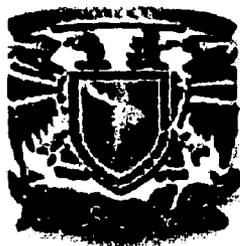


21121
12



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN Y EL TANQUE DE REGULACIÓN DE EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA COMUNIDAD DE SAN LUIS MEXTEPEC, ZINACANTEPEC, EDO. DE MEXICO

SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR

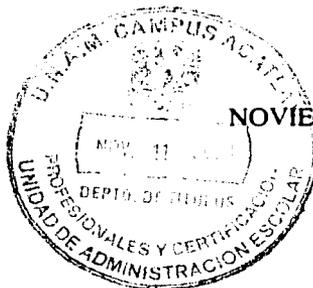
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL,

PRESENTA:

LUIS RODOLFO GARRIDO REYES

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ASESOR: M. EN I. JOSÉ DE JESÚS AVILA PRIETO



NOVIEMBRE DE 2003

A



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.

A mis padres, por haberme educado con principios y valores, por tenerme confianza y darme la libertad de elegir mi camino, pero siempre cuidando mis pasos, y por que no han desistido en su meta de forjar y mantener una familia con amor y respeto.

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

Nombre: Garrido Reyes

Apellido: Luis Rodolfo

Fecha: 12/Nov/2003

Firma: [Firma]

pa Marco Antonio Huerta Ortiz.

A mis hermanos, por que juntos hemos respondido nuestras obligaciones como hijos, por que en nuestro trato de hermanos existe un cariño y amor que deseo nunca se pierda, les recuerdo que siempre contarán conmigo como hermano y amigo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A mis abuelos, tíos, primos, con los que hemos compartido momentos importantes de la vida, que me dieron su apoyo y amistad.

A mis amigos y amigas, que juntos aprendimos muchas cosas mas que la teoría en las aulas, y por lo que juntos seguiremos aprendiendo y viviendo.

A mis profesores, al igual que mis jefes y compañeros de trabajo, por compartir sus conocimientos conmigo, y por la paciencia mostrada durante el proceso de aprendizaje.

A todos aquellos que se encuentran físicamente lejos, recordemos que las distancias pueden separar cuerpos, pero nunca sentimientos, siempre estaremos juntos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A las personas que han abandonado este mundo por las enseñanzas y sentimientos que depositaron tanto en mí como en mi familia y quienes formaron parte de su vida.

En general a todas las personas con que he compartido algún momento de mi vida, por lo pequeño que haya sido, por que todos han dejado huella en mi camino, por que de todos he aprendido algo; a quienes han confiado en mí, y quienes tienen mi confianza, quienes me han brindado su amistad, quienes me han puesto obstáculos para superarme y quienes me han ayudado a vencerlos, a todos los que esperan algo de mí, a quienes me han aconsejado, a los que me han dado algo sin esperar nada a cambio, a quienes me han otorgado parte de su corazón, y tienen parte del mío;

A todos ustedes agradezco que hayan estado en esos momentos y por los momentos que faltan.

Esta es la culminación de una etapa de mi vida, espero que sigamos juntos, tratare de no defraudarlos, y juntos buscaremos nuestra superación y felicidad.

GRACIAS



Luis Rodolfo Garrido Reyes

INDICE

Introducción	-1-
I. Datos básicos del proyecto.	
I.1. Características Geográficas.	-3-
I.2. Topografía.	-10-
I.3. Características Demográficas.	-11-
I.4. Estimación de la demanda de Agua potable.	-14-
II. Línea de conducción.	
II.1 Selección del material a utilizar.	-17-
II.2 Consideraciones hidráulicas para el diseño.	-24-
II.3 Trazo de la línea de conducción.	-27-
II.4 Diseño de la línea de conducción.	-27-
II.4.1 Diámetro Económico.	-29-
II.4.2 Equipo de Bombeo.	-40-
II.4.3 Accesorios.	-47-
II.4.4 Atraques.	-52-
III. Tanque de regulación.	
III.1 Ubicación del Tanque.	-57-
III.2 Diseño hidráulico del tanque.	-59-
III.2.1 Transito de entradas y salidas.	-59-
III.2.2 Determinación del volumen de almacenaje.	-66-
III.2.3 Diseño hidráulico y accesorios.	-67-
IV. Conclusiones	-74-
V. Anexos	-76-

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Introducción.-

La elaboración de este proyecto es el resultado de las actividades realizadas dentro del seminario-taller extracurricular denominado Sistemas de Abastecimiento de agua potable, impartido en la Universidad Nacional Autónoma de México Campus Acatlán.

El proyecto se realiza con base al estudio y análisis de un problema real, buscando ayudar a una comunidad rural, a la que se le proporcionarán los proyectos ejecutivos de agua potable, con objeto de mejorar la calidad de vida de la población residente en la zona de estudio, diseñando un sistema de abastecimiento que no existía, o tal vez que su funcionamiento no opere adecuadamente.

El objetivo de un sistema de abastecimiento es proporcionar un servicio eficiente, considerando calidad, cantidad y operación continua.

La concentración de la población en núcleos cada vez mayores trae consigo innegables ventajas como son el mejoramiento económico, social y cultural. Sin embargo, también es cierto que por esta causa han surgido múltiples problemas de tipo ambiental como la contaminación atmosférica, el transporte y disposición de desechos líquidos y sólidos y el abastecimiento de agua para usos municipales.

El agua es indispensable para la vida y por ello el hombre, en muchos casos ha buscado para establecer sus centros de población los lugares que le ofrecen mejores comodidades y facilidades que le permitan desarrollar sus múltiples actividades, por lo cual procura tener cerca una fuente que le suministre el agua, pero no siempre ha sido posible conseguirlo por diversas razones, teniendo que establecerse en sitios que quizá no fueron los mejores para su desenvolvimiento. Así surgió la necesidad de conducir el agua desde lugares apartados, pero las grandes ventajas poder disponer de una fuente de abastecimiento segura y confiable justifica los trabajos y costos que se requieren para captarla y conducirla. El conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un sistema de abastecimiento de agua potable.

El aprovisionamiento de agua se ha dificultado con el paso de los años, y esta tendencia continua, pues las poblaciones están en un crecimiento constante, al contrario de las fuentes de captación, en las que en general van disminuyendo su gasto disponible o en algunas ocasiones se contaminan haciendo que sus aguas no sean aptas para consumo humano lo que nos dirige a buscar fuentes alternas que probablemente se encuentren lejos de la población que se proyecta beneficiar, o que el tratamiento de esas aguas para que sean aprovechables para el consumo humano sea muy costoso.

El problema del agua potable no tiene solución permanente, aspecto por el cual siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos o geohidrológicos para tener a la mano forma de garantizar el suministro de agua a los sistemas.

El aumento de la población y el ascenso de su nivel cultural y social hacen insuficiente en poco tiempo las obras proyectadas, imposibilitándose de esa manera que con los sistemas existentes se pueda seguir el ritmo de crecimiento que las necesidades exigen y complicando cada vez más la obtención de nuevos caudales, pues las fuentes actuales van haciéndose incapaces y es necesario utilizar las que están situadas a mayor distancia, u otras cuyas aguas requieren tratamientos más elaborados para hacerlas adecuadas para el consumo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I. Datos básicos del proyecto.

I.1 Características Geográficas

El municipio de Zinacantepec se localiza a los 19°17'00" de latitud norte ya los 99°44'00" de longitud oeste del Meridiano de Greenwich. En la geografía del Estado de México se encuentra ubicado territorialmente en la parte meridional del valle de Toluca, cerca de las faldas del volcán Xinantécatl, también conocido con el nombre de Nevado de Toluca.

El Municipio de Zinacantepec colinda con los siguientes municipios:

<i>Norte</i>	<i>Con el Municipio de Almoloya de Juárez</i>
<i>Este</i>	<i>Con los Municipios de Toluca y Calimaya</i>
<i>Sur</i>	<i>Con el Municipio de Texcaltitlán</i>
<i>Sureste</i>	<i>Con los Municipios de Villa Guerrero y Coatepec Harinas</i>
<i>Oeste</i>	<i>Con los Municipios de Temascaltepec y Amanalco de Becerra</i>

El municipio cuenta con una extensión territorial de 308.68 km² distribuidos de la siguiente manera: 13 045 has corresponden a la agricultura, 13 402 has al forestal, 3 167 al sector pecuario, 614 al área urbana y 640 a otros usos en el que encuentra la actividad industrial, agua y suelo erosionado. De acuerdo con esta distribución, el sector agrícola forestal es el más importante en el municipio.

El municipio se encuentra en la meseta más elevada del país, a una altura que va desde los 3200 hasta los 2750 msnm. Comprende terrenos que ocupan las laderas que bajan del Nevado de Toluca hasta las llanuras del valle, están situados a diferentes niveles que descienden desde los 4,578 (altitud del Xinantécatl) hasta los 2,600 msnm aproximadamente.

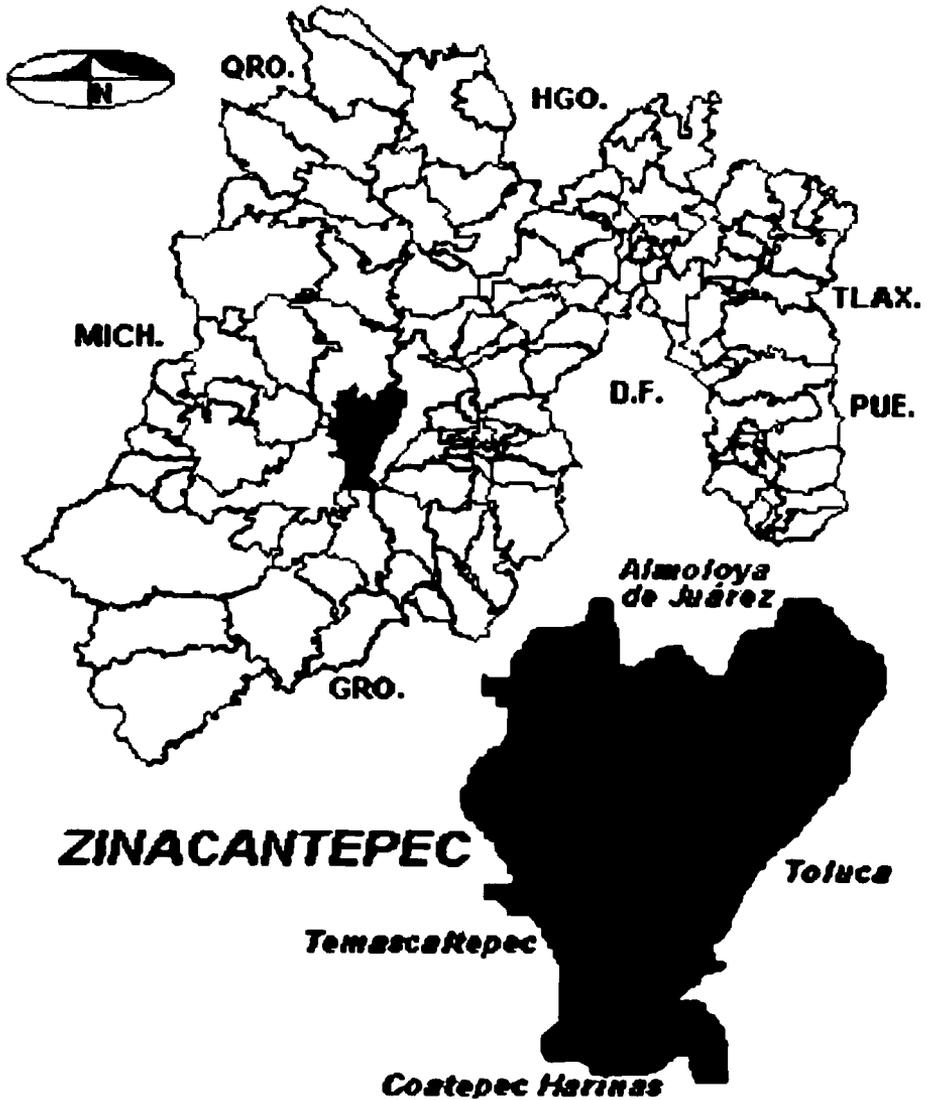


FIGURA No.2.1

Croquis de localización del Municipio de Zinacantepec

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIVISIÓN POLITICA

El municipio pertenece al Distrito Judicial y Rentístico de Toluca, comprendido dentro de la zona económica I con cabecera en Toluca; actualmente pertenece al III distrito electoral con cabecera en Lerma y al XLV distrito local electoral con cabecera en Zinacantepec.

Para el cumplimiento de sus funciones políticas y administrativas, el municipio de Zinacantepec cuenta con la siguiente división territorial: una Villa que es la cabecera municipal, la cual se integra por cuatro delegaciones que corresponden a igual número de barrios, 30 delegaciones y 7 subdelegaciones distribuidas en el resto del territorio municipal.

CLIMA.

El territorio municipal comprende parte de la unidad geomórfica del Valle de Toluca, su clima predominante es templado subhúmedo; teniendo clima frío húmedo en las laderas, a pie del Xinantécatl, con abundantes precipitaciones.

El clima es muy variable y con grandes oscilaciones según la temporada del año, y en el transcurso del día, en el verano en los meses de abril, mayo y junio se presentan temperaturas más calurosas cercanas a los 28°C, durante el invierno, en los meses de octubre a febrero descienden hasta los 5°C bajo cero.

Los vientos se presentan en los meses de enero, febrero y marzo, siendo dominantes los que van de oeste a este y viceversa; la estación más seca comprende los meses de diciembre a abril.

La precipitación pluvial promedio anual es de 1,225.6 mm. Las precipitaciones se presentan en los meses de mayo a octubre.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

HIDROLOGIA

Existen accidentes hidrográficos dentro del municipio, conformados por arroyos que forman una corriente importante conocida como el río Tégala o Parcioneros, el cual a su vez se alimenta de los ríos: San Pedro y La Huerta o Chiquito; contando con el arroyo La Cocinera, y con el río Del Molino para formar la ramificación del Verdiguel, afluente del río Lerma.

Los manantiales que existen provienen del manto frático de las lagunas del volcán, llamadas a menudo ojos de agua. a corriente más importante es el río Tégala o Parcioneros, siendo sus afluentes el río San Pedro, La Huerta ó Chiquito, además del arroyo de La Cocinera.

OROGRAFIA

Los terrenos ocupados por el municipio forman joyas, peñas, montes, pendientes accidentadas abarcando 55%; 35% corresponde a planicies accidentadas y escarpadas, y 10% abarca llanuras con morrenas (estas provocadas por la erosión glacial y deshielo).

En la región noreste se encuentra una elevación que se conoce como El Molcajete, al oeste El Murciélago, y la de Santa María del Monte. Las zonas accidentadas se localizan en el sur centró, poniente y en pequeñas proporciones al norte.

En las planicies accidentadas se ubican las poblaciones: Santa Cruz Cuauhtenco, San Juan de las Huertas, Tégala y Ojo de Agua. Dentro de la planicie el espacio geográfico lo ocupan las poblaciones: San Miguel Zinacantepec, San Antonio Acahualco y San Luis Mextepec.

