos.

BOMBA CENTRIFUGA CAST IRON END SUCT

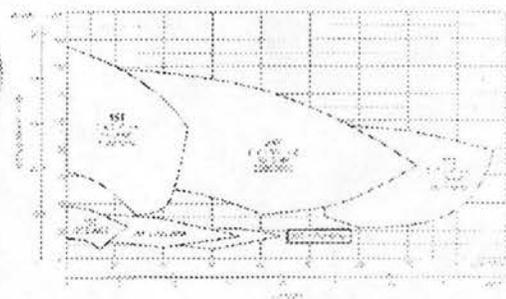
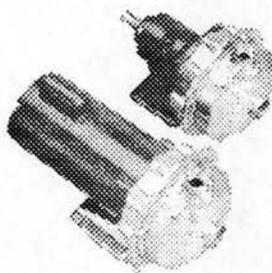


A full range of end suction centrifugal pumps.

- Cast iron, bronze, investment cast 316 stainless steel and 304 stainless steel pump end materials of construction.
- 1 x 1/2-5 through 6 x 10-13 sizes.
- Close coupled, frame mounted or engine drive configuration.
- Capacities to 4500 USGPM (1600 m³/hr).
- Heads to 500 ft. TDH (150m).
- Working pressure to 250 PSI.
- Temperatures to 250° F (120° C).
- ANSI Flanged and NPT Connections.
- Motors 1 & 3 phase, 50 or 60 hertz, ODP, TEF C or explosion proof enclosures 3500 & 1750 RPM.
- Standard John Crane mechanical seals with high temperature and chemical duty options.

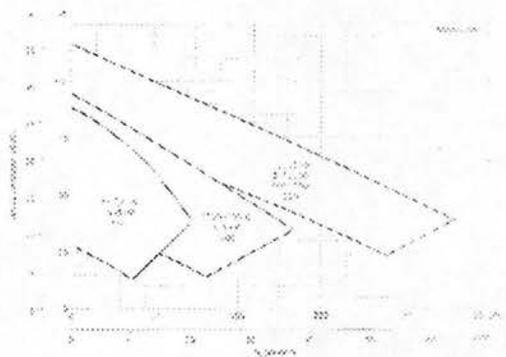
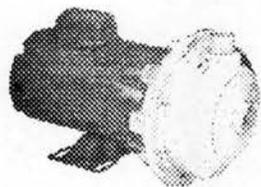
NPE

316L Stainless Steel Enclosed Impeller



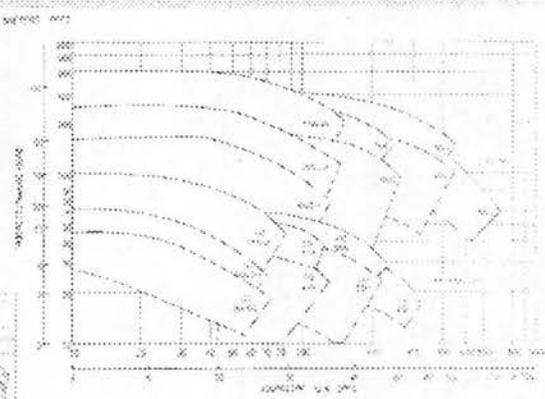
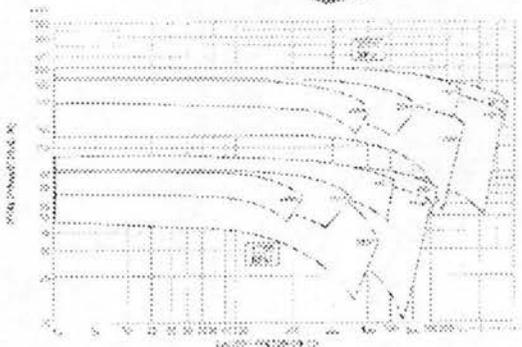
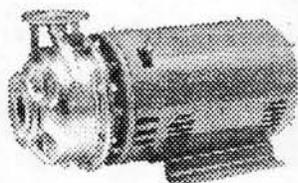
NPO

316L Stainless Steel Open Impeller



SSH

316L Stainless Steel Enclosed Impeller



End Suction

Stainless Steel

BOMBA VERTICAL DE ALTA PRESIÓN

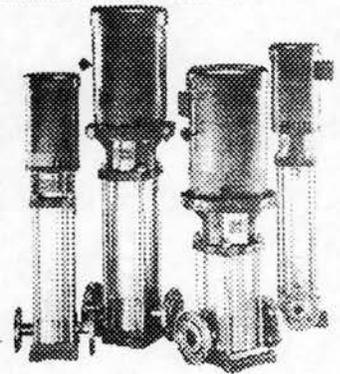
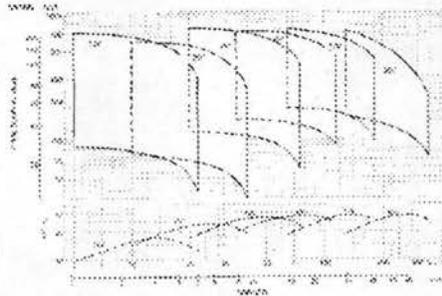
High Pressure

General information on high pressure multi-stage pumps.

- Stainless steel and cast iron pumps for pressure boosting in water supply, building trade, boiler feed, wash, filtration and general OEM applications.
- Stainless models are ideal for reverse osmosis and pure water systems.
- Flows to 350 GPM and heads to 710 feet.
- Excellent companions to the Aquavar® for constant pressure systems.

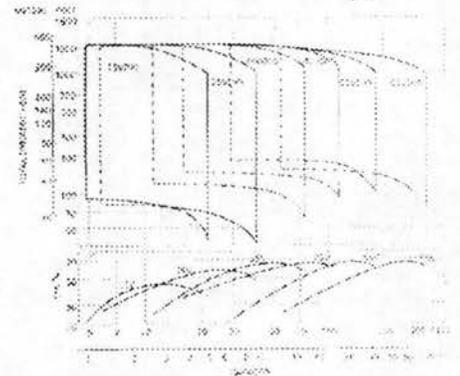
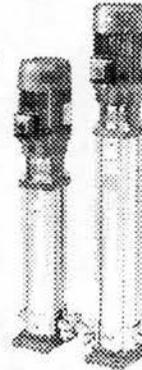
SSV

304 and 316L Stainless Steel



DPS

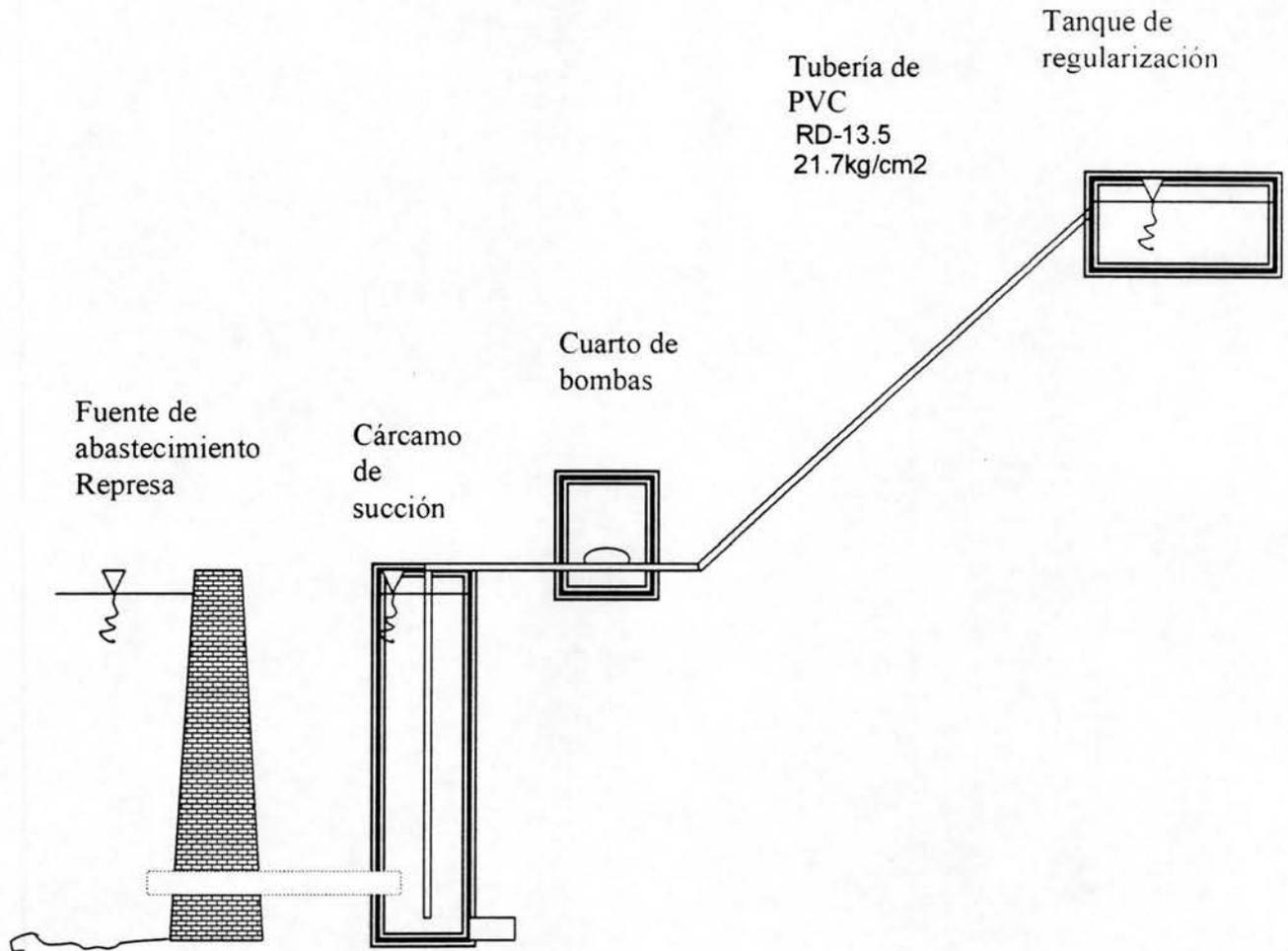
316L Stainless Steel



Come se puede observar en la gráfica una bomba centrífuga "end suction" modelo 27SH de 3500 rpm de la línea SSH cumple con la capacidad y características necesarias para este sistema de bombeo.