Estas caprichosas formas geográficas, muestran que el territorio de Zinacantepec ofrece una topografía inclinada que desciende de sur a norte, lo cual provoca hondonadas profundas por las cuales ocurre la precipitación junto con guijarros y cantos rodados, dando origen a riachuelos y ríos de diminuto caudal, teniendo su origen en el Xinantécatl, siendo éste la elevación más importante, formado por materiales de origen volcánico, piroclastos, basaltos, vidrio volcánico, bombas (rocas de enorme dimensión), brecha volcánica (lava).

GEOLOGIA

La estratigrafía del municipio en el caso del Valle de Toluca es de las más recientes del Estado de México, ya que está compuesta de rocas volcánicas de composición dasítica, andesítica y basáltica, con depósitos de vidrio volcánico (piedra pómez), sedimentos piroclásticos asociados y rocas clásticas y epiroclásticas, así como depósitos sedimentarios fluviales y lacustres producidos simultáneamente con el vulcanismo, como consecuencia directa de éste por la presencia de mantos friáticos.

FLORA Y FAUNA

- Flora:

La composición vegetal del municipio se desarrolla en su mayoría por la llamada ribera (arbustos, árboles, hierbas de tamaño variable), sobresaliendo árboles frutales, entre ellos: pera, manzana, ciruela, chabacano, durazno, capulín, tejocote; productos que son cultivados en pequeños huertos y hogares.

A pie de monte se cultiva manzano, peral, chabacano, tejocote y nogal, teniendo un gran número de pinos, cedros, hóyameles, sauce llorón, encinos y robles, entre otros. Se encuentran plantas comestibles como: maíz, chícharo, haba, cebolla y avena.

Siendo las de hortaliza: col, lechuga, betabel, zanahoria, chayote, chilacayote, papa, pápalo, yerbas de olor, apio, cilantro, perejil, papa blanca y roja, tunas, nopal, nabos, corazones, huazontles, quelites, verdolagas, mutitos, quintoniles.

Las hierbas medicinales (herbolaria) son las siguientes: hierbabuena, manzanilla, gordolobo, estafiate, malvas, ruda, carricillo, ajeno, árnica, borraja, epazote, ajonjolín, tabaquillo, epazote de perro, diente de león, jaras, sábila, anís, toronjil y té del monte.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Entre las plantas de ornato destacan: las rosas, margaritas, cempasúchil, azucena, dalia, alcatraz, chícharo de flor, malvón, gloria, alhelí, vara de San José, lirio, margaritón, perrito, geranio, flor de mayo, violeta silvestre, clavel, primavera, aretillo, mirasoles, gladiolos, etcétera.

- Fauna:

En el presente, la fauna está pasando por un proceso de extinción a nivel mundial, tan es así, que el municipio manifiesta escasa presencia de: ardillas, tlacuache, zorrillo, gato montés, coyote, tejón, cacomiztle, águila real, correcaminos, cuervos, buitres, camaleón, lechuzas, culebra de agua, luciérnaga, búho y otros que abundaban en épocas pasadas.

Entre los animales domésticos encontramos: caballos, burros, conejos, borregos, cerdos, gallinas, guajolotes, patos, gansos, palomas, cabras, perros, gatos, jilgueros, gorriones y canarios de ornato.

Los arácnidos se encuentran debido a la humedad, y también hacen presencia los insectos como: chinches, cara de niño, catarinas, orugas, hormigas, libélulas, frailes, langostas, pinacates, cucarachas, grillo, cochinilla y moscos, entre otros.

Los peces se crían en los arroyos predominando: la trucha arcoiris, carpa de Israel, pescadito, rana, sapo, ajolote, caracoles comestibles y acociles.

COMPOSICIÓN DEL SUELO.

El suelo de la parte norte del municipio esta constituido por rocas andesíticas, corrientes, brechas y tobas que datan del terciario medio. El subsuelo de la cabecera esta formado por capas rocallosas, calcáreas, de poca intensidad arenosa, gravosa y arcillosa. El suelo es propicio para la agricultura de temporal.

COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

- Transportes



Las líneas de autobuses de pasajeros que prestan servicio de transporte actualmente son los siguientes:

México- Toluca-Zinacantepec y Ramales.

Dentro de esta línea se desprenden los autobuses troncales, mismos que cubren las siguientes rutas:

Toluca – Zinacantepec - San Juan de las Huertas

Toluca - Santa María del Monte

Los autobuses México – Toluca - Zinacantepec y Ramales cubren la ruta (de paso), Toluca, Raíces, Buenavista y Loma Alta.

Autobuses Urbanos y Suburbanos Xinantécatl. Cubren las siguientes rutas:

Toluca – Zinacantepec - San Cristóbal Tecolotitlán

Toluca – Zinacantepec - San Antonio Acahualco

Toluca – Zinacantepec - San Pedro Tégala y el Contadero

Toluca – Zinacantepec - San Juan de las Huertas

Toluca - Santa Cruz Cuauhtenco

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

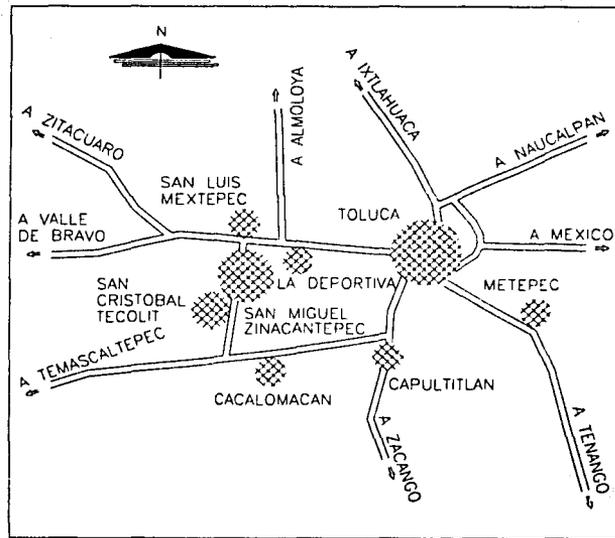
En este rubro se aclara que la mayor parte de las rutas antes mencionadas comunican a San Luis Mextepec.

El servicio de taxi, se brinda en las comunidades aledañas a la cabecera municipal.

- Carreteras.

A continuación se presenta una tabla, la cual registra la longitud de la red carretera, federal y estatal que cuentan con pavimento y caminos rurales.

<i>Longitud de la red carretera por tipo de camino</i>	<i>Kilómetros</i>
<i>Troncal federal privada</i>	<i>21.50</i>
<i>Alimentación pavimentada</i>	<i>55.64</i>
<i>Estatad revestida</i>	<i>26.10</i>
<i>Caminos rurales revestidos</i>	<i>7.90</i>
<i>Total</i>	<i>111.14</i>



I.2 Topografía

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los estudios topográficos son el conjunto de actividades de campo y gabinete que tienen como finalidad proporcionar información altimétrica y/o planimétrica, para representarlas en planos y a una escala adecuada.

Para la elaboración de los levantamientos topográficos, se debe recabar previamente la información cartográfica, fotogramétrica y topográfica existente sobre el área en estudio.

La información mínima que se debe recopilar es la cartografía, editada por las dependencias y entidades de la federación (INEGI, SEDENA, CNA, ETC.) y gobiernos estatales.

De existir levantamientos topográficos de la zona en estudio, se analiza la información para determinar la posibilidad de utilizarlos, actualizarlos o complementarlos, según sea el caso.

Cuando exista topografía de áreas vecinas, se establecen los puntos de liga con respecto a el área de estudio, los mismos que deben ser referenciados.

Dentro de la zona de estudio la topografía es predominantemente plana, en toda la superficie urbanizable o urbanizada, el punto mas alto se localiza en un cerro colindante a la población, su altitud es de 2770 m.s.n.m. , la mayor altitud de la zona de proyecto es de 2725 m.s.n.m. y la menor es de 2705 m.s.n.m.

La fuente de abastecimiento se localiza dentro de la población a una altitud de 2722 m.s.n.m.

1.3 Características Demográficas

Utilizando la información que proporciona el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), relativa a cuando menos los últimos tres censos disponibles, se realiza la proyección de la población al termino del periodo de diseño en que se ejecutan los estudios y proyectos.

Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como lo es el aritmético, geométrico, mínimos cuadrados, fórmula de interés compuesto, similitud, etc.

En 1995, de acuerdo a los resultados de un conteo general de población y vivienda desarrollado por INEGI, la población total municipal ascendió a 105,566 habitantes, siendo 52,487 hombres y 53,079 mujeres. La densidad de población en el año de 1990 fue de 271 hab/Km², con un crecimiento medio anual de 3.36% que arroja un promedio de 5.1 hab/vivienda.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los datos que se obtuvieron para la comunidad de Sn. Luis Mextepec se presentan en la siguiente tabla.

Evento Censal	Fuente	Total Habitantes	de Hombres	Mujeres
1900	censo	2111	1001	1110
1910	censo	2190	1039	1151
1920	censo	2041	961	1080
1930	censo	1821	861	960
1940	censo	2288	1097	1191
1950	censo	2811	1342	1469
1960	censo	3766	1996	1770
1970	censo	5691	3025	2666
1980	censo	6031	3025	3006
1990	censo	6956	3546	3410
2000	censo	8083	4203	3880

Dadas las características históricas del crecimiento de la población y las perspectivas de desarrollo económico de la localidad, se adoptó un periodo económico de proyecto de 10 años, basándose en la tabla 2.2, considerado a partir del año 2003, con lo cual la población se proyectará al año 2013.

Se ha usado para fijar el periodo de diseño con un criterio estándar que depende de la población. Las recomendaciones en este sentido son las que se presentan en el tabla 2.2:

TABLA 2.2 PERIODO DE DISEÑO PARA DIFERENTES POBLACIONES	
LOCALIDADES	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
De hasta 4000 habitantes	5 años
De 4000 a 15,000 habitantes	10 años
De 15,000 a 70,000 habitantes	15 años
Mas de 70,000 habitantes	20 años

Para la proyección de la población a futuro usaremos los siguientes métodos:

Modelo Aritmético

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

$$\frac{dp}{dt} = ka \quad \text{o bien} \quad dp = Ka dt \quad (1)$$

Donde P es la población, t es el tiempo y Ka una constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo (año, decenio, etc). Integrando (1)

$$\int dp = Ka \int dt$$

$$P_2 - P_1 = Ka(t_2 - t_1) \quad (2)$$

De la ecuación (2) se obtiene ka:

$$ka = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

Para un momento T cualquiera se tiene la ecuación lineal:

$$P = P_2 + Ka(t_2 - t_1)$$

así usando los dos últimos censos 90 y 2000, se obtiene una población de 9549 habitantes.

Usando otros métodos se tiene los siguientes resultados

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Método	Proyección
Método Aritmético	9,549
Método Incrementos Diferenciales	9,547
Método de Interés Compuesto	9,778
Método de la Extensión de la curva	9550
<i>Promedio</i>	9,606

I.4 Estimación de la demanda de Agua potable

Se entiende por dotación a la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual incluyendo pérdidas se expresa en litros por habitante por día (l/hab/día).

Para determinar los gastos que se requieren para las condiciones inmediatas del proyecto de la localidad en estudio, se utilizan los valores correspondientes de dotación de acuerdo a las Normas de Proyecto para Obras de Abastecimiento de Agua Potable en la República Mexicana propuestas por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología que están en función del clima y el número de habitantes.

NUMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	Cálido	Templado	Frió
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 de 150,000	350	300	250

Para esta comunidad con un clima dominante templado subhúmedo con lluvias en verano, y tomando en consideración la cercanía con la ciudad de Toluca, existe una gran probabilidad de que la zona se convierta en una población urbana, por lo que utilizaremos una dotación de 150 l/hab/día.

Coefficientes de variación

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni durante el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente,

Para la obtención de los coeficientes de variación diaria y horaria adecuados, es recomendable hacer un estudio detallado de las demandas diarias y horarias de la localidad.

Si no se puede llevar a cabo lo anterior, podemos considerar los valores de los coeficientes de variación diaria y horaria medios, que se obtuvieron del estudio de "Actualización de dotaciones del país", llevado a cabo por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; en donde se determinó la variación del consumo por hora y por día durante un período representativo en cada una de las estaciones del año, calculándose los coeficientes por clase socioeconómica y por clima. Del análisis de la información de este trabajo, se propone utilizar los valores promedio, que se dan a continuación:

COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA	
CONCEPTO	VALOR
Coefficiente de Variación Diaria (CVd)	1.40
Coefficiente de Variación Horaria (Cvh)	1.55

Gastos de diseño.

Gasto Medio Diario.

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio. La expresión que define el gasto medio diario es el siguiente:

$$Q_m = \frac{Pob * Dot}{86400}$$

donde:

- Q_m: Gasto Medio Diario. (l/s)
- Pob: Población de proyecto. (hab.)
- Dot: dotación. (l/hab./d)
- 86,400: Cantidad de segundos en un día.

$$Q_m = \frac{9606 * 150}{86400} = 16.67 \text{ lps}$$

Gasto Máximo Diario.

Es el caudal que debe proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, su equipo de bombeo, la conducción y el tanque de regulación y almacenamiento.

$$Q_{md} = \left(\frac{Pob * Dot}{86400} \right) * C_{vd}$$

donde:

Q_{md} : Gasto Máximo Diario. (l/s)
 Pob : Población de proyecto. (hab.)
 Dot : dotación. (l/hab./d)
86,400: Cantidad de segundos en un día.
 C_{vd} : Coeficiente de variación diaria. (1.4)

$$Q_{md} = \left(\frac{9606 * 150}{86400} \right) * 1.40 = 23.34 \text{ lps}$$

Gasto Máximo Horario.

Es el requerido para satisfacer a la población en el día y la hora de máximo consumo. Se usa en él calculo de las redes de distribución.

$$Q_{mh} = \left(\frac{Pob * Dot}{86400} \right) * C_{vd} * C_{vh}$$

donde:

Q_{mh} : Gasto Máximo Horario. (l/s)
 Pob : Población de proyecto. (hab.)
 Dot : dotación. (l/hab./d)
86,400: Cantidad de segundos en un día.
 C_{vh} : Coeficiente de variación diaria. (1.55).

$$Q_{mh} = \left(\frac{9606 * 150}{86400} \right) * 1.40 * 1.55 = 36.20 \text{ lps}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II. LINEA DE CONDUCCIÓN

Se denomina línea de conducción al conjunto de conductos, estructuras de operación, de protección y especiales, destinado a conducir el agua desde la fuente de abastecimiento hasta el sitio de entrega.

La línea de conducción es la parte del sistema que transporta el agua desde el sitio de la captación, hasta un tanque de regulación o una planta potabilizadora.

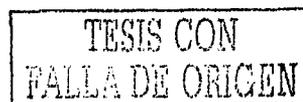
Su capacidad se calcula con el gasto máximo diario, o con el que se considere conveniente tomar de la fuente de abastecimiento.

Las líneas de conducción deben ser de fácil inspección, preferentemente paralelas a algún camino, en caso contrario se debe de analizar la conveniencia de construir un camino de acceso, de acuerdo con el establecimiento del derecho de vía correspondiente a la línea de conducción, considerando que el incremento en costo de éste se verá compensado con el ahorro que se tendrá en los gastos de conservación de la conducción, y sobre todo podrán detectarse y corregirse de inmediato las fugas o desperfectos que sufran las tuberías.

II.1 Selección del material a utilizar.

Para la fabricación de los tubos, se han utilizado diversos materiales, entre los cuales se puede mencionar la arcilla vitrificada, madera, plomo, cobre, fierro fundido, acero y concreto. A través del tiempo algunos de estos materiales han sido abandonados y en la actualidad los tubos mas utilizados son fabricados a base de fibras de asbesto y cemento, acero, concreto y plástico (polietileno y PVC).

Tuberías de fibrocemento.



Son tubos fabricados con una parte de asbesto y cemento tipo Pórtland o Pórtland puzolanico, con o sin adición de sílice, estos tubos prácticamente no se oxidan ni corroen.

En la fabricación de estos tubos se logra obtener una superficie tersa, para la que se tiene un coeficiente de rugosidad $n = 0.010$, según la fórmula de Manning.

Los tubos de fibro-cemento que trabajan a presión se fabrican según las presiones máximas que se indican en la norma oficial mexicana NOM-C-12-2/2-1982. Se fabrican en clases A-5, A-7, A-10, A-14, en donde los números 5, 7, 10, y 14 indican la presión interna de trabajo en kg/cm^2 que resisten los tubos, también existe en el mercado una denominación comercial de 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 durante un tiempo de 5 segundos. Los tubos se fabrican generalmente en longitudes de entre 4 y 5 metros.

La principal desventaja que se presenta los conductos de fibrocemento es su baja resistencia mecánica. Debido a esto, al salir de la fábrica los tubos se degradan en su calidad por la falta de cuidado en su transporte, manejo y almacenaje.

Tuberías de plástico: polietileno y cloruro de polivinilo.

De los plásticos, los termoplásticos son los que en la actualidad presentan mucho interés para su uso en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los dos termoplásticos de mayor importancia hasta la fecha son. El polietileno (PE) y el Cloruro de Polivinilo (PVC).

El polietileno es un derivado del gas etileno, que es un componente del gas natural; también puede ser un derivado de la refinación del petróleo. Se tienen comercialmente tres tipos de densidad: baja, mediana y alta. Se fabrican con base en la norma oficial mexicana NOM-E-18-1969.

Desde el año de 1965, la entonces Secretaria de Recursos Hidráulicos utilizó con regularidad tuberías de polietileno de alta densidad o de alto peso molecular, en obras grandes y pequeñas, con éxito principalmente en las tomas domiciliarias; sin embargo en caso de redes con fluctuaciones notables de presión y con defectos de instalación se han tenido serios problemas.

Las ventajas de los tubos 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 solido 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 actualmente, (sistema inglés) para tubos y conexiones rígidas de policloruro de vinilo DGN-E-/12-1968, se recomienda un esfuerzo de diseño de 140 kg/cm^2 , para PVC. En septiembre de 1977 se publicó la norma oficial mexicana de tubos y conexiones de cloruro de polivinilo para abastecimiento de agua potable, NOM-E-22-1977 (serie métrica).

La industria de tubería plásticas fabrica dos tipos de tubos hidráulicos para el abastecimiento de agua potable: la línea métrica, tubos blancos y la línea inglesa. Tubos grises.

La línea métrica (color blanco), 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/cm^2 ; 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 longitud útil de cada tubo es de seis metros, pero también puede fabricarse en otras longitudes, según acuerdo entre el cliente y el fabricante.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La línea inglesa (color gris), fue diseñada con base en el sistema de unidades inglesas y se fabrica principalmente en 11 diámetros (de 13 a 200 mm). En función del cociente entre su diámetro exterior y su espesor mínimo de pared (RD relación de dimensiones), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en: RD-41(7.1 kg/cm²), RD-32.5 (8.7 kg/cm²), RD-26 (11.2 kg/cm²) y RD-13.5 (22.4 kg/cm²).

En esta línea existe además del sistema de unión espiga-campana, el sistema cementado. La longitud útil del tubo es de seis metros pero también puede fabricarse en otras longitudes, previo acuerdo entre el fabricante y el comprador.

Las tuberías de polietileno se fabrican también en cuatro diferentes RD y son aptas para trabajar a presiones entre 4.4 y 14.7 kg/cm².

Tuberías de acero.

La fabricación de tubos de acero se realizaba por medio de roladoras y soldadura manual. Posteriormente fue sustituido este método utilizando prensa hidráulica y soldadura por arco sumergido. Actualmente se utilizan en México dos métodos de fabricación: el proceso de soldadura y el proceso sin costura, La materia prima es el acero en placa o rollo, para el primero y lingotes y placas para el segundo.

Los tubos de acero se fabrican con diámetros desde 4.5 pulgadas (114.3 mm) hasta 48 pulgadas (1219 mm). Su producción esta sujeta a un estricto control de calidad que toma en cuenta las normas DGN-B-177 y B-179-1978, e internacionales como las del American Petroleum Institute (API), máxima autoridad en el ramo.

Las tuberías de acero son recomendables para líneas de conducción cuando se tienen altas presiones de trabajo. Su utilización obliga a revestirlas contra la corrosión interior y exteriormente. Son muy durables, resistentes y adaptables a las distintas condiciones de instalación que se tengan..

En conducciones y redes de distribución de pequeñas localidades, principalmente rurales, se han utilizado en algunos casos tuberías de acero galvanizado. Estos conductos se fabrican en diámetros de 10, 13, 19, 25, 32, 38, 50, 64, 76 y 102 mm con longitud del tubo de 6.40 m.

Tuberías de concreto

Las tuberías de concreto que han usado con mas frecuencia en las obras de conducción son:

- a) Tuberías de concreto reforzado con junta de hule y concreto (SP-16).
- b) Tuberías de concreto presforzado (SP-12).
- c) Tuberías de concreto pretensado (Comecop).
- d) Tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero.
- e) Tubos de concreto presforzado con cilindro de acero.

Las 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 5.0 kg/cm^2 . En campo se prueban a no mas del 110% de la presión teórica de trabajo. Los tubos tienen una longitud efectiva de 2.33 m; su diámetro es de 76, 91, 107, 122, 137 y 138 cm, generalmente.

Por su parte las tuberías de concreto presforzado (SP-12) 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 . los diámetros son los mismos de las tuberías SP-16.

Las tuberías de concreto pretensado (Comecop) 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, 10.0 y 6.5 kg/cm² de la serie normal.

Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero están formados por un tubo de acero primario o núcleo (que contiene el alambre de pretensado longitudinal) el cual una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla el alambre pretensado transversal y finalmente se protege con un revestimiento de mortero de cemento o de concreto. La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. 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 y 5000 mm. Los tubos tienen juntas del tipo espiga y campana, hechas de concreto y con un sello de hule. Los tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero no deberán presentar fugas ni filtraciones al someterse a una presión hidrostática en fábrica igual a 150% de la presión de diseño. La presión de trabajo se estipula en los catálogos de los fabricantes.

Finalmente, los tubos de concreto presforzado con cilindro de acero, están constituidos de un cilindro de lamina de acero con anillos soldados a este en sus extremos, el cual previamente se somete a presión hidrostática y se ahoga en concreto, formándose así el tubo primario o núcleo. El tubo presforzado se obtiene cuando al tubo primario, una vez que ha alcanzado suficiente resistencia a la compresión, se le enrolla un alambre pretensado transversal y se le protege con un revestimiento de concreto o de mortero de cemento. La longitud de los tubos varía de 4.0 a 8.0 metros. Los diámetros internos son los mismos indicados para los tubos sin cilindro de acero. Las juntas de los tubos deben de ser del tipo de espiga y/o campana de anillos de acero soldados al cilindro y con un sello de hule.

A continuación se resumen en una tabla las principales características de las tuberías fabricadas con los materiales descritos, así como también las ventajas y desventajas que pueden existir en su utilización.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MATERIAL Y DIÁMETROS USUALES	SISTEMA DE UNION	PIEZAS ESPECIALES	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Cloruro de polivinilo (PVC) (50 a 630mm)	Acoplamiento espiga-campana con anillo de hule	Se fabrican de PVC Pueden usarse piezas de hierro fundido en los cruceros, con adaptadores bridados de PVC.	Bajo coeficiente de rugosidad Ligereza Instalación rápida, fácil y económica Flexibilidad Alta resistencia a la tensión Alta resistencia a la corrosión y al ataque químico de ácidos, álcalis y soluciones salinas. Puede realizarse la prueba hidrostática inmediatamente después de su instalación Mantenimiento nulo	Susceptible a daños durante su manejo Con temperaturas menores a 0°C se reduce su resistencia al impacto Cuando conduce agua a presión con temperatura superior a 25°C, disminuye la presión máxima de trabajo que puede soportar La exposición prolongada a los rayos solares afecta sus propiedades mecánicas
Poliétileno de alta densidad (PEAD) (12 a 1,000 mm)	termofusión	Se fabrican de polietileno y se unen por termofusión. Pueden acoplarse a piezas especiales de hierro fundido por medio de adaptadores de polietileno	Bajo coeficiente de rugosidad Flexibilidad Ligereza Instalación rápida, fácil y económica Se puede instalar en zanjas poco profundas sin plantilla No presenta corrosión En diámetros menores a 100 mm no se requieren válvulas de seccionamiento Mantenimiento nulo	La presión de trabajo especificada puede alterarse al aumentar la temperatura exterior o interior Se deteriora si se expone a la intemperie por periodos prolongados
Fibrocemento antes asbestocemento (FC) (AC) (75 a 2,000 mm)	Coples de fibrocemento con anillos de hule Junta Gibault	Piezas de hierro fundido con bridas que se unen con extremidades bridadas y juntas Gibault a la tubería de fibrocemento Piezas de hierro fundido con extremos lisos que se unen con juntas Gibault Piezas de fibrocemento (en diámetros pequeños)	Bajo costo Bajo coeficiente de rugosidad Ligereza Hasta cierto grado es resistente al ataque de ácidos, álcalis, sales y otras sustancias químicas Generalmente no se corroe No favorece la formación de incrustaciones en las paredes	Frágil; puede agrietarse o romperse durante las maniobras de transporte, manejo, almacenaje e instalación
Concreto presforzado (760 a 2,750 mm)	Acoplamiento espiga-campana con anillos de hule Uniones bridadas	Piezas de alma de acero recubiertas de concreto, con extremos espiga-campana, extremos lisos o bridados	Alta capacidad de conducción Alta resistencia mecánica a presiones internas y cargas externas Larga vida útil Bajo mantenimiento	Pueden ser atacadas por sulfatos si no se usa cemento resistente Difícil de reparar Conexiones complicadas
Acero (50.4 a 355.6mm) galvanizado (50.4 a 152.4 mm)	Soldadura Extremos bridados Juntas mecánicas para extremos lisos o ranurados	En general se fabrican de tramos de tubería unidos con soldadura	Resiste presiones internas elevadas Mayor ligereza y bajo costo en comparación con tuberías de hierro fundido o de concreto Fácil adaptación a cualquier tipo de montaje	Es susceptible a la corrosión por lo que deben protegerse tanto el interior como el exterior (en el caso de tuberías no galvanizadas) No soporta cargas externas ni vacíos parciales, pues es susceptible al aplastamiento Requiere de mantenimiento periódico

La opción recomendada par este trabajo es la tubería de P.V.C., tomando en cuenta sus ventajas ya mencionadas entre ellas su resistencia, la facilidad de instalación y de reparación; en el proyecto en cuestión la tubería deberá atravesar un río, la tubería a utilizar en esta parte en que se encontrará expuesta al aire libre, así como también en la zona de llegada al tanque, que también quedará expuesta se utilizará tubería de acero para evitar su ruptura ya sea por accidentes o vandalismo, además de que la resistencia mecánica de la tubería de P.V.C se puede cristalizar al entrar en contacto con los rayos solares.

II.2 Consideraciones hidráulicas para el diseño

El escurrimiento del agua de las conducciones por gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando a superficie libre o funcionando a presión, siendo este caso el que se considera en la casi totalidad de las obras de conducción.

La tubería debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y su localización se escoge para que sea la más favorable, con respecto al costo de construcción y las presiones resultantes.

Se debe tener especial atención en la línea de gradiente hidráulico, ya que mientras más cercana esté la conducción a esta línea, la presión en los tubos es menor, esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de la tubería. En ocasiones, las altas presiones internas se pueden eliminar rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión; la línea de gradiente hidráulico nunca debe de pasar debajo de la conducción para evitar presiones negativas.

Como en casi la totalidad de las obras de conducción, las tuberías se instalan en zanja; durante el trazo topográfico debe procurarse disminuir al máximo posible, la excavación en roca.

Cuando la topografía es accidentada se localizan válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del perfil, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubican en puntos situados cada 1.5 Km. como máximo, y en los puntos más altos del perfil de la línea.

En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión o expulsión de aire en puntos intermedios.

Por otra parte, los desagües se utilizan generalmente en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación. También se utilizan para el lavado de la línea durante su construcción.

Generalmente, en conducciones a presión, las estructuras de protección más importantes son las cajas rompedoras de presión. En conducciones muy largas es recomendable y en ocasiones obligado, utilizar estas estructuras con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la conducción.

El escurrimiento del agua en líneas de conducción a presión está definido por medio del teorema de Bernulli:

$$h = \frac{V^2}{2g} + h_f + h_s$$

donde:

h = Carga hidráulica disponible o requerida, en m

V = Velocidad de escurrimiento del agua, en m/s

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

h_f = Pérdida de carga por fricción en la tubería, en m

h_s = Suma de pérdidas secundarias, en m

Para dimensionar la tubería se aplica la fórmula de evaluación de pérdidas de Darcy-Weisbach o Manning: utilizando los diámetros internos reales de los tubos.

Normalmente se utiliza la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas locales o por accesorios, no se consideran por tener valores relativamente bajos respecto de la pérdida total; sin embargo, si el trazo de una línea presenta demasiados cambios de dirección o de diámetro, debidos a condiciones especiales de topografía o espacio, deben considerarse las pérdidas locales.

Es conveniente mencionar que el coeficiente de fricción de una tubería se incrementa con el tiempo, disminuyendo su capacidad de conducción. El deterioro de la tubería con la edad de la misma depende de la calidad del agua y del tipo de material de la conducción, por lo cual el tiempo no es el único factor que influye en este problema.

Las tuberías de diámetro pequeño se deterioran más rápidamente que las de diámetro más grande, debido al efecto proporcionalmente mayor de la resistencia de las paredes, ya que el área de la sección queda reducida rápidamente por las incrustaciones.

Las velocidades permisibles están gobernadas por las características del material del conducto y la magnitud de los fenómenos hidráulicos transitorios. Existen límites tanto inferiores como superiores. La velocidad máxima será aquella con la cual no deberá ocasionarse erosión. La velocidad mínima de escurrimiento será de 0.3 m/s, para evitar el asentamiento de las partículas que van suspendidas en el fluido.