El arreglo de bombas consta de 2 bombas modelo 27SH de la línea SSH alternando el funcionamiento cada 12 hrs controladas con un sistema de electro niveles entre el cárcamo de succión y el tanque de regularización.

ESQUEMA DE SISTEMA DE BOMBEO



DISEÑO HIDRÁULICO DE VALVULAS EN LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Válvulas de seccionamiento

Para la ubicación, selección y cálculo de una válvula de seccionamiento lo más importante es considerar las pérdidas que produzca la válvula en la línea de conducción en diferentes condiciones de funcionamiento o grados de apertura, y que su ubicación nos permita realizar trabajos de mantenimiento de la línea al menor costo posible.

De tal manera que podríamos seguir los siguientes pasos:

1. Ubicar los sitios en donde se colocarán las válvulas. El sitio generalmente depende de la función que le queremos dar a la válvula.
2. Seleccionar el tipo de válvula a usar con la cual se hace un análisis de funcionamiento como parte integrante del sistema. Es necesario obtener de los fabricantes "las curvas de descarga" o de "pérdidas" para diferentes porcentajes de apertura.
3. Se proponen diferentes condiciones de apertura de la válvula en porcentaje, con ayuda de la curva de descarga obtendremos el valor del coeficiente C_d para cada apertura.
4. Para cada uno de los coeficientes C_d , se calcula el correspondiente valor de pérdidas K_e , utilizando la siguiente ecuación:

$$K_e = (1 - C_d^2) / C_d^2$$

5. Para cada valor de K_e se calcula la velocidad en la válvula, para ello se utiliza la ecuación de Bernoulli o de energía.

$$Z_1 = Z_2 + [(f L / D) + K_e] (V^2 / 2g)$$

6. Para cada valor de velocidad se obtiene el porcentaje que representa el valor de velocidad máximo.

Estos resultados permitirán observar el comportamiento de la válvula para diferentes aperturas.

El criterio de selección consiste en tomar la válvula que presenta la menor variación de velocidad para múltiples aperturas.

Basándose en estos pasos se realiza la siguiente tabla:

Se utiliza la válvula marca Mymaco ya que no presenta gran variación de velocidad para las diferentes aperturas.

% APERTURA	Cd	Ke	V (m/s)	% V max
100	1.00	0.00	1.70	100.00
90	0.84	0.42	1.70	99.98
80	0.59	1.87	1.70	99.91
70	0.38	5.93	1.70	99.71
60	0.25	15.00	1.69	99.27
50	0.16	38.06	1.67	98.17
40	0.10	99.00	1.63	95.45
30	0.06	276.78	1.51	88.63
20	0.04	624.00	1.34	78.68
10	0.02	2499.00	0.92	53.73

Selección de Válvulas Eliminadoras de Aire

No existen métodos para la selección del diámetro de este tipo de válvulas, todas las recomendaciones están basadas en la experiencia, sin embargo como la cantidad de aire disuelto en el agua que se libera dependen directamente de la presión y temperatura del conducto, se da a continuación una guía aproximada para seleccionar la válvula según el tamaño del orificio necesario para eliminar el aire.

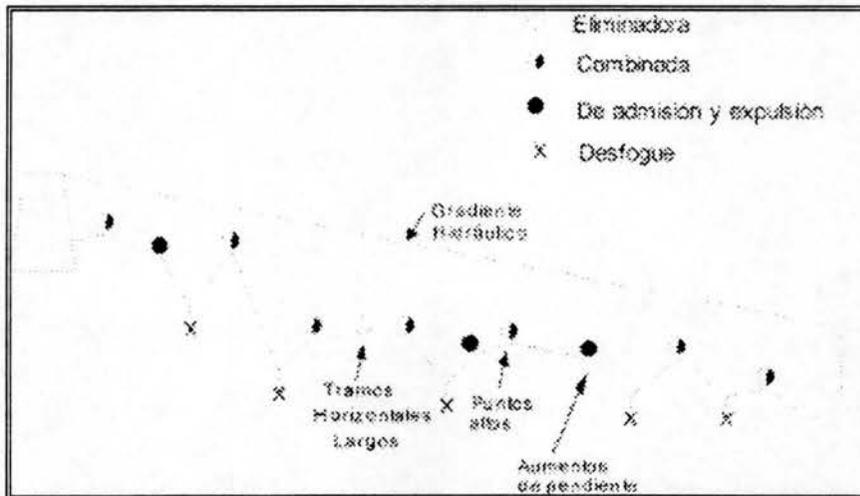
Guía para seleccionar la válvula eliminadora de aire necesaria

		Presión en PSI (kg/cm ²)							
Diámetro Máximo de la Tubería		Gasto		1 a 50* (0.07 a 3.5)		1 a 150* (0.07 a 10.5)		1 a 300* (0.07 a 21.1)	
		Máximo		Diámetro del orificio de salida	Capacidad	Diámetro del orificio de salida	Capacidad	Diámetro del orificio de salida	Capacidad
pulg	mm	lbs		pulg	PCM	pulg	PCM	pulg	PCM
6	160	50		3/32"	5	1/16"	6	0	0
10	250	140		1/8"	9	3/32"	14	1/16"	12
16	400	330		1/8"	9	1/8"	24	5/64"	18
48	1,200	3,150		5/16"	58	3/16"	54	3/32"	26
96	2,400	9,500		1/2"	149	3/8"	220	7/32"	143

*La capacidad máxima de venteo en Pies Cúbicos por Segundo (PCS) a la presión máxima

Colocación de las válvulas.

Localización de las válvulas de control de aire



Además se recomienda instalar las válvulas en:

Puntos donde la tubería salga del suelo, por ejemplo en la instalación de válvulas de control. Si después de la válvula la tubería asciende, instalar una eliminadora de aire, si desciende y hay peligro de vaciado rápido, una válvula combinada.

- En tuberías con pendiente uniforme se recomiendan entre 400 y 800 m
- En los equipos de bombeo, antes de la válvula de retención (check) se recomienda instalar una válvula de admisión y expulsión de aire.
- Se debe instalar una válvula combinada antes de los medidores (10 diámetros) para evitar error en las mediciones y daños al equipo.
- En el cruce de carreteras, después del cruce una válvula combinada.

Atraques.

Todos los tipos de tubería requieren de atraques para ser fijadas al terreno que las rodea, los atraques consisten de un bloque de concreto formado con una parte de cemento, dos de arena y cinco de grava. Los atraques se deben hacer en los cambios de dirección (codos, tees, cruces), en los cambios de diámetro (reducciones), en las terminales (tapones y tapas) y en válvulas e hidrantes, en los cuales el esfuerzo se desarrolla al cerrarlos.

El tamaño del atraque depende de:

- La presión máxima del sistema (se debe considerar 1.5 veces la presión de trabajo, la cual es la presión a la que se prueba la tubería en campo)
- El tamaño del tubo (diámetro)
- Tamaño de accesorios
- Tipo de conexiones o accesorios
- Perfil de la línea (p.ej. curvas horizontales o verticales)
- Tipo de suelo

Localización de los atraques

1.- Tes

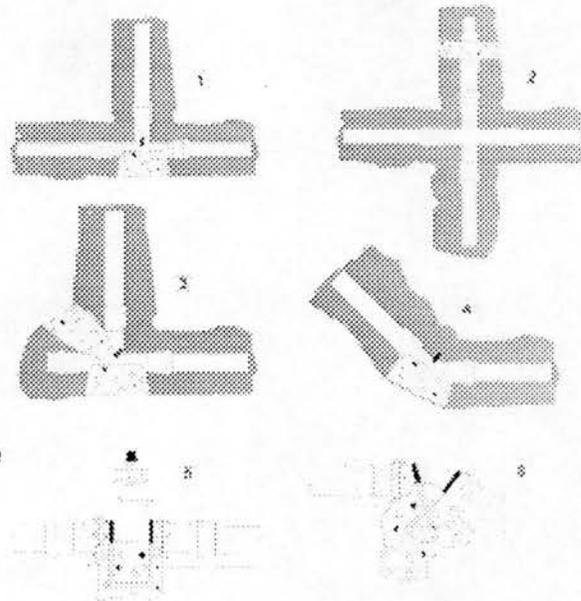
2.- Cruz con reducción

3.- Te usada como codo en un cambio de dirección

4.- Codo (cambio de dirección)

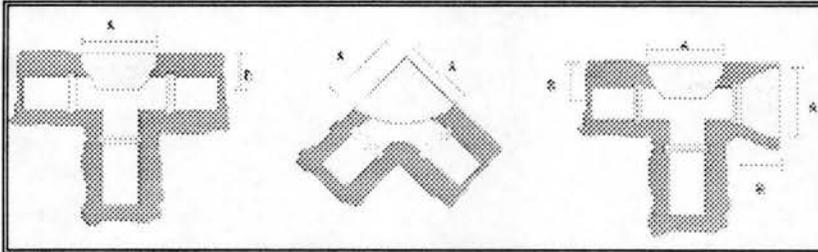
5.- Válvula con anclaje

6.- Codo con anclaje (cambio de dirección vertical)



Dimensiones de los atraques

Diámetro Nominal de la pieza especial		Medidas de los atraques en centímetros		
mm	Pulgadas	Altura	Lado A	Lado B
76	3	30	30	30
102	4	35	30	30
153	6	40	30	30
203	8	45	35	35
254	10	50	40	40
305	12	55	45	40
356	14	60	50	40
406	16	65	55	40
457	18	70	60	40
508	20	75	65	45
610	24	85	75	50
762	30	100	90	55
914	36	115	105	60
1067	42	130	120	65
1219	48	145	130	70



En el cuadro anterior se resumen las dimensiones de los atraques, sin embargo si se quiere tener las dimensiones para diferentes tipos de suelo y diferentes presiones internas del tubo se presentan las fórmulas para el cálculo:

La fuerza que se desarrolla dentro del tubo se obtiene como sigue:

$$F = P \cdot s$$

Donde:

F = Fuerza resultante de la presión interna (kg)

P = Presión interna en la tubería (kg/cm²)

s = Área interior del tubo (cm²) $A = \pi D^2 / 4$

La fuerza de empuje (R) se calcula con las siguientes relaciones:

Para codos:

$$R = 2 F \cdot \text{sen } \alpha/2$$

Siendo:

α = Ángulo de deflexión de la conexión, (grados)

Para tees:

$$R = F$$

La superficie de apoyo del atraque se define como:

$$A = R / T$$

Donde:

A = Superficie de apoyo necesario para el atraque (cm^2)

T = Resistencia que opone el terreno a la introducción del atraque (kg/cm^2)

Resistencia que opone el terreno a la introducción del atraque

Tipo de suelo	T (kg/cm^2)
Terreno blando (lodoso, barro suave)	0.4
Terreno rígido (arena)	1.0
Terreno semifirme (arena y grava)	2.0
Terreno duro	4.0
Terreno rocoso	15.0

CAPITULO IV TANQUE DE REGULARIZACION

4.1 ASPECTOS TEÓRICOS.

4.1.1 DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES.

El tanque de regulación (de almacenamiento en algunos casos) es la parte del sistema de abastecimiento de agua potable que recibe el gasto desde la fuente de abastecimiento a través de la línea de conducción para satisfacer las demandas variables de la población a lo largo del día; permite el almacenamiento de un volumen de agua cuando la demanda en la población es menor que el gasto de llegada y el agua almacenada se utiliza cuando la demanda es mayor, generalmente esta regulación se hace en periodos de 24 horas.