Las velocidades máximas permitidas se indican en la siguiente tabla:

TIPO DE TUBERIA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3.5
Concreto presforzado	3.5
Asbesto cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimiento	5.0
P. V. C.	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II.3 Trazo de la línea de conducción.

En general se procura que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctricas y ferrocarriles, veredas y límites de predios. Para evitar que en caso de fallas de la red, se dificulten los trabajos de reparación, deben de evitarse en lo posible cambios bruscos de dirección y pendiente para disminuir la utilización de accesorios que incrementan el costo de la conducción.

Para la selección del trazo de esta obra se siguió la traza de las calles del poblado, buscando que no hubiera muchos cambios de dirección en la tubería tratando de tener líneas rectas tan largas como lo permitiera el trazo de las calles, la tubería debe cruzar un río en su trayecto de la obra de toma a la obra de regulación, en este caso se ubicó el trazo siguiendo un camino, en donde ya existe un puente para cruzar el río, por lo que no se deberá construir una estructura de cruce, si no simplemente adecuarla.

II.4 Diseño de la línea de conducción.

Para el cálculo de las pérdidas longitudinales se pueden aplicar, entre otras, cualesquiera de las siguientes expresiones:

$$h_f = L \left[\frac{v}{0.355 C_{HW} d^{0.63}} \right]^{1.852} \quad \text{Fórmula de Hazen-Williams}$$

$$h_f = 6.349 \frac{n^2 L}{D^{4/3}} v^2 \quad \text{Fórmula de Manning}$$

donde:

h_f = Pérdida de carga por fricción, en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C_{HW} = Coeficiente de Hazen-Williams que depende del material de la tubería, adimensional. (Para tubería de PVC, $C_{HW} = 150$).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning que depende del material de la tubería, adimensional. (Para tubería de PVC, $n = 0.009$).

L = Longitud de la tubería, en m.

D = Diámetro de la tubería, en m.

v = Velocidad media del agua en la tubería, en m/s.

Asimismo para el cálculo de las pérdidas locales por entrada, rejillas, codos, tees, válvulas, etc., se aplica la siguiente expresión:

$$h_l = K \frac{v^2}{2g}$$

donde:

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ = Aceleración de la gravedad.

v = Velocidad mayor a lo largo del flujo en la pieza especial, m/s.

K = Coeficiente de pérdida local, el cual puede obtenerse de manera aproximada en la tabla siguiente:

PIEZA ESP.	K
CODO 90°	0.90
CODO 45°	0.40
REJILLA	0.75
ENTRADA	0.50
REDUCCIÓN	0.15
TE	1.30
HIDRANTE	1.00

Para los fines de este proyecto se utilizará la fórmula de Manning.

Por razones prácticas, las pérdidas locales por accesorios se estimaran en un 10% de las pérdidas por fricción.

II.4.1 Diámetro económico

Para seleccionar el diámetro con el que se construirá la línea de conducción, debemos realizar un análisis donde se incluya además del funcionamiento hidráulico de la tubería, aspectos económicos como son el costo de los materiales, los gastos por instalación, incluyendo excavaciones y rellenos, mano de obra, gastos por energía en el funcionamiento de la bomba; todo esto con la finalidad de obtener la mayor eficiencia al mas bajo costo.

El análisis se realizará para distintos tiempos de bombeo, para así analizar distintas alternativas, que deberán mostrar como resultado una o mas alternativas de las que podremos elegir la mas adecuada a la población en estudio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 24 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Area	Gasto Q	V =	L =	Q ²	Coef Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf + %hf	h = hi + ha	H = h + hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
m	Pulg	m ²	m/s	en m												
100	4	0.01	0.023	2.97	1095.00	5.45E-04	0.009	179.74	107.22	10.72	117.94	48.17	166.11	3877.03	57.00	68.02
160	6	0.02	0.023	1.16	1095.00	5.45E-04	0.009	14.66	8.74	0.87	9.62	48.17	57.79	1348.74	57.00	23.66
200	8	0.03	0.023	0.74	1095.00	5.45E-04	0.009	4.46	2.66	0.27	2.93	48.17	51.10	1192.56	57.00	20.92
250	10	0.05	0.023	0.48	1095.00	5.45E-04	0.009	1.36	0.81	0.08	0.89	48.17	49.06	1145.06	57.00	20.09
315	12	0.08	0.023	0.30	1095.00	5.45E-04	0.009	0.40	0.24	0.02	0.26	48.17	48.43	1130.34	57.00	19.83

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	2.97	430.90	191818	21096	3.18	135.64	27.13	166.11	193.24
7	16.00	0.42	1.16	168.32	322039	12306	5.21	32.29	6.46	57.79	64.25
7	20.00	0.53	0.74	107.73	402445	15529	5.19	20.76	4.15	51.10	55.25
7	25.00	0.65	0.48	68.94	503315	19045	5.24	13.16	2.63	49.06	51.69
7	31.50	0.82	0.30	43.43	634156	24026	5.23	8.30	1.66	48.43	50.09

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	97.6	106872	1095.00	m	154	168630

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	m	pulg							
100	4	68.02	50.72	124.27	1,088,574.63	116,274.97	23,168.03	1,111,742.66	
7	160	6	23.66	17.64	43.23	378,693.55	132,372.43	405,069.03	
7	200	8	20.92	15.60	38.22	334,843.06	196,922.04	374,080.18	
7	250	10	20.09	14.98	36.70	321,504.13	297,067.93	380,695.53	
7	315	12	19.83	14.79	36.23	317,372.74	461,197.67	409,267.33	

TESIS CON
 VALIA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 20 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Area m ²	Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m	Q ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf+%hf	h = hi+ha	H = h+hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
																mm
100	4	0.01	0.028	3.57	1095.00	7.84E-04	0.009	179.74	154.40	15.44	169.83	48.17	218.00	6105.88	57.00	107.12
160	6	0.02	0.028	1.39	1095.00	7.84E-04	0.009	14.66	12.59	1.26	13.85	48.17	62.02	1737.00	57.00	30.47
200	8	0.03	0.028	0.89	1095.00	7.84E-04	0.009	4.46	3.83	0.38	4.21	48.17	52.38	1467.13	57.00	25.74
250	10	0.05	0.028	0.57	1095.00	7.84E-04	0.009	1.36	1.16	0.12	1.28	48.17	49.45	1385.03	57.00	24.30
315	12	0.08	0.028	0.36	1095.00	7.84E-04	0.009	0.40	0.34	0.03	0.37	48.17	48.54	1359.61	57.00	23.85

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	3.57	517.08	191818	21096	3.18	162.76	32.55	218.00	250.56
7	16.00	0.42	1.39	201.99	322039	12306	5.21	38.75	7.75	62.02	69.77
7	20.00	0.53	0.89	129.27	402445	15529	5.19	24.92	4.98	52.38	57.37
7	25.00	0.65	0.57	82.73	503315	19045	5.24	15.80	3.16	49.45	52.61
7	31.50	0.82	0.36	52.11	634156	24026	5.23	9.96	1.99	48.54	50.53

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.45	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.63	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4.00	4380.00	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.69	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno voli	372.3	m ³	4.70	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.40	1095.00	m	97.6	106872	1095.00	m	154	168630

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno voli	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
7	100	4	107.12	79.88	195.71	1,428,651.50	116,274.97	23,168.03	1,451,819.53
7	160	6	30.47	22.72	55.67	406,422.74	132,372.43	26,375.48	432,798.22
7	200	8	25.74	19.19	47.02	343,278.04	196,922.04	39,237.12	382,515.16
7	250	10	24.30	18.12	44.39	324,069.97	297,067.93	59,191.40	383,261.37
7	315	12	23.85	17.79	43.58	318,120.77	461,197.67	91,894.59	410,015.36

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 18 horas
Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Área		Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m.	Q ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf + % hf	h = hi + ha	H = h + hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n
	mm	Pulg														
100	4	0.01	0.031	3.96	1095.00	9.68E-04	0.009	179.74	190.61	19.06	209.67	48.17	257.84	8024.06	57.00	140.77
160	6	0.02	0.031	1.55	1095.00	9.68E-04	0.009	14.66	15.54	1.55	17.10	48.17	65.27	2031.09	57.00	35.63
200	8	0.03	0.031	0.99	1095.00	9.68E-04	0.009	4.46	4.73	0.47	5.20	48.17	53.37	1660.89	57.00	29.14
250	10	0.05	0.031	0.63	1095.00	9.68E-04	0.009	1.36	1.44	0.14	1.58	48.17	49.75	1548.28	57.00	27.18
315	12	0.08	0.031	0.40	1095.00	9.68E-04	0.009	0.40	0.42	0.04	0.46	48.17	48.63	1513.40	57.00	26.55

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	3.96	574.54	191818	21096	3.18	180.85	36.17	257.84	294.01
10	16.00	0.59	1.55	224.43	318525	17287	4.41	50.92	10.18	65.27	75.45
7	20.00	0.53	0.99	143.63	402445	15529	5.19	27.69	5.54	53.37	58.91
7	25.00	0.65	0.63	91.93	503315	19045	5.24	17.55	3.51	49.75	53.26
7	31.50	0.82	0.40	57.90	634156	24026	5.23	11.06	2.21	48.63	50.84

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavación	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalación	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	136.2	149139	1095.00	m	154	168630

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavación	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalación	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	140.77	104.97	257.19	1,736,014.33	116,274.97	23,168.03	1,759,182.36
10	160	6	35.63	26.57	65.10	439,427.87	174,639.43	34,797.27	474,225.14
7	200	8	29.14	21.73	53.23	359,335.65	196,922.04	39,237.12	398,572.78
7	250	10	27.16	20.26	49.63	334,972.31	297,067.93	59,191.40	394,163.71
7	315	12	26.55	19.80	48.51	327,426.39	461,197.67	91,894.59	419,320.98

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 16 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Área m ²	Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m.	O ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf+%hf	h = hi+ha	H = h+hft	Q*H (Q=1/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
																mm
100	4	0.01	0.035	4.46	1095.00	1.23E-03	0.009	179.74	241.24	24.12	265.37	48.17	313.54	10976.92	57.00	192.58
160	6	0.02	0.035	1.74	1095.00	1.23E-03	0.009	14.66	19.67	1.97	21.64	48.17	69.81	2443.96	57.00	42.88
200	8	0.03	0.035	1.11	1095.00	1.23E-03	0.009	4.46	5.98	0.60	6.58	48.17	54.75	1916.87	57.00	33.63
250	10	0.05	0.035	0.71	1095.00	1.23E-03	0.009	1.36	1.82	0.18	2.00	48.17	50.17	1756.53	57.00	30.82
315	12	0.08	0.035	0.45	1095.00	1.23E-03	0.009	0.40	0.53	0.05	0.58	48.17	48.75	1706.87	57.00	29.95

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	4.46	646.35	191818	21096	3.18	203.45	40.69	313.54	354.23
10	16.00	0.59	1.74	252.48	318525	17287	4.41	57.29	11.46	69.81	81.26
7	20.00	0.53	1.11	161.59	402445	15529	5.19	31.15	6.23	54.75	60.98
7	25.00	0.65	0.71	103.42	503315	19045	5.24	19.75	3.95	50.17	54.12
7	31.50	0.82	0.45	65.14	634156	24026	5.23	12.45	2.49	48.75	51.24

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavación	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalación	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	136.2	149139	1095.00	m	154	168630

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavación	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1236.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalación	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	192.58	143.61	351.83	2,054,702.10	116,274.97	23,168.03	2,077,870.13
10	160	6	42.88	31.97	78.33	457,469.66	174,639.43	34,797.27	492,266.93
7	200	8	33.63	25.08	61.44	358,806.06	196,922.04	39,237.12	398,043.18
7	250	10	30.82	22.98	56.30	328,793.46	297,067.93	59,191.40	387,984.86
7	315	12	29.95	22.33	54.71	319,497.83	461,197.67	91,894.59	411,392.42

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 12 horas
Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Area	Gasto	V =	L =	Q ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf + %hf	h = hi + ha	H = h + hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
mm	Pulg	m ²	m/s	longitud en m												
100	4	0.01	0.047	5.94	1095.00	2.18E-03	0.009	179.74	42.88	42.89	471.76	48.17	519.93	24270.48	57.00	425.80
160	6	0.02	0.047	2.32	1095.00	2.18E-03	0.009	14.66	34.97	3.50	38.47	48.17	86.64	4044.20	57.00	70.95
200	8	0.03	0.047	1.49	1095.00	2.18E-03	0.009	4.46	10.64	1.06	11.70	48.17	59.87	2794.79	57.00	49.03
250	10	0.05	0.047	0.95	1095.00	2.18E-03	0.009	1.36	3.24	0.32	3.56	48.17	51.73	2414.73	57.00	42.36
315	12	0.08	0.047	0.60	1095.00	2.18E-03	0.009	0.40	0.94	0.09	1.04	48.17	49.21	2297.01	57.00	40.30

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	5.94	861.80	191818	21096	3.18	271.27	54.25	519.93	574.19
10	16.00	0.59	2.32	336.64	318525	17287	4.41	76.38	15.28	86.64	101.91
7	20.00	0.53	1.49	215.45	402445	15529	5.19	41.53	8.31	59.87	68.18
7	25.00	0.65	0.95	137.89	503315	19045	5.24	26.33	5.27	51.73	57.00
7	31.50	0.82	0.60	86.85	634156	24026	5.23	16.59	3.32	49.21	52.53

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	136.2	149139	1095.00	m	154	168630

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	425.80	317.52	777.92	3,407,280.55	116,274.97	23,168.03	3,430,448.57
10	160	6	70.95	52.91	129.62	567,756.21	174,639.43	34,797.27	602,553.48
7	200	8	49.03	36.56	89.58	392,354.25	196,922.04	39,237.12	431,591.37
7	250	10	42.36	31.59	77.40	338,998.53	297,067.93	59,191.40	398,189.92
7	315	12	40.30	30.05	73.62	322,472.97	461,197.67	91,894.59	414,367.55

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 10 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Area m ²	Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m.	Q ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf+% hf	h = hi+ha	H = h+hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
																mm
100	4	0.01	0.056	7.13	1095.00	3.14E-03	0.009	179.74	617.58	61.76	679.34	48.17	727.51	40752.15	57.00	714.95
160	6	0.02	0.056	2.79	1095.00	3.14E-03	0.009	14.66	50.36	5.04	55.39	48.17	103.56	5801.13	57.00	101.77
200	8	0.03	0.056	1.78	1095.00	3.14E-03	0.009	4.46	15.32	1.53	16.85	48.17	65.02	3642.15	57.00	63.90
250	10	0.05	0.056	1.14	1095.00	3.14E-03	0.009	1.36	4.66	0.47	5.13	48.17	53.30	2985.40	57.00	52.38
315	12	0.08	0.056	0.72	1095.00	3.14E-03	0.009	0.40	1.36	0.14	1.49	48.17	49.66	2781.99	57.00	48.81