En algunos casos, el tanque además de funcionar como regulador del volumen de agua potable, se diseña para almacenar un volumen adicional y así disponer de una cantidad de agua como reserva con el objeto de no suspender el servicio a la población en caso de averías, fugas o mantenimiento en el sistema de abastecimiento de agua potable, generalmente se consideran 24 horas de demanda como reserva. Una utilidad adicional de esta reserva sería disponer de esta, en caso de una eventualidad o emergencia en la comunidad como es el caso de combate a incendios.

Los tanques de regularización tiene por función cambiar el régimen de aportaciones (de la conducción) que siempre es constante, a un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque tiene también la función de proporcionar un servicio eficiente bajo las normas estrictas de seguridad e higiene, procurando la mayor satisfacción de las necesidades al menor costo de inversión posible.

Es importante considerar que el gasto de la conducción es generalmente constante durante las 24 horas y a través del año y las demandas de la población son variables siempre y además se van incrementando con el tiempo por el crecimiento obvio de la población.

4.1.2 TIPOS DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

Existen diferentes tipos de tanques de regulación, los cuales se determinan por las características mismas del tanque y de la topografía del terreno. De tal manera que una forma de clasificarlos sería la siguiente:

4.1.2.1 TANQUES ENTERRADOS.

Los tanques enterrados son aquellos que son construidos bajo el nivel de terreno natural. Estos son utilizados cuando la topografía del terreno nos permite tener una cota elevada adecuada para el funcionamiento de la red de distribución en cualquier punto y cuando las condiciones de dureza del terreno lo permiten, ya que si el terreno es duro posiblemente el costo de excavación resultaría muy alto y no sería rentable la construcción del tanque.

Si las condiciones del terreno y del proyecto lo permiten este tipo de tanques tiene ciertas ventajas como lo son: el proteger el agua de los cambios de temperatura, la perfecta adaptación del entorno y el aprovechamiento del terreno superficial. Tienen también inconvenientes como: los volúmenes de excavación tanto para el tanque como para sus instalaciones de conexión con la red de distribución y la línea de conducción, y sobre todo la dificultad que presenta el poder determinar cuando existen filtraciones de agua hacia el exterior o el interior del tanque.

4.1.2.2 TANQUES SEMIENTERRADOS.

Como su nombre lo indica, los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno natural y la otra parte sobre el nivel de terreno natural.

Este tipo de tanques son utilizados cuando la altura topográfica con respecto al punto de alimentación es suficiente y se presenta cierta dificultad para la excavación.

También puede utilizarse en el caso de que se desee compensar las presiones del agua con las del terreno y así poder obtener una estructura del tanque más económica.

Tiene por ventajas permitir el fácil acceso a las instalaciones del propio tanque y a las líneas de conducción y alimentación.

4.1.2.3 TANQUES SUPERFICIALES.

Los tanques superficiales son aquellos cuya estructura total esta sobre el nivel de terreno natural.

La construcción de este tipo de tanques es común cuando el terreno, en donde se pretende ubicar el tanque, es muy duro y el costo por excavación resulta muy alto, cuando se requiera no perder altura de carga y cuando la topografía del terreno lo permita.

Este tipo de tanques se sitúan en una elevación topográfica natural en la proximidad de la comunidad a servir, de manera que la diferencia de niveles entre la cota del tanque y la cota del punto mas alto por abastecer sea de 15 m y que la diferencia entre el nivel del tanque en el nivel máximo de operación y el punto mas bajo por abastecer sea de 50 m.

Tienen por ventajas el poder detectar cualquier problema de filtraciones que se presentaran y tener fácil acceso a las instalaciones del tanque y de las líneas de conducción y alimentación, como desventaja posible seria el considerar el área de terreno que utilizara el tanque si este es muy grande.

4.1.2.4 TANQUES ELEVADOS.

Los tanques elevados son aquellos cuya base se encuentra por encima del nivel del suelo y es soportado por alguna estructura.

Este tipo de tanques es por lo regular construido en comunidades donde se tiene una topografía plana y no se tiene una elevación en el terreno cercana a la red que proporcione la carga suficiente para el buen funcionamiento de la red de distribución.

Se denomina tanque elevado a la estructura integral la cual esta constituida por el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descarga.

Los tanques elevados, son generalmente construidos desde 10 hasta 30 m de altura, se localizan cerca del centro de uso para evitar perdidas por fricción considerables y para poder equilibrar las presiones. Si el tanque es ubicado en un lugar lejano en referencia a la red de distribución, dará como resultado una perdida de carga muy alta al abastecer de agua el punto mas lejano de la red, de tal modo que se obtendrán presiones muy bajas en los lugares alejados de la red y presiones muy altas en los puntos cercanos al tanque.

El hecho de que el tanque elevado se pueda admirar desde puntos tanto cercanos como lejanos con mayor impacto visual nos obliga no solo a pensar en una estructura funcional sino también en la estética de esta, ya que el tanque

formará parte importante de la obra y la comunidad en general, por lo cual se debe pensar en que la obra debe tener un impacto ambiental y visual que se integre al entorno y paisaje de la comunidad en estudio.

4.1.3 SELECCIÓN Y UBICACIÓN DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

4.1.3.1 UBICACIÓN DE TANQUES DE REGULARIZACIÓN.

La ubicación más funcional del tanque de regulación depende de muchos factores a considerar para poder realizar un buen proyecto y lograr que el tanque sea funcional y rentable, podríamos considerar los siguientes puntos:

- La alimentación al tanque debe ser de preferencia por gravedad para evitar costos por concepto de bombeo en la construcción y operación del sistema.
- La alimentación del tanque a la red debe ser preferentemente por gravedad para evitar el uso constante de bombas, aunque esto no siempre es posible, por lo tanto se recurre a la construcción de tanques elevados que permitan la suficiente altura para satisfacer la demanda en el punto mas desfavorable de la red.
- El impacto ambiental del proyecto
- Las afectaciones globales que se pudieran presentar en el caso de una falla parcial o total del tanque

Se debe tener en cuenta que un factor importante para la ubicación del tanque es la altura de carga requerida por la red en el punto más desfavorable de ésta.

En los tanques de regulación se deben tomar en cuenta para su ubicación los puntos de operación mínimo y máximo en función de las presiones.

El limite mínimo se fija considerando que la carga mínima en el punto mas alejado de la red es de 0.1 Mpa (10 m. c. a.) y el máximo en desniveles mayores a 50 m. c. a., en este caso es recomendable instalar válvulas reductoras de presión.

4.1.3.2. LOCALIZACIÓN DE LOS TANQUES

Para seleccionar el sitio adecuado para ubicar un tanque de regulación, se debe tener en consideración los siguientes factores:

- Que de preferencia la alimentación se efectúe por gravedad para evitar gastos de bombeo pero, claro que depende del tipo de terreno dejando como última alternativa el bombeo.
- Dado que se prefiere la alimentación por gravedad, el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos la presión suficiente (Nota: Observar NOM-007-CNA-1997 "Sector agua requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques", tanques con capacidad de 3 000 m³ o mayores). También se debe elevar el tanque de acuerdo al proyecto, para prever incrementos de consumo como disminución del diámetro debido a incrustaciones.
- Evaluar el proyecto en ámbito de Impacto Ambiental.

DATOS TOPOGRAFICOS.

Al elegir el sitio se debe considerar que la red de distribución sea lo más económica posible y además que se obtenga la máxima uniformidad de presiones en toda la zona abastecida (se logrará situando el tanque en el centroide de la misma o en un lugar que nos permita proporcionar la carga necesaria para un buen funcionamiento).

En función de la presión, en los tanques alimentadores se señalará la operación con límites máximo y mínimo; éste último considerando que con diámetros pequeños de tubería a emplear en la red se consignan cargas mínimas en la población del orden de 0.1 Mpa. (10 m. c. a.), según el tipo de construcciones.

Dependiendo de los desniveles mayores a 50 m. c. a., es conveniente interconectar varios tanque que distribuyan en diferentes zonas, ya sea por gravedad, por tuberías de impulsión, ó colocando válvulas reductoras de presión.

4.1.4 CAPACIDAD Y COEFICIENTE DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Este punto queda definido dado las necesidades de consumo de las localidades por servir. Por ejemplo en zonas con centros comercial, industrial, turístico, etc., deberá hacerse un estudio que incluya cubrir demandas contra incendios, interrupciones frecuentes de energía eléctrica o demandas debido a la máxima concentración de población.

4.1.4.1 COEFICIENTE DE REGULACIÓN

La capacidad del tanque esta en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad.

El coeficiente de regulación esta en función del tiempo (horas por día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque para almacenar el agua en las horas de baja demanda y distribuirla en las de alta demanda.

Según estudios realizados en México por la Comisión Nacional del Agua, BANOBRAS, entre otros; consideran en porcentajes de horarios el gasto máximo diario.