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	7.13	1034.16	191818	21096	3.18	325.53	65.11	727.51	792.61
14	16.00	0.81	2.79	403.97	313977	23733	3.77	107.09	21.42	103.56	124.98
10	20.00	0.74	1.78	258.54	398104	21682	4.40	58.76	11.75	65.02	76.77
7	25.00	0.65	1.14	165.47	503315	19045	5.24	31.59	6.32	53.30	59.61
7	31.50	0.82	0.72	104.22	634156	24026	5.23	19.91	3.98	49.66	53.65

Concepto	Diametro 100 mm				Diametro 160 mm				Diametro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	186.95	204710.25	1095.00	m	214.45	234822.8

Concepto	Diametro 250 mm				Diametro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.8	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	714.95	533.14	1,306.19	4,767,588.01	116,274.97	23,168.03	4,790,756.04
14	160	6	101.77	75.89	185.94	678,672.97	230,210.68	45,869.95	724,542.92
10	200	8	63.90	47.65	116.74	426,094.15	263,114.79	52,426.16	478,520.31
7	250	10	52.38	39.06	95.69	349,261.91	297,067.93	59,191.40	408,453.30
7	315	12	48.81	36.40	89.17	325,465.10	461,197.67	91,894.59	417,359.69

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 8 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Area m ²	Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m.	Q ²	Coef. Fric. n =	K = constante Manning	hf = K*L*Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf+% hf	h = hi+ha	H = h+hft	Q*H (Q=ls)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n	
mm	Pulg															
100	4	0.01	0.070	8.92	1095.00	4.90E-03	0.009	179.74	964.97	96.50	1061.47	48.17	#####	77696.80	57.00	1363.10
160	6	0.02	0.070	3.48	1095.00	4.90E-03	0.009	14.66	78.68	7.87	86.55	48.17	134.72	9433.09	57.00	165.49
200	8	0.03	0.070	2.23	1095.00	4.90E-03	0.009	4.46	23.93	2.39	26.33	48.17	74.50	5216.33	57.00	91.51
250	10	0.05	0.070	1.43	1095.00	4.90E-03	0.009	1.36	7.28	0.73	8.01	48.17	56.18	3933.63	57.00	69.01
315	12	0.08	0.070	0.90	1095.00	4.90E-03	0.009	0.40	2.12	0.21	2.33	48.17	50.50	3536.35	57.00	62.04

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	Et * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	8.92	1292.70	191818	21096	3.18	406.91	81.38	1109.64	1191.02
20	16.00	1.14	3.48	504.86	307156	33402	3.19	158.14	31.63	134.72	166.35
10	20.00	0.74	2.23	323.18	398104	21682	4.40	73.45	14.69	74.50	89.19
7	25.00	0.65	1.43	206.83	503315	19045	5.24	39.49	7.90	56.18	64.08
7	31.50	0.82	0.90	130.28	634156	24026	5.23	24.89	4.98	50.50	55.48

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno volt	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	243.04	266128.8	1095.00	m	214.45	234822.8

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno volt	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Cargo anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	1,363.10	1,016.46	2,490.34	7,271,790.40	116,274.97	23,168.03	7,294,958.42
20	160	6	165.49	123.41	302.35	882,860.64	291,629.23	58,107.73	940,968.37
10	200	8	91.51	68.24	167.19	488,206.24	263,114.79	52,426.16	540,632.40
7	250	10	69.01	51.46	126.08	368,155.85	297,067.93	59,191.40	427,347.25
7	315	12	62.04	46.26	113.35	330,973.34	461,197.67	91,894.59	422,867.93

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Calculo del diámetro económico de las líneas de conducción con bombeo por 6 horas
 Potencia requerida en el equipo de bombeo

Diámetro Nominal	Área		Gasto Q = m ³ /s	V = m/s	L = longitud en m	Q ²	Coef. Fricc. n =	K = constante Manning	hf = K'L ² Q ²	10% hf Perdidas menores	hft = hf+%hf	h = hi+ha	H = h+hft	Q*H (Q=l/s)	76*n (n=90%)	HP = Q*H/76n
	mm	Pulg														
100	4	0 01	0.093	###	1095 00	8.72E-03	0.009	179.74	1715.50	171.55	1887.05	48.17	###	180672.41	57.00	3169.69
160	6	0 02	0.093	4.64	1095 00	8.72E-03	0.009	14.66	139.88	13.99	153.87	48.17	202.04	18862.13	57.00	330.91
200	8	0 03	0.093	2.97	1095 00	8.72E-03	0.009	4.46	42.55	4.25	46.80	48.17	94.97	8866.85	57.00	155.56
250	10	0 05	0.093	1.90	1095 00	8.72E-03	0.009	1.36	12.94	1.29	14.24	48.17	62.41	5826.38	57.00	102.22
315	12	0 08	0.093	1.20	1095 00	8.72E-03	0.009	0.40	3.77	0.38	4.15	48.17	52.32	4884.67	57.00	85.70

Análisis por Golpe de Ariete

Presión de trabajo de la tubería kg/cm ²	Diámetro nominal en cm	e = espesor de la pared del tubo en cm	V = m/s	145*V = 1	Ea * d = 2	El * e = 3	1+(2)/(3) = 4	hga = 1/4	5 = 20% hga sobrepresión absorbida por el tubo	6 = Carga normal de operación en m	Presión total = 5+6
20	10.00	0.72	11.89	1723.61	191818	21096	3.18	542.55	108.51	1935.22	2043.73
20	16.00	1.14	4.64	673.28	307156	33402	3.19	210.86	42.17	202.04	244.21
14	20.00	1.01	2.97	430.90	392523	29593	3.78	114.09	22.82	94.97	117.79
7	25.00	0.65	1.90	275.78	503315	19045	5.24	52.66	10.53	62.41	72.94
7	31.50	0.82	1.20	173.71	634156	24026	5.23	33.19	6.64	52.32	58.96

Concepto	Diámetro 100 mm				Diámetro 160 mm				Diámetro 200 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	528.32	m ³	9.02	4765.446	830.45	m ³	9.02	7490.659	855.81	m ³	9.02	7719.406
Plantilla	43.8	m ³	46.27	2026.626	65.7	m ³	46.27	3039.939	65.7	m ³	46.27	3039.939
instalacion	1095.00	m	4	4380	1095.00	m	5.09	5573.55	1095.00	m	6.57	7194.15
relleno comp	104.22	m ³	36.42	3795.692	185.93	m ³	36.42	6771.5706	199.79	m ³	36.42	7276.352
relleno voll	372.3	m ³	4.7	1749.81	558.45	m ³	4.7	2624.715	651.53	m ³	4.7	3062.191
suministro	1095.00	m	90.92	99557.4	1095.00	m	243.04	266128.8	1095.00	m	278.79	305275.1

Concepto	Diámetro 250 mm				Diámetro 315 mm			
	cantidad	unidad	P.U.	importe	cantidad	unidad	P.U.	importe
Excavacion	1035.47	m ³	9.02	9339.939	1238.05	m ³	9.02	11167.211
Plantilla	76.65	m ³	46.27	3546.596	87.6	m ³	46.27	4053.252
instalacion	1095.00	m	8.42	9219.9	1095.00	m	12.07	13216.65
relleno comp	257.36	m ³	36.42	9373.051	326.79	m ³	36.42	11901.692
relleno voll	651.53	m ³	4.7	3062.191	744.6	m ³	4.7	3499.62
suministro	1095.00	m	239.75	262526.3	1095.00	m	381.15	417359.25

RESUMEN

Presión de trabajo de la tubería en kg/cm ²	Diámetro nominal		HP = 1	KWH = 2	Costo por hora de bombeo = 3	Costo anual de bombeo = 4	Costo total de conducción por mano de obra = 5	Carga anual de amortización de línea de conducción (10 años al 15%) = 6	Costo total anual de operación = 7
	mm	pulg							
20	100	4	3,169.69	2,363.64	5,790.92	12,682,104.19	116,274.97	23,168.03	12,705,272.22
20	160	6	330.91	246.76	604.57	1,324,006.85	291,629.23	58,107.73	1,382,114.57
14	200	8	155.56	116.00	284.20	622,399.01	333,567.09	66,463.93	688,862.94
7	250	10	102.22	76.22	186.75	408,976.11	297,067.93	59,191.40	468,167.51
7	315	12	85.70	63.90	156.56	342,873.87	461,197.67	91,894.59	434,768.46

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Costo de la conducción para "n" horas de bombeo								
Díametro	24 horas	20 horas	18 horas	16 horas	12 horas	10 horas	8 horas	6 horas
4"	1,111,742.66	1,451,819.53	1,759,182.36	2,077,870.13	3,430,448.57	4,790,756.04	7,294,958.42	12,705,272.22
6"	405,069.03	432,798.22	474,225.14	492,266.93	602,553.48	724,542.92	940,968.37	1,382,114.57
8"	374,080.18	382,515.16	398,572.78	398,043.18	431,591.37	478,520.31	540,632.40	688,862.94
10"	380,695.53	383,261.37	394,163.71	387,984.86	398,189.92	408,453.30	427,347.25	468,167.51
12"	409,267.33	410,015.36	419,320.98	411,392.42	414,367.55	417,359.69	422,867.93	434,768.46

Como se puede observar en el resumen de la tabla anterior, la tubería de 10" nos da el costo menor para bombeos a 18, 16, 12 y 10 horas, además en el bombeo a 20 horas la diferencia en costos no es muy grande, por lo que es también una buena opción para este tiempo de bombeo, analizando estos resultados se concluye elegir el diámetro de 10" para la línea de conducción, este nos funcionara para varios gastos de conducción, por lo que su periodo de diseño puede ser mayor al analizado, ya una vez construido se podrá cambiar el modo de operación según sea requerido.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

II.4.2 Equipo de bombeo.

La cantidad de bombas en operación en algunas ocasiones es variable, situación que puede presentarse tanto en plantas de bombeo como en un conjunto de pozos interconectados. En el caso de conducciones con derivaciones pueden existir tiempos diferentes de llenado para cada uno de los tanques.

En todos estos casos es necesario revisar el funcionamiento hidráulico para conocer las presiones sobre el trazo de la conducción, y la operación del equipo de bombeo.

En el equipo de bombeo, es importante conocer la carga, la eficiencia, la carga neta positiva de succión (CNPS) 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.

Una vez que se tiene la carga del equipo de bombeo, se busca en el catálogo de bombas que proporciona el fabricante, la bomba cuya curva característica ofrezca una mayor eficiencia para las diferentes operaciones de la conducción.

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 abajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo.

En este caso 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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En este caso, 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 incluso salirse de la eficiencia mínima recomendada.

Para prever esta situación se recomienda el siguiente procedimiento de selección de la bomba en el orden indicado:

1. Seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación, es decir, con valores bajos de dh/dQ , donde h 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. Es decir, bombas con valores relativamente altos de dH/dQ , donde H es la carga de la bomba.

3. Cuando la bomba es de tazones, se recomienda colocar un número suficiente para lograr incrementar el valor de dH/dQ .

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 que contenga exactamente la carga y el gasto de diseño, pero sí se encuentra una curva muy cercana, este punto puede ubicarse por abajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo.

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.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7. Se calcula la relación de consumo de energía, tomando el sub índice d en el punto de máxima eficiencia y el sub índice s en el punto de operación para gasto parcial. Si es mayor que uno, se justifica incrementar la eficiencia de operación de la bomba, colocando un orificio disipador de energía o una válvula de regulación.

b) Conducción con derivaciones

A menudo 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. Cuando esto sucede, respecto al punto de operación correspondiente al bombeo con todas las derivaciones abiertas, el nuevo punto de operación se desplaza hacia la izquierda de la curva característica.

-Una sola bomba

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, es decir, con valores bajos de $dhd)Q$.

2. Elegir bombas con valores bajos de dH/dQ . Es decir, curvas de baja inclinación. .

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.

La selección de la bomba para esta situación permite tener el control sobre los gastos de cada derivación, cuyos tubos pueden diseñarse en función de las presiones en los puntos de conexión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4. Si no se encuentra una curva que contenga exactamente la carga y el gasto de diseño, pero sí se encuentra una curva muy cercana, este punto puede ubicarse por abajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo.

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.

5. Se calcula la relación de consumo de energía, tomando el sub índice d en el punto de máxima eficiencia y el sub índice 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. En este caso se continúa con el paso número 8.

7. Si la relación de consumo de energía es mayor que 1.0, es necesario colocar más de una bomba en paralelo. En este caso se da por concluido este proceso y se continúa con el caso de varias bombas que se indica en este punto. El bombeo exclusivo al tanque principal se realiza operando un número de bombas menor al número total de bombas y el bombeo con los derivaciones se lleva a cabo con todas las bombas funcionando.

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.

La operación debe corresponder al punto de máxima eficiencia o la relación de consumo de energía debe ser menor o igual a 1.0, tomando el sub índice d en el punto de máxima eficiencia y el sub índice s en el punto de operación cuando el bombeo es exclusivamente hacia el tanque principal.

9. Si el paso número 8 no se cumple, se repite el proceso desde el paso número 1.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

-Varias bombas en paralelo

Se podrán colocar más de una bomba en paralelo si la fuente de abastecimiento no es un pozo profundo, donde solo una bomba puede colocarse. En este caso no puede continuarse con el caso de varias bombas que se indica a continuación.

En el caso de colocarse más de una bomba en la planta, se recomienda emplear el siguiente procedimiento de selección:

1. Seleccionar bombas con curvas de eficiencia de poca variación, es decir, con valores bajos de dh/dQ .

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, es decir, bombas con valores relativamente altos de dH/dQ .

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, este punto puede ubicarse por abajo de la curva, debiendo revisar enseguida la carga y el gasto real de operación del equipo de bombeo.

5. 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.

La operación debe corresponder lo más cerca posible al punto de máxima eficiencia.

6. Si el paso número 5 no se cumple, el proceso se repite desde el paso número 1 hasta lograr que el punto de operación de la bomba para cuando el bombeo total es hacia el tanque principal, corresponda lo más cerca posible al punto de máxima eficiencia.

Carga neta positiva de succión (CNPS)

El fabricante de bombas proporciona el funcionamiento requerido de la bomba para que no se presente el problema de cavitación, mediante el concepto CNPS requerida, en función del gasto.