Considerando un abastecimiento durante las 24 horas del día, analizando 20 y 16 horas por día y tomando en cuenta la variación horaria de la demanda, resultó:

Bombeo de 'x' horas	Hora conveniente para bombeo
- Para 20 horas de bombeo	De las 4 a las 24 horas
- Para 16 horas de bombeo	De las 5 a las 21 horas

Cuando se modifican los horarios de bombeo a un periodo menor de 24 hrs./día, el gasto de diseño se obtiene con la expresión:

$$Q_d = 24 (Q_{md} / t_b)$$

Q_{md} = gasto medio diario [L /seg]
 Q_{MD} = gasto máximo diario [L /seg]
 t_b = horas de bombeo

Cálculo para el coeficiente de regulación

El cálculo se basa en el método de porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio diario.

1	2	3	4	5
Horas	% Entrada Q. bombeo	% Salida Q. bombeo	Diferencia Entrada-Salida	Diferencia acumulada

- Columna 1: Enlista el tiempo en horas.
- Columna 2: Anota la ley de entrada en **función** (volumen de agua que se deposita en los tanques por los diferentes conductos de entrada).

- Columna 3: Anota la ley de salida en forma similar al punto anterior (porcentajes de gastos horarios respecto al gasto medio horario).
- Columna 4: Diferencia algebraica entre la entrada y la salida.
- Columna 5: Diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

En este punto se reduce el máximo porcentaje excedente y el máximo porcentaje faltante, por lo tanto:

$$CR = [(\% \text{ Máx. excedente} - \% \text{ Máx. faltante}) / 100]$$

CR = coeficiente de regulación

% Máx. Excedente = valor máximo positivo de las diferencias acumuladas
 % Máx. Faltante = valor máximo negativo de las diferencias acumuladas

4.1.4.2 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Se utiliza la siguiente ecuación para determinar la capacidad del tanque de regulación más el volumen considerando para alguna emergencia:

$$C_t = CR Q_{MD}$$

C_t = capacidad del tanque [m³]
 CR = coeficiente de regulación
 Q_{MD} = gasto máximo diario [L /seg]

A continuación se muestra una tabla donde se indican los coeficientes de regulación en relación a las horas de entrada del gasto (CNA).

Tabla Coeficientes de Regulación

Tiempo de suministro al tanque [hr]	Coeficiente de Regulación
24 hrs.	11.00
20 hrs. (de las 4 a 24 hrs.)	9.00
16 hrs. (de las 5 a 21 hrs.)	1.90

Se utiliza esta tabla cuando no se conoce la ley de demandas de una localidad en particular.

Estudios realizados a la Ciudad de México en particular han dado como resultado la siguiente tabla.

Tabla Coeficientes de Regulación para la Ciudad De México.

Tiempo de suministro al tanque [hr]	Coeficiente de Regulación
24 hrs.	14.30
20 hrs. (de las 4 a 24 hrs.)	9.60
16 hrs. (de las 5 a 21 hrs.)	1.73

Se utiliza para obtener los valores de coeficientes de regulación en la ciudad de México, para diferentes tipos de bombeo.

Nota:

Ante todo lo presentado se debe tomar en cuenta el número de horas de alimentación o bombeo, el horario, las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, entre otras cosas.

4.1.5 GEOMETRÍA DEL TANQUE.

De acuerdo al tipo de tanque de regularización la geometría cambia por las diferentes condiciones de funcionamiento del tanque de tal manera que podemos identificar algunas características geométricas muy definidas.

4.1.5.1 TANQUES SUPERFICIALES.

Las características más sobresalientes de un tanque superficial pueden ser las que se mencionan a continuación:

Tubería de Entrada: el diámetro de entrada de la tubería es igual que la de conducción, en el cual se debe de analizar la colocación de la válvula de control de niveles máximos (tipo flotador o de altitud). La descarga es tomando en cuenta la protección de la losa de fondo por efecto del impacto de la caída o velocidades altas de flujo.

Para tirantes pequeños; la descarga podrá ser por encima del espejo de agua.

Para tirantes grandes; la descarga podrá ser por un lado del tanque o por el fondo.

CAPITULO 4

Dependiendo del arreglo funcional existen varias opciones para la llegada al tanque superficial:

- Por la parte superior: indica su llegada con válvula de flotador (ó únicamente la tubería cuello de ganso)
- Por la parte inferior: por lo general cuando es la misma línea de llegada como de distribución, ó sólo una de ellas.

Tubería de Salida: se puede alojar la tubería en las paredes del tanque ó en la losa de fondo; para éste último debido a la superficie grande del tanque ó tubería de salida de gran diámetro.

Los medidores de gasto se instalan en las líneas de salida o entrada. Lo que respecta al mantenimiento, se podrá realizar con estructuras de un by-pass entre tuberías de entrada y salida.

A continuación se muestra una tabla donde se presentan las partes que componen un tanque elevado en la fontanería de salida.

Tabla Fontanería de salida de tanque.

Numero	Tipo compuerta	Unidad	cantidad
18	Tubo de acero de 'x' mm. De longitud con extremos biselados para soldar	Pza.	1
19	Brida de acero	Pza.	2
20	Válvula de seccionamiento	Pza.	1
21	Tubo de acero de 400 mm de longitud con un extremo biselado para soldar el otro liso.	Pza.	1
22	Junta flexible tipo Gibault de __mm (") diam para unir tubería de salida con la línea de conducción.	1	Pza.

Cajas rompedoras de presión: Se utilizan con el objeto de mantener la presión estática en las líneas de salida, a la misma cota que la generada con los niveles dentro del tanque, se recomienda instalar por lo menos una válvula de mariposa en la línea de entrada a la caja.

Desagüe de fondo: Se utiliza para el caso de fuga o reparación, las líneas de salida que son tuberías de mayor diámetro por donde se vaciaran los tanques. Se puede adoptar un tiempo de 2 a 4 hrs. Para vaciar el remanente (volumen último).

Tabla Fontanería de desagüe de fondo.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
23	Tubo de acero de ___mm de longitud con extremos biselados para soldar	Pza.	1
23 ^a	Codo de acero en gajos de 90 grados x mm (") diam	Pza.	1
23B	Tubo de acero con anillo de empotramiento de ___mm de longitud con un extremo biselado para soldar y el otro liso de ___mm (") diam	Pza.	1
24	Brida de acero	Pza.	2
25	Válvula de seccionamiento tipo compuerta	Pza.	1
26	Tubo de acero de ___mm de longitud con un extremo biselado y el otro liso de mm (") diam	Pza.	1
27	Junta flexible tipo Gibault de ___mm (") diam para unir tubería de desagüe	Pza.	1

Tubería de demasías: Utilizada para impedir la entrada de roedores y animales en general, se instala en forma vertical en el interior del depósito y adosada a las paredes del mismo. Para tener una descarga en general, es conveniente unir las líneas de descarga de excedencias, desagüe de fondo y aguas pluviales.

Tabla Fontanería de demasías.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
28	Tubo de acero de 500 mm de longitud con anillo de empotramiento con un extremo biselado para soldar el otro liso	Pza.	1
29	Codo de acero en gajos de 90 grados x(") diam X__mm	Pza.	2
29 ^a	Codo de acero en gajos de 60 grados x (") diam X__mm	Pza.	1
30	Tubo de acero de ___mm de longitud con extremos biselados para soldar	Pza.	1
31	Tubo de acero de ___mm longitud con un extremo biselado para soldar el otro liso	Pza.	1
32	Junta flexible tipo Gibault de ___mm (")diam para unir tubería de excedencias	Pza.	1

UTILIZACIÓN DEL TANQUE COMO CÁRCAMO DE REBOMBEO

Es conveniente que la tubería de llegada al tanque esté lo más retirada posible de la ubicación de los equipos de bombeo. Para evitar el que puedan cavitarse los equipos de bombeo, se recomienda analizar la colocación de paredes (mamparas), para eliminar las corrientes turbulentas y mantener el fluido estable para su rebombeo.

Se recomienda que para utilizar válvulas a la entrada del tanque se analice lo siguiente:

- Revisión de la línea de conducción (tubería, válvulas, etc.), para evitar poner en peligro la línea de conducción en caso de un paro súbito.
- Deberá de utilizarse un sistema de control, que envíen una señal a la bomba en caso de haberse llenado el tanque, por ejemplo.
- Revisar el Manual de Diseño de Instalaciones Eléctricas, editado por la CNA.

4.1.5.2 TANQUES ELEVADOS

Para el diseño de la entrada, salida y demasías, se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Entrada y salida.- generalmente para tanques elevados (de concreto y metálicos) se utiliza para las funciones de llenado y vaciado la misma tubería, su diámetro de preferencia debe ser el de alimentación a la red. Dicho conducto se aprovecha también para efectuar la limpieza del depósito, utilizando las piezas especiales y válvulas de seccionamiento.

Para facilidad de operación y mantenimiento, se recomienda que las fontanerías de entrada y salida queden alojadas en "trincheras".

La entrada en este tipo de tanque puede tener varios arreglos, en los que destacan:

- a) Llegada y salida por la misma tubería.- Este tipo de arreglos representa un ahorro en tubería, la llegada es por la parte inferior del tanque.
- b) Llegada y salida por tuberías independientes.- En este arreglo se utiliza más tubería por tener líneas independientes.

Tubería de demasías.- Deberá asegurarse que no se tengan demasías, dado que representaría un desperdicio de agua cuyo bombeo representa un costo de operación; esto se logra evitar por medio de válvulas de flotador, electro niveles o con válvulas de altitud, como un requisito de seguridad, es conveniente instalar un vertedor de demasías, constituido por una tubería situada en el interior del depósito la que puede colocarse unida a una de las columnas de la torre del tanque.

La ventilación a los tanques se proporciona por medio de tubos verticales u horizontales, que atraviesan el techo o la pared; o por medio de aberturas con rejillas de acero instaladas en la periferia del tanque.

Para la limpieza del tanque se recomienda colocar un tubo de desagüe en el fondo, esta tubería no debe conectarse al alcantarillado, sino que debe descargar libremente en un recipiente abierto desde una altura no menor de dos diámetros del tubo sobre la corona del recipiente y de ahí por gravedad descargar a un depósito.

Tabla Fontanería de entrada y salida.

No.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	Junta flexible tipo gibault de mm (") para unir tubería de llegada	Pza.	3
2	Junta flexible tipo gibault demm (") diámetro para unir tubería de excedencias	Pza.	3
3	Extremidad de fo. Fo. de ___mm(") diámetro	Pza.	3
4	Extremidad de fo fo de ___mm(") diámetro	Pza.	3
5	Cruz de fo fo de mm (") diámetro	Pza.	1
6	Válvula de compuerta vástago ascendente, bridada, con interiores de bronce para agua, de mm (") diámetro.	Pza.	2
7	Válvula de compuerta vástago ascendente, bridada, con interiores de bronce para agua, de mm (") diámetro.	Pza.	1
8	Reducción de fo fo de mm (") diámetro, a mm (") diámetro.	Pza.	1
9	Tee de fo fo, de mm(")diam	Pza.	1
10	Codo de fo fo de 90 grados mm (") diámetro.	Pza.	1
11	Tubo de fo go de mm(")diam, liso en un extremo y con anillo de empotramiento soldado en el otro	M	15
12	Tubo de fo fo de mm (") diámetro, liso en los dos extremos y con anillo de empotramiento soldado a 15m de uno de los extremos	M	20,80
	Empaques de plomo de mm(") diámetro.	Pza.	7
	Empaques de plomo de mm (") diámetro.	Pza.	5
XX	Tornillos con cabeza y tuerca hexagonales	Pza.	xxx
13	Tubo de fo fo de 50.8 mm (4"), de 50 mm de longitud	Pza.	4
14	Tubo de fo fo de mm(") diámetro, con bridas en sus extremos, de mm de longitud	Pza.	1

NOTA: el diámetro, largo y número de piezas, dependerá de los diámetros seleccionados.

4.2 DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN

Como se ha mencionado anteriormente el tanque de regularización es parte fundamental para el buen funcionamiento de un sistema de abastecimiento de agua potable. Pero la ubicación, el cálculo de sus dimensiones y características físicas dependen a su vez de la demanda, la línea de conducción y de los requerimientos de carga de la red, para evitar que se presenten problemas en el funcionamiento inmediato o a futuro de la red de distribución, lo cual causaría que el sistema en general no fuera rentable. A continuación se presenta el cálculo de los componentes del tanque de regularización.

4.2.1 DETERMINACIÓN DE LA UBICACIÓN Y TIPO DE TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

En el proyecto de sistema de abastecimiento a las colonias Santa Rita Norte, Santa Rita Sur y Rinconada San Miguel, se tomaron varios factores para tomar la decisión acerca del tipo y la ubicación del tanque de regularización e incluso se propusieron dos ubicaciones de tanque de regularización.

La primera opción que se analizó contemplaba la ubicación del tanque en la periferia de la red, pero no se tenía la carga disponible por la topografía del terreno y esto nos implicaba diseñar un tanque elevado que nos proporcionará la carga mínima para un buen funcionamiento de la red.

Debido a que las dimensiones del tanque de almacenamiento serán muy grandes sería incosteable la construcción de este considerándolo elevado, por lo cual se diseñaría un tanque de almacenamiento enterrado con las dimensiones necesarias para satisfacer la demanda de la red y un tanque de carga elevado para cumplir con los requerimientos de carga del punto más desfavorable de la red.

El tanque se ubicaría a 350 m. de la red de distribución en el terreno de derecho de vía federal de la autopista Celaya- Querétaro y camino a San Miguel Octopan.

Analizando los costos de operación y la lógica de funcionamiento de un buen sistema se analizaron las ventajas y desventajas de esta propuesta. En la cual el sistema tiene una fuente de abastecimiento a una altura considerable con respecto a la red, lo que nos proporcionaría una carga mucho mayor que la requerida para el buen funcionamiento de la red, pero al almacenarla en un tanque subterráneo por las características del terreno, perderíamos la carga que traemos desde la parte mas alta de la línea de conducción, esto implicaría la instalación de un sistema de bombeo para elevar el agua del tanque subterráneo al tanque elevado dándonos como resultado un costo doble por bombeo, lo que elevaría demasiado el costo total de la construcción, operación y mantenimiento del sistema.

La segunda alternativa es el construir el tanque de almacenamiento en la parte mas elevada de la línea de conducción y desde ese punto diseñar la línea de alimentación por gravedad regulando la carga de llegada a la red para no sobre pasar las presiones en la tubería. Esta opción nos permitiría solo instalar un sistema de bombeo de la obra de toma al tanque de almacenamiento. Desde el tanque de almacenamiento hasta la red el agua se desplazará por gravedad, lo cual no representa costo alguno.

De manera que se considera más rentable el proyecto tomando la segunda alternativa.

Para la ubicación del tanque se tomaron en cuenta varios factores como lo son:

- La disponibilidad de un terreno con las dimensiones necesarias para alojar el tanque de almacenamiento y sus equipos de funcionamiento.
- Acceso al terreno para poder trabajar sin contratiempos que elevaran el costo de la obra.
- El impacto ambiental que representará la construcción del tanque.

El tanque se ubicará a 1800 m. de la fuente y a 12 500 mts la red de distribución en la zona de lomerío con mayor altitud ubicada en la zona.

4.2.2 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN.

La regularización de un sistema de abastecimiento se hace generalmente para periodos de 24 horas, por el hecho de diseñar de manera que sea constante el suministro de agua durante un día completo, pero se analizará el comportamiento del tanque con suministro de 12 hrs.

Básicamente el cálculo de la capacidad del tanque se rige en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos del sistema de alimentación de agua potable para la población a tratar, en este caso, se toman como datos de proyecto los siguientes:

Población de diseño (2020):	12,547 habitantes
Dotación:	150 lt/hab-día
Q_{md} :	21.78 lt/seg.
c. v. d.:	1.4
Q_{MD} :	30.49 lt/seg.
c. v. h.:	1.55
Q_{MH} :	47.26 lt/seg.

El cálculo de la capacidad del tanque se puede realizar por dos métodos el analítico y el grafico. Los cuales se describen a continuación:

4.2.2.1 método analítico.

Este cálculo se realiza mediante una tabla donde se calculan los volúmenes acumulados de suministro o entrada (constante) y los volúmenes de demanda o salida (variables) durante un día idealizado, esto se facilita con la consideración de que la ley de demanda o salida esta dada en función de porcentajes horarios del gasto máximo diario.

Por el número de habitantes la población se puede considerar pequeña. Por lo tanto se utilizar la tabla de porcentajes que se presenta a continuación:

Tabla de variaciones del consumo expresadas en porcentajes horarios del gasto máximo diario para poblaciones pequeñas (C N A).

TIEMPO	PORCENTAJE
0-1	0.45
1-2	0.45
2-3	0.45
3-4	0.45
4-5	0.45
5-6	0.6
6-7	0.9
7-8	1.35
8-9	1.5
9-10	1.5
10-11	1.5
11-12	1.4
12-13	1.2
13-14	1.4
14-15	1.4
15-16	1.3
16-17	1.3
17-18	1.2
18-19	1
19-20	1
20-21	0.9
21-22	0.9
22-23	0.8
23-24	0.6

CAPITULO 4

Teniendo como referencia el porcentaje de gasto que se demanda cada hora se puede hacer una comparación idealizada entre los volúmenes de entrada y los volúmenes de salida, y calcular un máximo excedente y un máximo déficit lo cual determina el volumen del tanque de almacenamiento.

En la primera alternativa se considera un abastecimiento constante las 24 hrs del día lo cual nos proporciona la siguiente tabla:

Tabla para el cálculo de la capacidad del tanque de almacenaje para el proyecto Sta. Rita

TIEMPO	Qe	Ve	CVH	Qs	Vs	Ve-Vs	Vac	Vi	Ct	Cr
				(m3/S)				87.8112	(m3)	
0-1	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	62.5284	151.3206		
1-2	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	122.8986	211.6908		
2-3	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	183.2688	272.061		
3-4	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	243.639	332.4312		
4-5	0.03049	109.764	0.45	0.013721	49.3938	60.3702	304.0092	392.8014		
5-6	0.03049	109.764	0.6	0.018294	65.8584	43.9056	347.9148	436.707		
6-7	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	358.8912	447.6834	446.7024	14.65078386
7-8	0.03049	109.764	1.35	0.041162	148.1814	-38.4174	320.4738	409.266		
8-9	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	265.5918	354.384		
9-10	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	210.7098	299.502		
10-11	0.03049	109.764	1.5	0.045735	164.646	-54.882	155.8278	244.62		
11-12	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	111.9222	200.7144		
12-13	0.03049	109.764	1.2	0.036588	131.7168	-21.9528	89.9694	178.7616		
13-14	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	46.0638	134.856		
14-15	0.03049	109.764	1.4	0.042686	153.6696	-43.9056	0	90.9504		
15-16	0.03049	109.764	1.3	0.039637	142.6932	-32.9292	-32.9292	58.0212		
16-17	0.03049	109.764	1.3	0.039637	142.6932	-32.9292	-65.8584	25.092		
17-18	0.03049	109.764	1.2	0.036588	131.7168	-21.9528	-87.8112	0		
18-19	0.03049	109.764	1	0.03049	109.764	0	-87.8112	0		
19-20	0.03049	109.764	1	0.03049	109.764	0	-87.8112	0		
20-21	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	-76.8348	10.9764		
21-22	0.03049	109.764	0.9	0.027441	98.7876	10.9764	-65.8584	21.9528		
22-23	0.03049	109.764	0.8	0.024392	87.8112	21.9528	-43.9056	43.9056		
23-24	0.03049	109.764	0.6	0.018294	65.8584	43.9056	0	87.8112		
		2634.336			2634.336					

CAPITULO 4

Donde los cálculos se definen de la siguiente manera:

CONCEPTO	CALCULO
Tiempo:	El método es calculado cada hora, 0-1, 1-2, 2-3, etc., relacionado al horario normal de cada día.
Q_e: (Q_{MD})	Gasto de entrada, calculado con la formula siguiente: $Q_e = (cvd)(Q_{md}) \quad Q_e = (1.4)(.02178) = .03049 \text{ m}^3/\text{seg}$
V_e:	Volumen de entrada o suministro al tanque cada hora, se calcula con la formula siguiente: $V_e = (Q_e)(60)(60) \quad V_e = 0.03049(60)(60) = 109.764 \text{ m}^3/\text{hr}$
CVH:	Es el coeficiente de variación horaria para cada hora del día, dado de la tabla para poblaciones pequeñas de la CNA.
Q_s:	Gasto de salida, calculado con la siguiente formula: $Q_s = (Q_e)(CVH) \quad Q_{s0-1} = (0.03049)(0.45) = 0.01372 \text{ m}^3/\text{seg}$
V_s:	Volumen de salida o demanda del tanque cada hora, se calcula con la formula siguiente: $V_s = (Q_s)(60)(60) \quad V_{e0-1} = 0.01372(60)(60) = 49.392 \text{ m}^3/\text{hr}$
V_e-V_s:	Diferencia de volúmenes de entrada y salida del tanque para cada hora del día.
V_{ac}:	Volumen acumulado de V _e -V _s , se calcula: $V_{ac\ 1-2} = V_e - V_{s\ 0-1} + V_e - V_{s\ 1-2}$
V_i:	Volumen inicial cada hora, se inicia con el volumen calculado como el máximo déficit de los valores obtenidos en V _{ac} . $V_i = V_{i\ (anterior)} + V_{ac} \quad V_o = 87.8112. \text{ m}^3/\text{hr}$ $V_{i\ 0-1} = V_o + V_{ca\ 0-1} \quad V_{i\ 0-1} = 87.8112 + 62.5284$ $V_i = 150.3396 \text{ m}^3 \text{ (a la 01:00 hrs.)}$
C_t:	Capacidad del tanque, este se calcula sumando los valores absolutos del máximo déficit y el máximo excedente en la columna de V _{ac} volúmenes acumulados. En este caso el máximo excedente se presenta de las 6:00 a 7:00 hrs 369.486 m ³ y el máximo déficit de 17:00 a 18:00 hrs. (90.9504) m ³ $C_t = 358.8912 + 87.8112 = 446.7024 \text{ m}^3$
C_r:	Coeficiente de regulación: esta dada por $C_r = C_t / Q_{MD}$ $C_r = 446.7024 / 30.49 \quad C_r = 14.65$

Si analizamos la tabla anterior existen horarios marcados donde el volumen de salida es menor al volumen de entrada, por lo que se acumula un volumen importante a considerar para el calculo de la capacidad del tanque, este se da en el transcurso de las 0:00 hrs. – 7:00 hrs. Donde encontramos el máximo excedente.

Después de este momento el gasto de salida es mayor al gasto de entrada, por lo que se empieza a utilizar el volumen acumulado hasta llegar a un máximo déficit, este periodo es de 7:00 - 18:00 hrs.

Posteriormente desciende el gasto de salida hasta llegar a un punto de equilibrio, este periodo se da de las 18:00 – 24:00 hrs.

De todo lo anterior podemos deducir que el volumen del tanque de almacenamiento es de **446.70 m³**.

4.2.4 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE REGUALRIZACIÓN

El cálculo de las dimensiones constructivas del tanque de regularización depende no solo del cálculo hidráulico, sino también de otros factores, los cuales quedan a la consideración del proyectista. En el tanque de almacenamiento del proyecto Sta. Rita se calcula el volumen real del tanque de almacenamiento tomando en cuenta el doble de la capacidad del tanque para obtener un volumen de almacenamiento para mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable o para emergencias como pudieran ser incendios que se presentaran en la comunidad.

De tal manera que la capacidad real del tanque de almacenamiento es:

$$C_{\text{real}} = V_r + V_{\text{reserva}}$$

Donde:

C_{real} : capacidad real del tanque
 V_r : volumen de regularización
 V_{reserva} : volumen de reserva (igual a V_r).

Entonces:

$$C_{\text{real}} = 446.70 + 446.70 = 893.40 \text{ m}^3$$

$$C_{\text{real}} = 893.40 \text{ m}^3$$

Como este volumen requiere un tanque de almacenamiento muy grande, el cual resultaría muy caro constructivamente hablando por requerir una cimentación muy grande y una estructura muy reforzada, se toma la decisión de construir un tanque de almacenamiento enterrado que nos garantice una buena regulación de la red de distribución y la construcción de un tanque de carga de dimensiones mas pequeñas, para satisfacer los requerimientos de carga, el cual se calculará posteriormente.

4.2.5 DISEÑO GEOMÉTRICO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN Y SUS ACCESORIOS.

Cálculos de geometría y conformación de tanque

Para dimensionar el tanque de almacenamiento se necesita definir su forma geométrica, la cual es generalmente rectangular por facilidad constructiva.

Para calcular las dimensiones mas económicas del tanque se consideran las siguientes formulas:

$$A = C_{\text{real}}/h_t$$

Donde:

A: área del tanque (m²)

C_{real}: capacidad real del tanque (m³)

H_t: altura real del tirante.

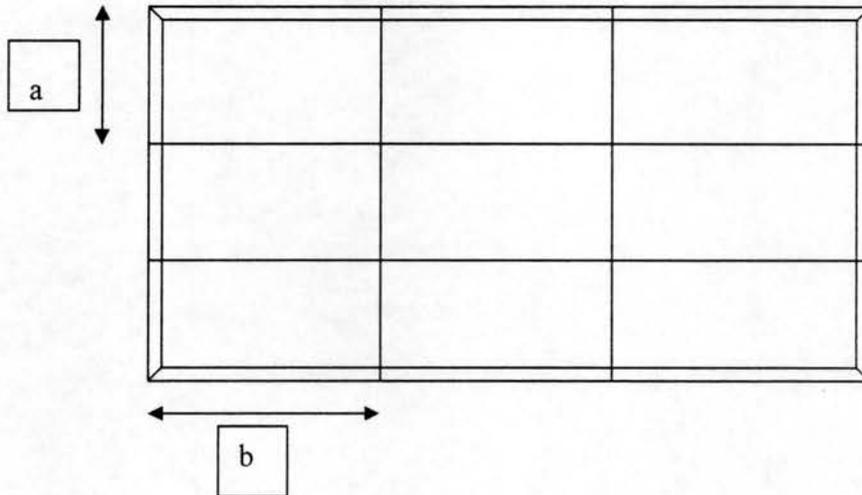
Entonces tenemos:

Se propone un tirante de 2.10 mts.

$$A = 893.40 / 2.10$$

$$A = 425.43 \text{ m}^2$$

Para evitar grandes presiones sobre los muros del tanque de almacenamiento generalmente se diseñan con muros divisorios para repartir las cargas de empuje. Lo cual semeja al arreglo siguiente:



Para obtener la relación más económica de a y b se utilizan las siguientes fórmulas:

$$a = (\sqrt{2A (n + 1)}) / 2n$$

$$b = \sqrt{(2A / (n+1))}$$

Donde:

- A: área del tanque de almacenamiento
- n: numero de cajones del tanque
- a: lado menor de los cajones
- b: lado mayor de los cajones

Datos:

Proponiendo $n = 15$

$$A = 425.43 \text{ m}^2$$

Entonces se tiene:

$$a = \sqrt{((2)(425.43)(15 + 1)) / 2(15)}$$

$$a = 3.89 \approx 4.00 \text{ mts. (por facilidad de construcción)}$$

$$b = \sqrt{((2)(425.43) / (15+1))}$$

$$b = 7.29 \text{ mts} \approx 7.30 \text{ mts}$$

Esto modifica el volumen total del tanque, de tal manera que el volumen final de proyecto es:

$$V_t = n \times a \times b \times h_t$$

Donde:

h_t = altura del tirante máximo en el tanque

n : numero de cajones del tanque

a : lado menor de los cajones

b : lado mayor de los cajones

$$V_t = (15)(4.00)(7.30)(2.10)$$

$$V_t = 919.80 \text{ m}^3 \quad (=) \quad 7.30 \text{ mts}$$

Calculo de bordo libre.

El bordo libre es el espacio entre el espejo de agua en su tirante máximo y la losa tapa del tanque. Esta denominada por un porcentaje del tirante máximo:

$$B_l = 0.25 h_t$$

Donde:

h_t = tirante máximo

$$B_l = 0.25 (2.10)$$

$$\mathbf{B_l = 0.525 \text{ mts.}}$$

Cálculo de tubería de llegada.

El cálculo de la tubería de llegada coincide con la tubería de conducción.

Cálculo de tubería de salida.

El cálculo de la tubería de salida coincide con la tubería de alimentación a la red.

Cálculo de tubería de demasías

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

$$A = (Q)/(C\sqrt{2gh})$$

Donde:

- A área de la tubería m².
- Q gasto máximo diario conducido en m³/seg.
- C coeficiente de descarga c = 0.6
- h carga sobre la tubería
- g aceleración de la gravedad
- D diámetro de tubería de demasías.

Sustituyendo se obtiene:

$$A = [(0.03049)/(0.6\sqrt{2*9.81*2.10})]$$

$$A = 0.0079168 \text{ m}^2$$

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

$$D = \sqrt{4A/\pi}$$

$$D = \sqrt{4*0.0079168 * \pi}$$

$$D = 0.031 \text{ mts}$$

4.2.5 IMPORTANCIA DE LA CALIDAD DEL AGUA A ESTA ALTURA DEL SISTEMA

Un factor muy importante para que un sistema de abastecimiento de agua potable sea funcional, durante todo el periodo de vida útil contemplado en el diseño, es la calidad del agua que se conduce, debido a que las impurezas del agua pueden atrofiar diferentes partes del sistema de abastecimiento de agua potable, por lo que se debe controlar la calidad de agua que se tiene en la fuente de abastecimiento y los posibles focos de contaminación durante el trayecto del sistema.

Si los análisis de agua de la fuente no son satisfactorios se tiene diferentes tipos de tratamiento para lograr una calidad aceptable de agua, entre las cuales esta el hacer pasar el agua por una planta de potabilización.

4.2.5.1 PLANTA DE POTABILIZACION.

Las plantas potabilizadoras producen agua de la mejor calidad posible a partir del agua cruda posible, en estas se lleva acabo la producción de residuos, la mayoría de estos residuos en las plantas potabilizadoras en México son lodos químicos los cuáles resultan de la adición y reacción en los procesos de potabilización del agua de diferentes compuestos químicos.

Estos residuos, conocidos lodos químicos contienen las impurezas que degradaban la calidad del agua cruda y que se removieron en la planta.

Los reglamentos y normas para la protección del ambiente son cada vez más estrictos y su aplicación por parte de las autoridades más completa, como respuesta a esto la Comisión Nacional del Agua presenta una guía la cual pretende orientar a los responsables del diseño y operación de plantas potabilizadoras en los diferentes aspectos relacionados con el manejo de los lodos químicos producidos en los procesos de potabilización de las aguas. Esta guía incluye información sobre:

- la calidad y cantidad de los lodos generados,
- un análisis de la legislación aplicable al manejo y disposición de los lodos ,
- metodologías y criterios de diseño de los procesos para el manejo de los lodos, para su tratamiento y su disposición.