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

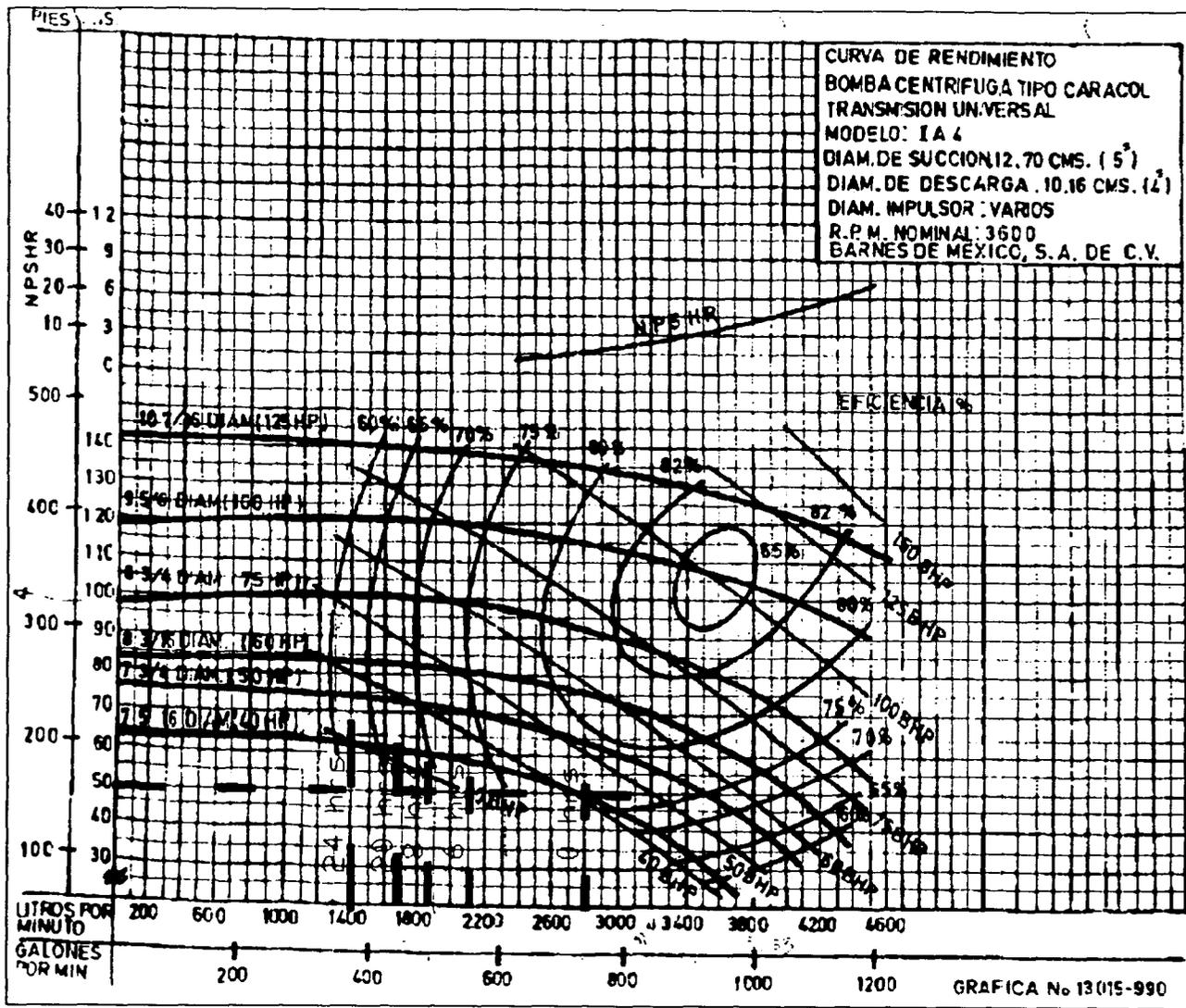
Para que en una bomba no se presente el fenómeno de cavitación, la CNPS disponible debe ser mayor que la CNPS requerida.

Dentro de este proyecto se utilizará una bomba centrífuga, ya que el agua que se enviará por la línea de conducción se encuentra almacenada en un tanque de rebombeo y no será directamente del pozo; la bomba estará colocada en la parte inferior del tanque lo que significa que trabajara con carga positiva.

Tomando la gráfica de la curva de rendimiento de una bomba centrífuga tipo caracol, de transmisión universal con 3600 R.P.M. fabricada por Barnes de México S. A. de C. V., y tomando en cuenta el gasto máximo diario para los distintos tiempos de bombeo que se seleccionaron, se obtuvieron los siguientes resultados:

	24 horas	20 horas	18 horas	16 horas	12 horas	10 horas	8 horas	6 horas
H tot	49 06	49 45	49 75	50 17	51 73	53 30	56 18	62 41
pot HP	20 09	24 30	27 16	30 82	42 36	52 38	69 01	102 22
Q l/min	1400 4	1680 48	1867 2	2100 6	2800 8	3360 96	4201 2	5601 6

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Como observamos en la gráfica los puntos de operación de la bomba se encuentran debajo de la curva de eficiencia de un motor de 40 H.P. trabajando con distintas eficiencias, lo que nos indica que adquiriendo este tipo de bomba tendremos la elección adecuada, por que podremos trabajar el bombeo de distintas maneras, dependiendo de las situaciones que se vayan dando en la red, esto complementado con el análisis de la tubería de 10" de diámetro, nos esta dando como resultado un sistema que brinda un gran margen de flexibilidad en su operación.

II.4.3 Accesorios

Se instalan para aislar y drenar secciones de tubería con fines de prueba, inspección, limpieza, reparación y seguridad.

Válvulas de seccionamiento.

En las líneas de conducción se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de seccionamiento que permitan aislar tramos de la tubería, para operación y mantenimiento, sin necesidad de vaciar toda la línea.

Generalmente se utilizan válvulas de mariposa para diámetros grandes y bajas presiones, en cambio, las válvulas de compuerta son más utilizadas para diámetros pequeños y altas presiones.

Válvulas de flotador y de altitud

Cuando la línea de conducción se conecta a un tanque de regulación y se requiera una válvula, ésta generalmente será de flotador.

Las válvulas de flotador controlan el nivel máximo del agua en un tanque, son accionadas directamente mediante un flotador. La válvula de acción directa se coloca a una elevación cercana al nivel máximo del agua, ya sea aun lado del tanque o encima de la losa del techo. Si la

válvula es de acción indirecta, se coloca a una elevación inferior y fuera del tanque, se utiliza un dispositivo de flotador y válvula piloto de diámetro reducido (3/4"), que se comunica al tanque mediante una línea del mismo diámetro, que transmite la presión con la cual se acciona la válvula de flotador.

En general, las válvulas de flotador de acción directa, son recomendables para diámetros de descarga de hasta 200 mm.

Una variante de estas válvulas son las denominadas válvulas de altitud, las cuales se colocan a una elevación inferior al nivel máximo del agua y cercanas al depósito, controlan el llenado del mismo por medio de un piloto hidromecánico que sustituye al flotador, actúan exclusivamente mediante la presión hidráulica que transmite una línea de diámetro reducido, conectada al tanque.

Estas válvulas de altitud son recomendables en instalaciones donde no se presenten frecuentemente fenómenos transitorios (golpe de ariete).

Válvulas de admisión y expulsión de aire

En todos los puntos altos de las líneas a presión, se instalan válvulas de admisión y expulsión; operan automáticamente para remover el aire desplazado cuando la línea se comienza a llenar o el que se acumula en dichos puntos.

Estas válvulas automáticas sirven también para admitir aire en la línea, evitando el colapso si se presenta una presión negativa.

El tamaño requerido de la válvula depende del diámetro del conducto y de las velocidades a las cuales se vacía la línea, para lo cual se debe calcular el gasto de aire por admitir o expulsar.

Para eliminar pequeñas cantidades de aire que se acumulen en los puntos más elevados de la línea, se utilizan válvulas llamadas comúnmente "eliminadoras de aire", éstas se adicionan a las de admisión y expulsión de aire.

Válvulas de retención

Cuando se suspende la energía eléctrica, debido a un paro programado o imprevisto, se presentan fenómenos transitorios, ocasionando que la masa de agua, en el caso de flujo descendente, actúe sobre el equipo de bombeo, produciendo en algunos casos daños severos a éste, para interrumpir el flujo inverso y proteger al equipo, se utiliza la válvula de retención.

Existen varios tipos:

Válvula check tradicional, comúnmente llamada de columpio. Es una válvula de contrapeso externo y cierre con asiento de hule o metal con metal, que cuenta con una cámara amortiguadora cuya función es permitir el flujo en una dirección y cerrar herméticamente cuando la presión en el lado de la descarga es mayor que del lado de la entrada.

Válvula duo-check. Es una válvula para uso general que desarrolla el trabajo de cualquier válvula de retención convencional, frente a la tradicional es más liviana y de menor tamaño. A diferencia de las válvulas tradicionales, divide la abertura de la válvula por la mitad, la zona sin apoyo del plato se reduce, disminuyendo el peso respecto a la lenteja convencional, pero las pérdidas de carga son relativamente mayores que en la anterior.

Válvula check silenciosa. Su característica principal es efectuar un cierre más o menos lento con lo cual se consigue prolongar la vida de la válvula y casi eliminar el ruido que producen las otras,

Válvula roto-check. Su operación es semejante a la válvula check tradicional, tiene la ventaja de efectuar un cierre lento y hermético, además de que se puede instalar un dispositivo externo para controlar los tiempos de apertura y cierre.

Válvulas de alivio de presión

Las válvulas aliviadoras de presión son empleadas para proteger al equipo de bombeo, tuberías y accesorios contra un aumento de presión producido por el arranque o paro del equipo de bombeo. Su función es permitir la salida del flujo a la atmósfera cuando la presión interior sobrepasa un límite previamente establecido.

Es conveniente que la apertura de la válvula esté controlada por medio de una válvula solenoide, la cual al interrumpirse el suministro eléctrico, habilita un circuito hidráulico o neumático que abre la válvula instantes antes de que ocurra el ascenso de presión.

En el cuerpo de la válvula se encuentra el elemento actuador, constituido por un pistón cuya posición regula el funcionamiento de la válvula. El control de este pistón se efectúa por medio de una válvula piloto calibrada, que funciona con una presión determinada y no es más que una válvula de aguja de precisión para pequeños flujos. El piloto de control de esta válvula puede ser hidráulico, eléctrico o de ambos tipos.

Las válvulas aliviadoras que se usan con más frecuencia son las de pistón y las de diafragma, preferentemente con ambas clases de control. Las dos funcionan satisfactoriamente pero en ocasiones se prefiere la válvula con pistón, porque la otra requiere de un servicio de mantenimiento más frecuente, debido a que el material de que está hecho el diafragma (hule, neopreno, u otros) se deteriora con facilidad cuando el tipo de agua que se maneja es agresivo a estos materiales.

Cuando se ha definido el empleo de válvulas de alivio, su diámetro se determina en función del gasto de escurrimiento en la tubería a la que se conecta, y de las presiones originadas por el golpe de ariete.

Su ubicación se elige después de los elementos de control al principio de la tubería de descarga común, o bien, se instala una válvula de alivio a cada bomba, entre la check y la de

seccionamiento, mediante una 'T' de acero o fierro fundido. Para el caso de plantas de bombeo se recomienda su ubicación a la salida del múltiple de descarga.

Registros

Son accesorios útiles durante la construcción y para inspecciones y reparaciones. En los grandes conductos se instalan registros separados a una distancia que varía de 250 a 500 m.

Desagües

Con el propósito de limpiar la línea durante su construcción y también para desaguarla en caso de tener que realizar maniobras para una reparación, se deben instalar válvulas de seccionamiento de un diámetro adecuado, localizada en las partes bajas.

En líneas de longitud y diámetro considerables, se debe analizar la separación entre desagües, dependiendo del tiempo requerido para vaciarla.

En la construcción de un acueducto, se entenderá por estructura de cruce, las obras que nos permitan vencer obstáculos tales como: corrientes de agua, barrancas, carreteras, caminos y vías férreas.

Dependiendo del tipo de obstáculo por salvar, las podemos agrupar de la siguiente manera:

- Estructura de cruce con ríos, arroyos, canales y lagunas.
- Estructuras de cruce con carreteras y caminos. .
- Estructuras de cruce con vías férreas.
- Estructuras de cruce con ductos
- Estructuras de Cruce con Ríos, Arroyos, Canales y Lagunas.

Las estructuras de cruce con ríos, arroyos y lagunas fundamentalmente son resueltas mediante la construcción de puentes, sifones invertidos, puente canal, con tubería aérea o tubería colocada en el fondo del cauce.

Las estructuras de cruce con canales, en general son resueltas mediante la construcción de puentes, sifón invertido, puente canal, con tubería aérea o mediante tubería hincada.

La solución por adoptar para este tipo de cruces estará en función de la topografía del terreno, condiciones geológicas, longitud del claro por salvar, procedimiento constructivo y la presencia del agua.

El proyecto estructural deberá contar en cada caso con los elementos necesarios para su construcción y protección, tales como: atraques, silletas, anclaje y lastre. En general, la línea de conducción en la zona de cruce deberá ser con tubería de acero.

II.4.4. Atraques.

Tomando en cuenta la información de geotecnia, hidráulica y mecánica, se evaluarán las acciones sobre estas estructuras, tales como: el peso propio, peso de la tubería, peso del agua, carga piezométrica, cargas internas y externas, empuje de tierra, fuerzas inducidas por cambios de dirección, por fenómenos transitorios, por cambios de temperatura y cargas accidentales.

Se verificará que los esfuerzos inducidos al terreno no rebasen el empuje pasivo para fuerzas horizontales y capacidad de carga de terreno, para cargas verticales, revisando la estabilidad del conjunto y verificando que los factores de seguridad a la flotación, al volteo y deslizamiento sean mayor de 1.5. El diseño se efectuará para la combinación de esfuerzos que resulte más desfavorable.

Debido a los cambios de dirección, la velocidad origina una fuerza dinámica que actúa sobre la curva, y cuya magnitud por la ley de impulso es:

$$E_d = \frac{\gamma Q \Delta v}{g}$$

Siendo $\Delta v = v_1 - v_2$

γ es el peso volumétrico del agua

g es la aceleración de la gravedad

E_d es el empuje dinámico

Para determinar la fuerza que actúa sobre el codo se emplea la siguiente fórmula:

$$F = 2S \left(P + \frac{\gamma V^2}{g} \right) \sin \frac{E}{2}$$

donde:

F = fuerza total sobre el codo en kg

S = área de la sección transversal en m^2

P = presión en la tubería (incluyendo la debida al golpe de ariete en caso de presentarse)
en kg/m^2

V = velocidad del agua en la tubería en m/s

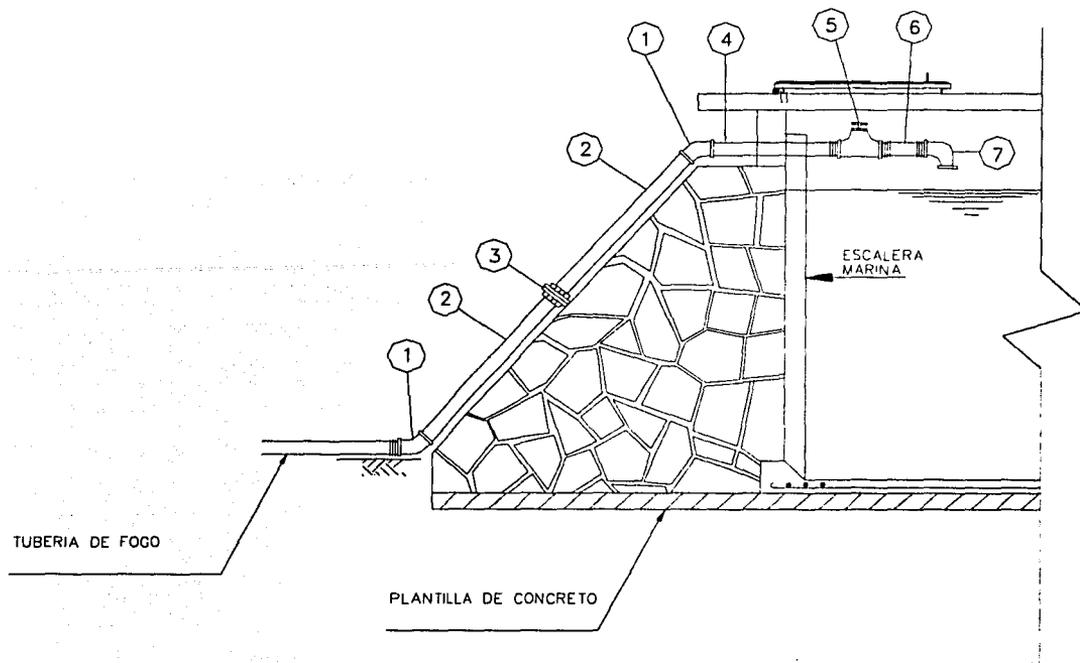
E = ángulo de deflexión de la tubería

g = aceleración de la gravedad

Esta fuerza debe ser menor a la fuerza resistente que proviene del peso del concreto del atraque, y la capacidad de carga del suelo.