4.2.5.2 TIPOS DE PLANTAS POTABILIZADORAS.

Estas se pueden dividir en cuatro categorías:

La primera agrupa a las plantas de clarificación que coagulan y filtran un agua superficial para remover turbiedad, color, bacterias, algas y algunos compuestos orgánicos; generalmente se usan sales de aluminio o de fierro para la coagulación y como ayuda utilizan algún proceso de tipo polímero.

La segunda categoría son las de ablandamiento, las cuales reducen el contenido de calcio y magnesio del agua mediante la adición de cal, hidróxido de sodio o bicarbonato de sodio.

La tercera categoría agrupa las plantas que oxidan y filtran un agua, generalmente subterránea para la remoción de hierro y manganeso, estas plantas utilizan aeración y algún agente oxidante fuerte como el permanganato de sodio o de cloro.

La cuarta categoría incluye a las plantas que utilizan procesos como intercambio iónico, osmosis inversa o adsorción, para remover compuestos específicos como arsénico, nitrato, fluoruro, etc.

4.2.5.3 PROCESOS UNITARIOS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS EN MEXICO.

Plantas de clarificación.

Se dividen en las convencionales y las de filtración directa. Las convencionales están constituidas por las siguientes unidades:

- caja de llegada y de distribución del caudal
- mezcla rápida de coagulantes
- floculación
- sedimentación con o sin módulos de placas
- filtración en medio granular, de uno o dos medios
- desinfección sin cloro
- tanque de aguas claras

Las de filtración directa tienen las siguientes unidades:

- caja de llegada y de distribución del caudal
- mezcla rápida de coagulantes
- filtración en medio granular, de uno o mas medios
- desinfección sin cloro
- tanque de aguas claras

Plantas de ablandamiento.

Estas plantas normalmente se integran de:

- caja de llegada y de distribución del caudal

- mezcla rápida de coagulantes
- floculación mecaniza y sedimentación con o sin módulos de placas
- clarifloculación en una sola unidad, generalmente de manto de lodos
- medio de estabilización del pH
- filtración en medio granular de uno o dos medios
- desinfección sin cloro
- tanque de aguas claras

Plantas desferrizadoras.

Este tipo de plantas utilizan aeración y/o productos químicos y sus unidades más comunes son:

- caja de llegada y distribución de caudal
- aeración
- mezcla rápida de coagulantes
- sedimentación con o sin módulos de placas
- filtración en medio granular
- desinfección sin cloro
- tanque de aguas claras

CONCLUSIONES

Los aspectos más importantes obtenidos en el presente trabajo son:

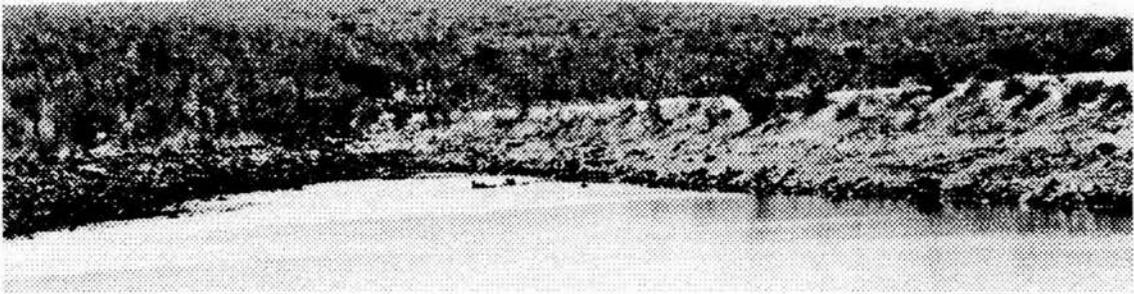
Da un claro ejemplo de la importancia de todos los aspectos a considerar para realizar un proyecto de agua potable ya sean: aspectos socioeconómicos, aspectos culturales, entorno ambiental, recursos ó demandas de la población o comunidad a satisfacer.

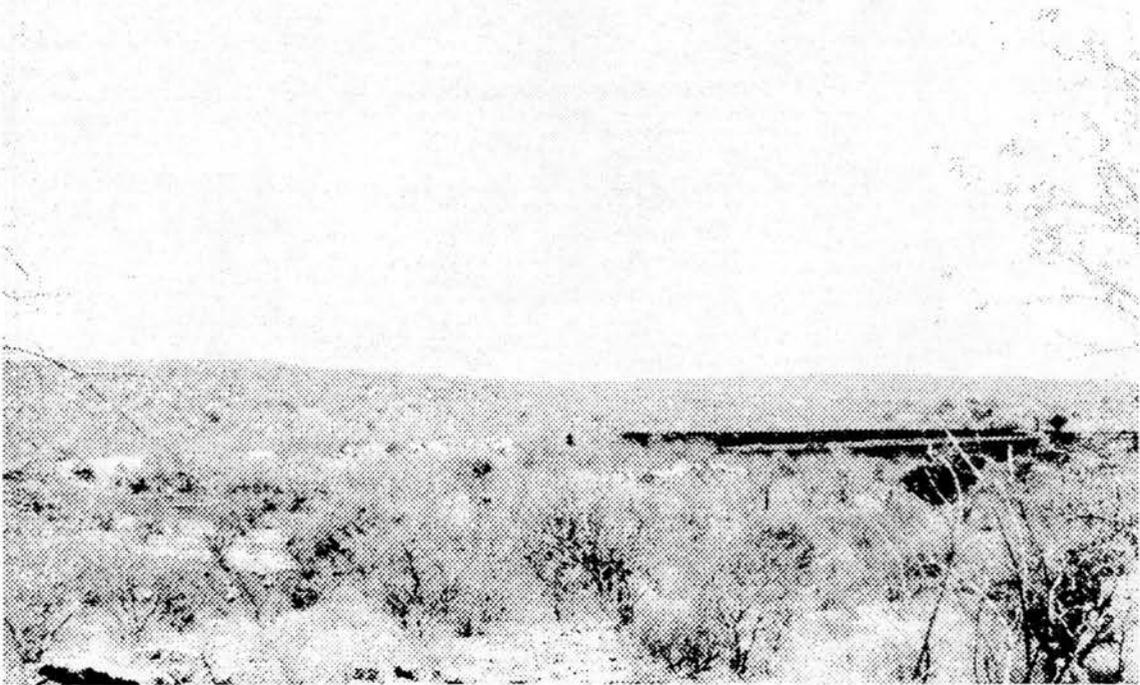
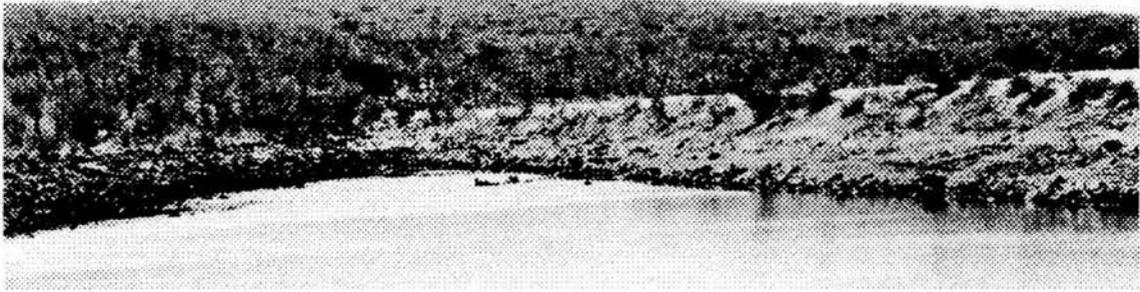
Nos permite conocer los componentes de un sistema de alimentación de agua potable, como lo son: obra de toma, línea de conducción, tanque de regularización, línea de alimentación y red de distribución. Así como la optimización para la ubicación y proyección de cada uno de estos, de manera que nos de un mejor funcionamiento al menor costo posible durante el periodo de vida útil del proyecto satisfaciendo de una manera eficiente las necesidades actuales y a futuro de la comunidad en estudio.

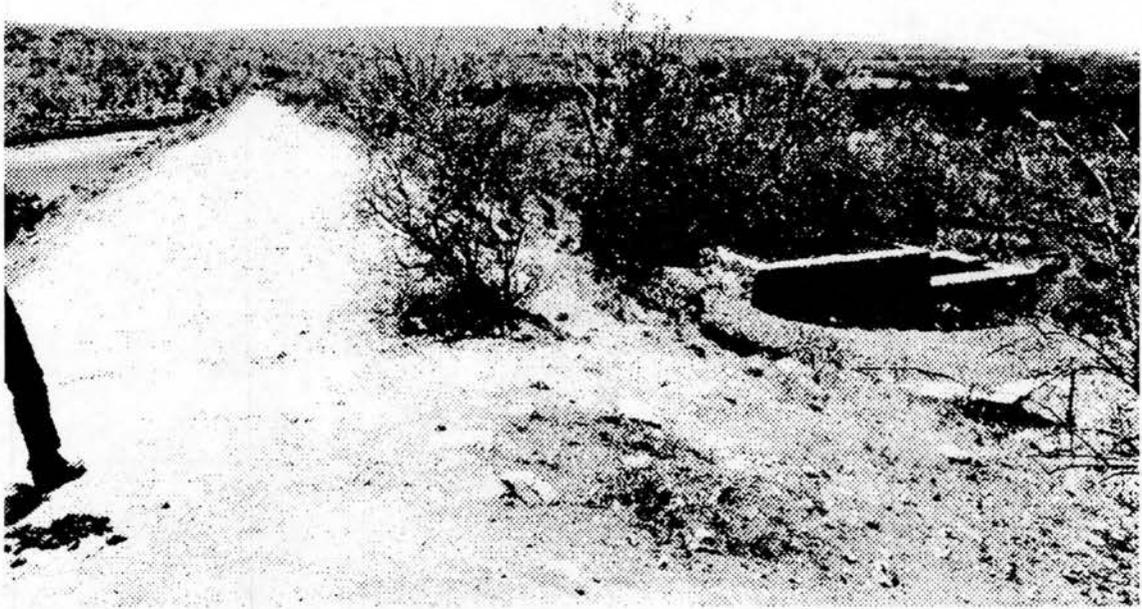
El capitulo que trata la línea de conducción nos permite identificar las diferentes condiciones que se pueden presentar durante un proyecto para poder escoger la que nos ofrezca mayores beneficios, de hecho tomarse como guía para que los estudiantes de ingeniería civil puedan hacer un proyecto en condiciones similares o diferentes a las establecidas en este trabajo. En particular se analizaron varias alternativas de la línea de conducción así como de la ubicación del tanque de regularización lo cual nos permite ver claramente las ventajas o desventajas de cada una de las opciones para poder haber llegado a la ubicación mas productiva de los elementos del sistema.