En la población donde se realiza este proyecto el suelo está compuesto en su mayoría por tepetate, un material que compactado adquiere una gran resistencia, la tubería de la línea de conducción estará enterrada, siendo el suelo el que ofrezca la mayor resistencia a la fuerza de inercia provocada por la velocidad del agua y los cambios de dirección de la tubería, aun así, deben ser colocados atraques para la protección de la tubería.

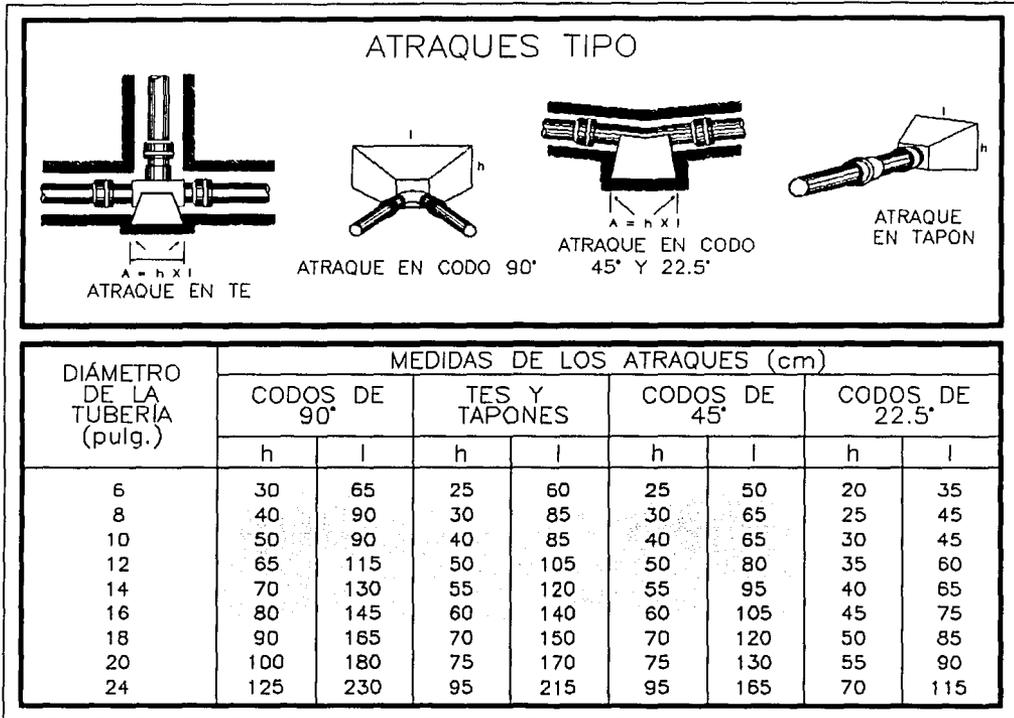
Existen atraques tipo, que cumplen con los requerimientos que indica la Comisión Nacional del Agua, estos elementos se muestran a continuación:



LLEGADA DE LINEA DE CONDUCCION

1	Codo de Fo.Go. de 45°
2	Tubería de Fo.Go. ced-40, roscado en ambos extremos, L=150 cm.
3	Tuerca unión de Fo.Go.
4	Tubería de Fo.Go. Ced-40 roscado en ambos lados, L=100 cm.
5	Válvula de flotador roscada
6	Niple de Fo.Go. ced-40, L= 20 cm.
7	Codo de FoGo. de 90°

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

III Tanque de regulación.

La regulación tiene por objeto lograr la transformación de un régimen de aportaciones (de la conducción) que normalmente es constante, en un régimen de consumos o demandas (de la red de distribución) que siempre es variable. El tanque de regulación debe proporcionar un servicio eficiente bajo normas estrictas de higiene y seguridad, procurando que su costo de inversión y mantenimiento sea mínimo.

Adicionalmente a la capacidad de regulación se puede contar con un volumen para alimentar a la red de distribución en condiciones de emergencia (incendios, desperfectos en la captación o en la conducción, etc.). Este volumen debe justificarse plenamente en sus aspectos técnicos y financieros.

La capacidad del tanque está en función del gasto máximo diario y la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos.

El coeficiente de regulación (R), está en función del tiempo (número de horas / día) de alimentación de las fuentes de abastecimiento al tanque, requiriéndose almacenar el agua en las horas de baja demanda para distribuir las de alta demanda.

Es por ello importante tomar en consideración para el cálculo de la capacidad de los tanques el número de horas de alimentación o bombeo, como su horario, el cual estará en función de las políticas de operación y los costos de energía eléctrica, los cuales son mayores en las horas de máxima demanda (horas pico).

En los sistemas de agua potable es recomendable la conducción directa a los tanques y a través de éstos alimentar a la red. Cuando la fuente de abastecimiento tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, existe la alternativa de eliminar el tanque regulador, diseñando la conducción para este gasto; sin embargo, debe hacerse un análisis económico que permita seleccionar la mejor alternativa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La elección del sitio y del tipo de tanque (superficial o elevado), se basa en las características físicas de la localidad, considerando las líneas de conducción y redes de distribución, tanto existentes como de proyecto.

La selección del tipo de estructura para el tanque depende de los materiales existentes en la región, de la disponibilidad de terreno y de las condiciones topográficas y geotécnicas.

El diseño de la fontanería de entrada y salida; del tanque se realiza con el gasto máximo diario y horario, respectivamente.

Se debe realizar un análisis técnico-económico de las alternativas necesarias para definir el número de tanques adecuado, su capacidad, estructuración y localización; considerando que su operación y mantenimiento sean accesibles.

III.1 Ubicación del tanque

La selección del sitio más adecuado para ubicar un tanque de regulación se obtiene tras la consideración de un conjunto de factores que muy a menudo son contrapuestos entre sí, lo que exige un esfuerzo por parte del proyectista para conciliar los detalles contrapuestos del proyecto. Estos factores son, entre otros, los siguientes:

-Es preferible que la alimentación del tanque se efectúe por gravedad, dada su mayor economía, esta condición puede cumplirse sólo en ocasiones y en terrenos accidentados, pues en terrenos planos es necesario recurrir al bombeo.

-La alimentación de los tanques a la red de distribución se debe efectuar por gravedad, por lo que el tanque debe tener la suficiente altura para asegurar en cualquier instante y en todos los puntos de la red una presión suficiente. Es conveniente elevar el tanque algunos centímetros (según proyecto) sobre la cota estrictamente necesaria, para prever tanto incrementos de consumo como disminución del diámetro, por incrustación de las tuberías.

-La evaluación del impacto ambiental que originará el proyecto.

Un tanque superficial es el más común que se construye para todo tipo de localidad siempre y cuando se cuente con una topografía adecuada, esto es, que existe el desnivel adecuado entre el sitio donde se construye el tanque y la población que es abastecida. En el caso de la localidad objeto de nuestro estudio tenemos la topografía indicada para colocar un tanque superficial en un lugar con la altitud adecuada para que la red de distribución funcione correctamente.

Dentro del entorno topográfico de la zona que estamos estudiando se localiza un pequeño cerro, con una altitud máxima de 2770 m.s.n.m. y que se encuentra dentro de la comunidad a abastecer, este nivel nos proporciona un correcto funcionamiento de la red de abastecimiento, además de que no existirían restricciones en cuanto a la forma del tanque y la superficie que va a ocupar, ya que este se colocará en la zona más alta del cerro, que es notablemente plana, cuestión que ayuda en cuanto a la geometría que tendrá nuestro tanque.

Los tanques a base de muros de mampostería, con piso y techo de concreto reforzado, se recomiendan para tirantes que van desde 1.0 hasta 3.5 m y capacidades hasta de 10,000 m³.

Los tanques de concreto reforzado se recomiendan generalmente para tirantes entre 2.0 y 5.5 m.

Para capacidades que varían de 5 000 a 50,000 m³, se pueden construir tanques de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 a 9.0 m.

En cualquier caso, el tanque superficial debe quedar desplantado en su totalidad en terreno firme, evitando que alguna porción del mismo se apoye en rellenos.

En casos especiales puede desplantarse en terreno uniforme con una compactación adecuada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

PERFIL

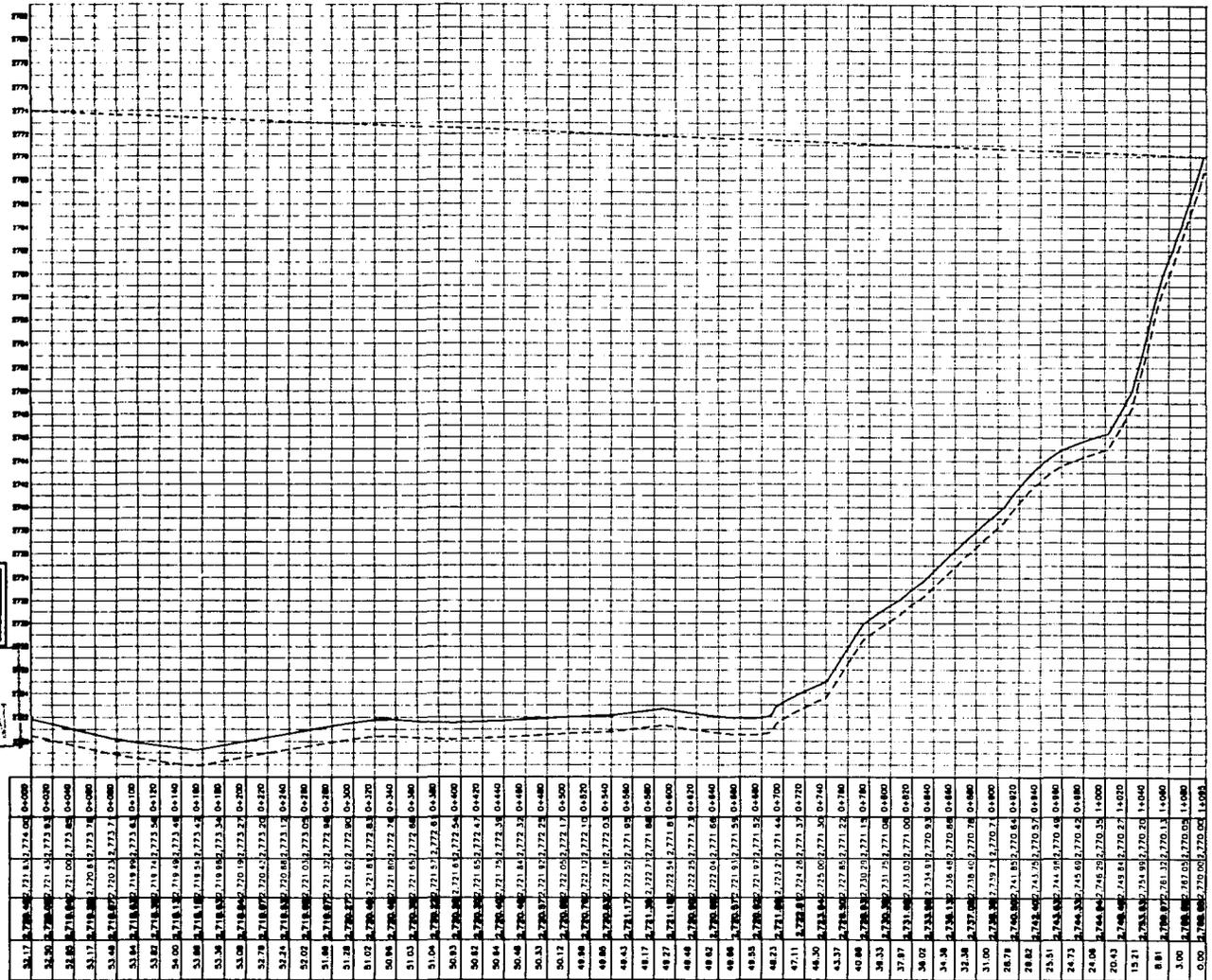
Dimensiones en metros (m.c.m.m.)

SIMBOLOGIA GENERAL	
	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	TERRENO NAT. DEL EJE DE PROYECTO
	DEB. DE TIERRA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CADENAMIENTO	
ELEVACION (M.S.N.M.)	LÍNEA PIEZOMÉTRICA
	TERRENO NAT. DEL EJE DE PROYECTO
	DEB. DE TIERRA
	CARGA SOBRE TERRENO NAT.

ESCALA HORIZONTAL 1:3000
ESCALA VERTICAL 1:300



PERFILES LINEA DE CONDUCCION

Si el fondo del tanque se encuentra aun nivel más bajo que el alcantarillado, drenes, letrinas, depósitos de agua estancada u otra fuente de polución, el tanque debe alejarse de la misma 15.0 m como mínimo.

III.2 Diseño hidráulico

En el diseño se debe buscar que el volumen almacenado no sea estanco y se dé movilidad al agua, para evitar el deterioro de la calidad de la misma.

En general el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 hrs., tanto en conducciones por gravedad como por bombeo, ya que no se justifica económicamente el diseño de una conducción con bombeo de menos de 24 hrs., salvo en casos excepcionales.

III.2.1 Tránsito de entradas y salidas.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

El procedimiento de cálculo se presenta a continuación:

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

- a) En la columna 1 se enlista el tiempo en horas.
- b) En la columna 2 se anota la ley de entrada (está en función del volumen de agua que se deposita en los tanques en la unidad de tiempo considerada, por él o los diferentes conductos de entrada).

Se pueden considerar diferentes intervalos de bombeo dependiendo del gasto medio de producción de las diferentes fuentes de captación.

- c) En la columna 3 se anota la ley de salida en forma similar ala anterior (porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio horario).

- d) En la columna 4 se anota la diferencia algebraica entre la entrada y la salida. .

e) Finalmente en la columna 5 se anotan las diferencias acumuladas resultantes de la suma algebraica de las diferencias de la columna 4.