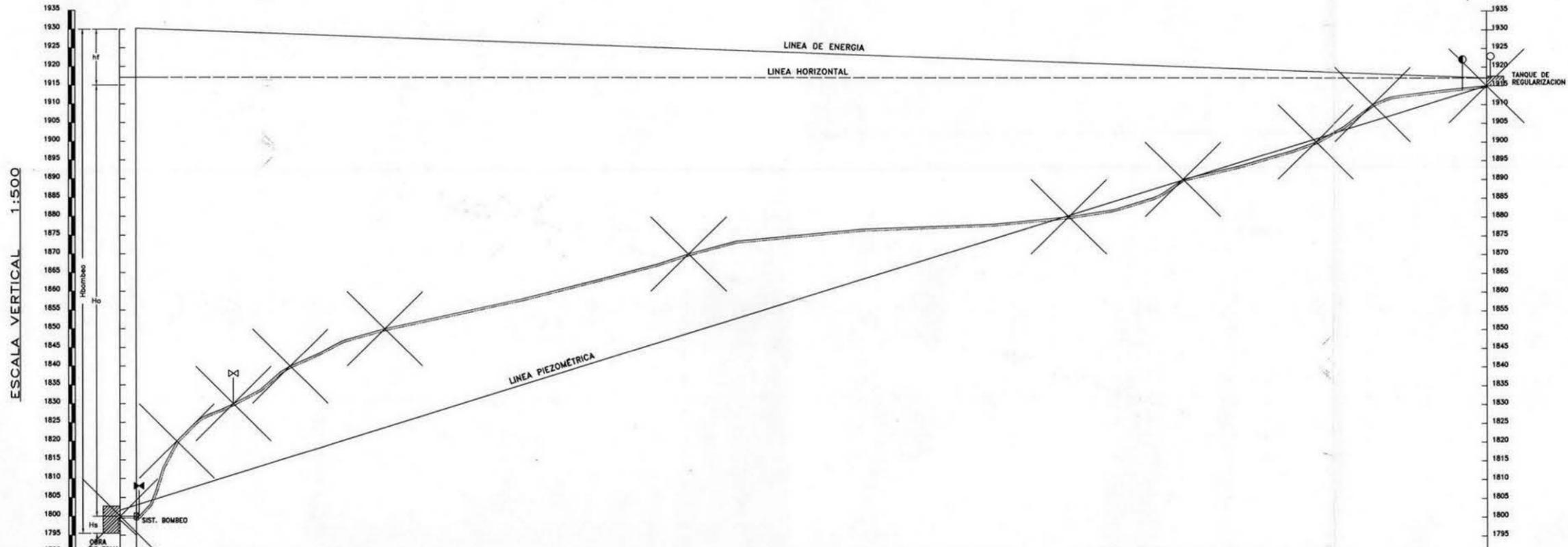
En cuanto al tanque de regularización, especifica los tipos de tanques que pueden ser utilizados, características, ventajas y desventajas de cada uno de estos para poder tomar una decisión profesional al momento de decidir la ubicación y tipo de tanque a diseñar. Del mismo modo sirve como base para diseñar la capacidad y dimensiones del tanque de acuerdo a las demandas de cierta población.

Cabe señalar que lo mas importante es el hacer un proyecto que nos permita satisfacer las necesidades de agua potable tomando en cuenta los recursos de la población, las demandas y la topografía del terreno, de tal manera que en cualquier ubicación de la población, el sistema abastezca de forma eficiente la dotación de agua suficiente para cubrir las necesidades de cada una de las personas que habiten en dicha población para lo cual la presente publicación da las bases necesarias para desarrollarlo en lo que respecta a la línea de alimentación y el tanque de regularización.



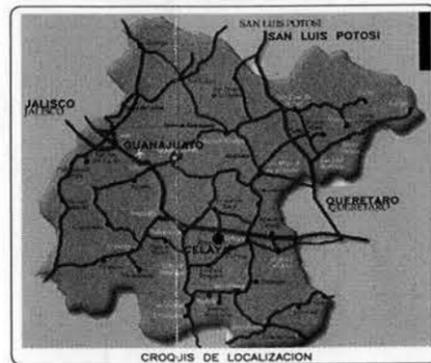






CLASE DE TUBERIA	P.V.C. DE 8"										P.V.C. DE 8"										P.V.C. DE 8"									
CARGA DISPONIBLE	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
COTA PIEZOMETRICA	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0
COTA DE PLANTILLA	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0	1799.0
COTA DE TERRENO	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
CADENAMIENTO	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420	0+440	0+460	0+480	0+500	0+520	0+540	0+560	

ESCALA HORIZONTAL 1:2000



SIMBOLOGIA

- 1912 COTA TOPOGRAFICA
- ⊙ NUMERO DE NODO
- ⊗ VALVULA CHECK DE RETORNO
- ⊕ VALVULA DE EXPLOSION DE AIRE
- VALVULA FLOTADOR
- VALVULA REDUCTORA DE PRESION
- ⊗ VALVULA DE ALIVO
- COTA 1762 CARGA HIDRAULICA EN LA TUBERIA
- ⊗ REGISTRO 1.50M X 1.50M
- LINEA DE CONDUCCION / ALIMENTACION
- FLOTADOR

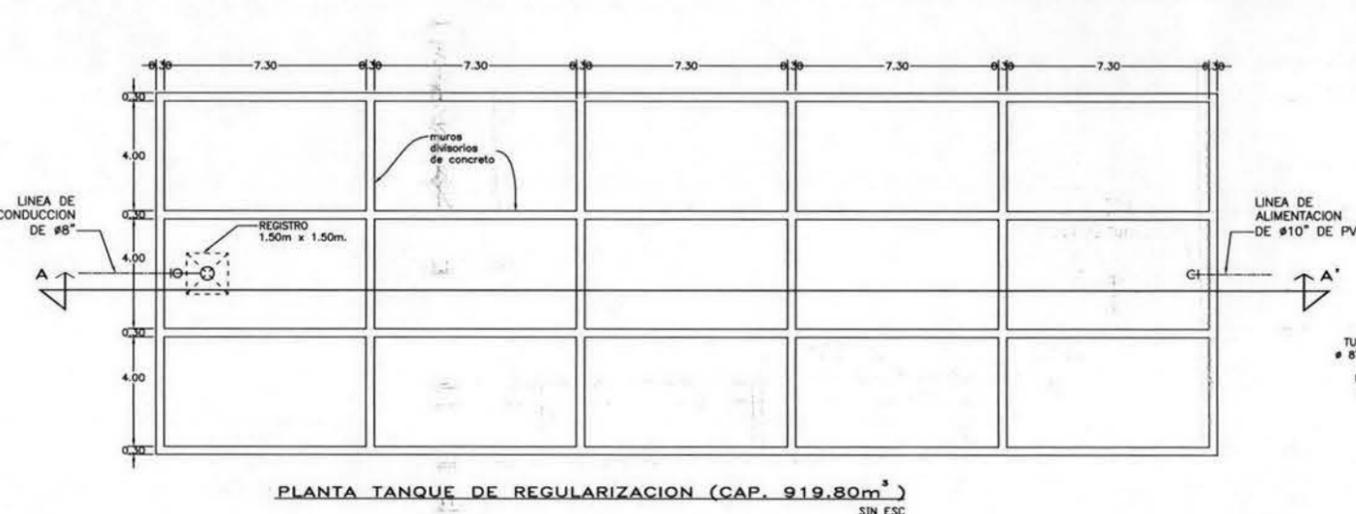
NOMENCLATURA

Hs	ALTURA DE LA OBRA DE TOMA DE BOMBAS
Ho	ALTURA DE LAS BOMBAS AL TANQUE DE REGULARIZACION MAS EL TIRANTE MAXIMO
Σhf	SUMATORIA DE PERDIDAS
Hbombeo	CARGA NETA POSITIVA DE SUCCION (CNPS)

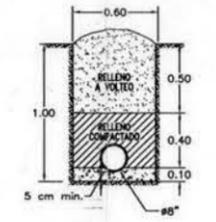
NOTAS GENERALES

1.- EL TANQUE DE REGULARIZACION ES DE CONCRETO REFORZADO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 2.- EL TANQUE DE REGULARIZACION ES DE CONCRETO REFORZADO $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

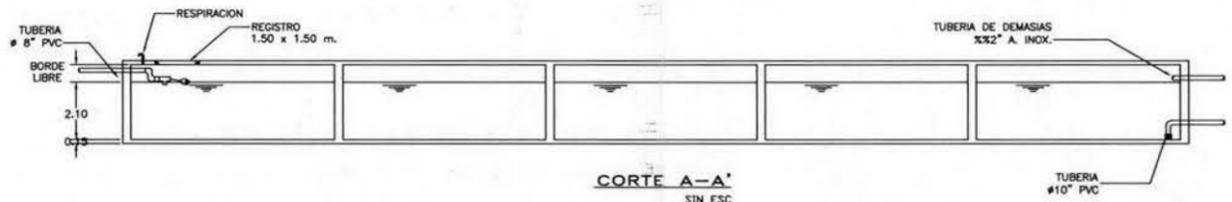
PROYECTISTA ING. ATHALA MOLANO J.	REVISOR ING. ENRIQUE TREJO JIMENEZ	CLIENTE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA COLONIA SANTA RITA Y RINCONADA SAN MIGUEL	CLAVE DEL PLANO LC-01
TITULO PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCION TANQUE DE REGULARIZACION		ESCALA GRAFICA 0 100 200 400 800	



PLANTA TANQUE DE REGULARIZACION (CAP. 919.80m³) SIN ESC



DETALLE ZANJA SIN ESC



CORTE A-A SIN ESC