De los valores de la columna de diferencias acumuladas, se deduce el máximo porcentaje excedente y el máximo porcentaje faltante, por lo que:

$$R = (\text{Max. \% Excedente} - \text{Max. \% Faltante}) / 100$$

donde:

R es el coeficiente de regulación

Max. % Excedente es el valor máximo positivo de las diferencias acumuladas

Max. % Faltante es el valor máximo negativo de las diferencias acumuladas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tiempo de bombeo de 24 horas

Horario	Q (m3/s) entrada	volumen horario (m3)	coef. Var. horaria	Q (m3/s) salida	volumen salida	Ve - Vs	volumen acumulado
0 a 1	0.0233	84.024	0.45	0.0105	37.811	46.213	46.213
1 a 2	0.0233	84.024	0.45	0.0105	37.811	46.213	92.426
2 a 3	0.0233	84.024	0.45	0.0105	37.811	46.213	138.640
3 a 4	0.0233	84.024	0.45	0.0105	37.811	46.213	184.853
4 a 5	0.0233	84.024	0.45	0.0105	37.811	46.213	231.066
5 a 6	0.0233	84.024	0.6	0.0140	50.414	33.610	264.676
6 a 7	0.0233	84.024	0.9	0.0210	75.622	8.402	273.078
7 a 8	0.0233	84.024	1.35	0.0315	113.432	-29.408	243.670
8 a 9	0.0233	84.024	1.5	0.0350	126.036	-42.012	201.658
9 a 10	0.0233	84.024	1.5	0.0350	126.036	-42.012	159.646
10 a 11	0.0233	84.024	1.5	0.0350	126.036	-42.012	117.634
11 a 12	0.0233	84.024	1.4	0.0327	117.634	-33.610	84.024
12 a 13	0.0233	84.024	1.2	0.0280	100.829	-16.805	67.219
13 a 14	0.0233	84.024	1.4	0.0327	117.634	-33.610	33.610
14 a 15	0.0233	84.024	1.4	0.0327	117.634	-33.610	0.000
15 a 16	0.0233	84.024	1.3	0.0303	109.231	-25.207	-25.207
16 a 17	0.0233	84.024	1.3	0.0303	109.231	-25.207	-50.414
17 a 18	0.0233	84.024	1.2	0.0280	100.829	-16.805	-67.219
18 a 19	0.0233	84.024	1	0.0233	84.024	0.000	-67.219
19 a 20	0.0233	84.024	1	0.0233	84.024	0.000	-67.219
20 a 21	0.0233	84.024	0.9	0.0210	75.622	8.402	-58.817
21 a 22	0.0233	84.024	0.9	0.0210	75.622	8.402	-50.414
22 a 23	0.0233	84.024	0.8	0.0187	67.219	16.805	-33.610
23 a 24	0.0233	84.024	0.6	0.0140	50.414	33.610	0.000

2016.576

2016.576

Capacidad del tanque= 340.2972 m3

Coeficiente de regulacion= 13 Qmd

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tiempo de bombeo de 20 horas

Horario	Q (m3/s) entrada	volumen horario (m3)	coef. Var. horaria	Q (m3/s) salida	volumen salida	Ve - Vs	volumen acumulado
0 a 1	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-37.811
1 a 2	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-75.622
2 a 3	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-113.432
3 a 4	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-151.243
4 a 5	0.0280	100.8288	0.45	0.0105	37.811	63.018	-88.225
5 a 6	0.0280	100.8288	0.6	0.0140	50.414	50.414	-37.811
6 a 7	0.0280	100.8288	0.9	0.0210	75.622	25.207	-12.604
7 a 8	0.0280	100.8288	1.35	0.0315	113.432	-12.604	-25.207
8 a 9	0.0280	100.8288	1.5	0.0350	126.036	-25.207	-50.414
9 a 10	0.0280	100.8288	1.5	0.0350	126.036	-25.207	-75.622
10 a 11	0.0280	100.8288	1.5	0.0350	126.036	-25.207	-100.829
11 a 12	0.0280	100.8288	1.4	0.0327	117.634	-16.805	-117.634
12 a 13	0.0280	100.8288	1.2	0.0280	100.829	0.000	-117.634
13 a 14	0.0280	100.8288	1.4	0.0327	117.634	-16.805	-134.438
14 a 15	0.0280	100.8288	1.4	0.0327	117.634	-16.805	-151.243
15 a 16	0.0280	100.8288	1.3	0.0303	109.231	-8.402	-159.646
16 a 17	0.0280	100.8288	1.3	0.0303	109.231	-8.402	-168.048
17 a 18	0.0280	100.8288	1.2	0.0280	100.829	0.000	-168.048
18 a 19	0.0280	100.8288	1	0.0233	84.024	16.805	-151.243
19 a 20	0.0280	100.8288	1	0.0233	84.024	16.805	-134.438
20 a 21	0.0280	100.8288	0.9	0.0210	75.622	25.207	-109.231
21 a 22	0.0280	100.8288	0.9	0.0210	75.622	25.207	-84.024
22 a 23	0.0280	100.8288	0.8	0.0187	67.219	33.610	-50.414
23 a 24	0.0280	100.8288	0.6	0.0140	50.414	50.414	0.000

2016.576

2016.576

Capacidad del tanque= 168.0480 m3

Coefficiente de regulacion= 7 Qmd

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tiempo de bombeo de 18 horas

Horario	Q (m3/s) entrada	volumen horario (m3)	coef. Var. horaria	Q (m3/s) salida	volumen salida	Ve - Vs	volumen acumulado
0 a 1	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-37.811
1 a 2	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-75.622
2 a 3	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-113.432
3 a 4	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-151.243
4 a 5	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-189.054
5 a 6	0.0311	112.032	0.6	0.0140	50.414	61.618	-127.436
6 a 7	0.0311	112.032	0.9	0.0210	75.622	36.410	-91.026
7 a 8	0.0311	112.032	1.35	0.0315	113.432	-1.400	-92.426
8 a 9	0.0311	112.032	1.5	0.0350	126.036	-14.004	-106.430
9 a 10	0.0311	112.032	1.5	0.0350	126.036	-14.004	-120.434
10 a 11	0.0311	112.032	1.5	0.0350	126.036	-14.004	-134.438
11 a 12	0.0311	112.032	1.4	0.0327	117.634	-5.602	-140.040
12 a 13	0.0311	112.032	1.2	0.0280	100.829	11.203	-128.837
13 a 14	0.0311	112.032	1.4	0.0327	117.634	-5.602	-134.438
14 a 15	0.0311	112.032	1.4	0.0327	117.634	-5.602	-140.040
15 a 16	0.0311	112.032	1.3	0.0303	109.231	2.801	-137.239
16 a 17	0.0311	112.032	1.3	0.0303	109.231	2.801	-134.438
17 a 18	0.0311	112.032	1.2	0.0280	100.829	11.203	-123.235
18 a 19	0.0311	112.032	1	0.0233	84.024	28.008	-95.227
19 a 20	0.0311	112.032	1	0.0233	84.024	28.008	-67.219
20 a 21	0.0311	112.032	0.9	0.0210	75.622	36.410	-30.809
21 a 22	0.0311	112.032	0.9	0.0210	75.622	36.410	5.602
22 a 23	0.0311	112.032	0.8	0.0187	67.219	44.813	50.414
23 a 24	0.0000	0	0.6	0.0140	50.414	-50.414	0.000

2016.576

2016.576

Capacidad del tanque= 239.4684 m3

Coefficiente de regulacion= 9 Qmd

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tiempo de bombeo de 16 horas

Horario	Q (m3/s) entrada	volumen horario (m3)	coef. Var. horaria	Q (m3/s) salida	volumen salida	Ve - Vs	volumen acumulado
0 a 1	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-37.811
1 a 2	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-75.622
2 a 3	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-113.432
3 a 4	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-151.243
4 a 5	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-189.054
5 a 6	0.0000	0	0.6	0.0140	50.414	-50.414	-239.468
6 a 7	0.0350	126.036	0.9	0.0210	75.622	50.414	-189.054
7 a 8	0.0350	126.036	1.35	0.0315	113.432	12.604	-176.450
8 a 9	0.0350	126.036	1.5	0.0350	126.036	0.000	-176.450
9 a 10	0.0350	126.036	1.5	0.0350	126.036	0.000	-176.450
10 a 11	0.0350	126.036	1.5	0.0350	126.036	0.000	-176.450
11 a 12	0.0350	126.036	1.4	0.0327	117.634	8.402	-168.048
12 a 13	0.0350	126.036	1.2	0.0280	100.829	25.207	-142.841
13 a 14	0.0350	126.036	1.4	0.0327	117.634	8.402	-134.438
14 a 15	0.0350	126.036	1.4	0.0327	117.634	8.402	-126.036
15 a 16	0.0350	126.036	1.3	0.0303	109.231	16.805	-109.231
16 a 17	0.0350	126.036	1.3	0.0303	109.231	16.805	-92.426
17 a 18	0.0350	126.036	1.2	0.0280	100.829	25.207	-67.219
18 a 19	0.0350	126.036	1	0.0233	84.024	42.012	-25.207
19 a 20	0.0350	126.036	1	0.0233	84.024	42.012	16.805
20 a 21	0.0350	126.036	0.9	0.0210	75.622	50.414	67.219
21 a 22	0.0350	126.036	0.9	0.0210	75.622	50.414	117.634
22 a 23	0.0000	0	0.8	0.0187	67.219	-67.219	50.414
23 a 24	0.0000	0	0.6	0.0140	50.414	-50.414	0.000

2016.576

2016.576

Capacidad del tanque= 357.1020 m3

Coefficiente de regulacion= 13 Qmd

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tiempo de bombeo de 12 horas

Horario	Q (m3/s) entrada	volumen horario (m3)	coef. Var. horaria	Q (m3/s) salida	volumen salida	Ve - Vs	volumen acumulado
0 a 1	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-37.811
1 a 2	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-75.622
2 a 3	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-113.432
3 a 4	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-151.243
4 a 5	0.0000	0	0.45	0.0105	37.811	-37.811	-189.054
5 a 6	0.0000	0	0.6	0.0140	50.414	-50.414	-239.468
6 a 7	0.0000	0	0.9	0.0210	75.622	-75.622	-315.090
7 a 8	0.0467	168.048	1.35	0.0315	113.432	54.616	-260.474
8 a 9	0.0467	168.048	1.5	0.0350	126.036	42.012	-218.462
9 a 10	0.0467	168.048	1.5	0.0350	126.036	42.012	-176.450
10 a 11	0.0467	168.048	1.5	0.0350	126.036	42.012	-134.438
11 a 12	0.0467	168.048	1.4	0.0327	117.634	50.414	-84.024
12 a 13	0.0467	168.048	1.2	0.0280	100.829	67.219	-16.805
13 a 14	0.0467	168.048	1.4	0.0327	117.634	50.414	33.610
14 a 15	0.0467	168.048	1.4	0.0327	117.634	50.414	84.024
15 a 16	0.0467	168.048	1.3	0.0303	109.231	58.817	142.841
16 a 17	0.0467	168.048	1.3	0.0303	109.231	58.817	201.658
17 a 18	0.0467	168.048	1.2	0.0280	100.829	67.219	268.877
18 a 19	0.0467	168.048	1	0.0233	84.024	84.024	352.901
19 a 20	0.0000	0	1	0.0233	84.024	-84.024	268.877
20 a 21	0.0000	0	0.9	0.0210	75.622	-75.622	193.255
21 a 22	0.0000	0	0.9	0.0210	75.622	-75.622	117.634
22 a 23	0.0000	0	0.8	0.0187	67.219	-67.219	50.414
23 a 24	0.0000	0	0.6	0.0140	50.414	-50.414	0.000

2016.576

2016.576

Capacidad del tanque= 667.9908 m3

Coefficiente de regulacion= 25 Qmd

III.2.2 Determinación del volumen de almacenaje

La capacidad de un tanque de regulación se obtiene en función del gasto máximo diario de proyecto y de la ley de demanda de la localidad

Para determinar la capacidad del tanque de regulación se utiliza la siguiente ecuación, más el volumen considerado para situaciones de emergencia.

$$C = R Q_{md}$$

donde:

C es la capacidad del tanque, en m³

R es el coeficiente de regulación

Q_{md} es el gasto máximo diario, en l/s

Del análisis de tránsitos dentro del tanque para distintos tiempos de bombeo realizado en el tema anterior obtuvimos distintos volúmenes de almacenamiento, para cada caso:

	24 horas	20 horas	18 horas	16 horas	12 horas
Vol. Almacenamiento	340.2972	168.048	239.4684	357.102	667.9908

Para doce horas el volumen es demasiado alto, por lo que esta opción debe ser rechazada, construir un tanque de grandes dimensiones en esta comunidad implicaría un gran gasto, principalmente por el diseño, lo recomendable sería construirlo con mampostería, tomando en consideración que en la ubicación que se eligió para el tanque no tenemos restricciones por superficie de la base del tanque, podemos definir un tanque cuadrado, que es la forma más fácil.

Para determinar el volumen del tanque se decidió adoptar un valor promedio de los calculados para 24, 20, 18, y 16 horas, aproximándolo a 300 m³, con la finalidad de seguir manteniendo la flexibilidad en el sistema, que se ha venido dando con el diámetro de la tubería y el equipo de bombeo, sin afectar un funcionamiento óptimo al menor costo posible.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.2.3 Diseño hidráulico y accesorios.

El diseño de la fontanería se debe realizar procurando que el flujo del agua tenga el menor número de cambios de dirección, con un mínimo de piezas especiales, pero cubriendo todas las posibilidades de operación.

En la entrada, el diámetro de la tubería corresponde al de la conducción. La descarga puede ubicarse por encima del espejo de agua, por un lado del tanque o por el fondo.

Se debe analizar el conjunto línea de conducción-tanque de almacenamiento, considerando los fenómenos transitorios, la topografía y los aspectos estructurales, para definir la ubicación de la entrada. En el diseño se debe asegurar que con cualquier falla de la línea de conducción el tanque funcione adecuadamente, evitando que se vacíe por la línea. Con estos accesorios se permitirá realizar trabajos de mantenimiento en la conducción.

En cualquier caso se debe llevar a cabo una revisión, para tener en cuenta la necesidad de proteger la losa de fondo, del efecto por el impacto de la caída o velocidades altas del flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque.

En tanques presforzados, la entrada debe localizarse por la parte de abajo.

El diseño de la fontanería de entrada debe prever todas las etapas de proyecto de esas instalaciones.

En la salida, la tubería puede quedar alojada en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie proporcionalmente grande o tuberías de gran diámetro, es conveniente que la salida quede ubicada en el fondo, ya que para niveles bajos, el volumen almacenado puede aprovecharse en forma más eficiente que en una salida lateral. En especial para tanques de concreto presforzado es conveniente que la salida quede ubicada en la losa de fondo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El diseño de la fontanería de salida debe prever todas las etapas de proyecto de esas instalaciones.

Por lo que se refiere a la macromedición, los medidores de gasto se instalarán preferentemente en la salida. Se debe tener especial atención con las recomendaciones del fabricante.

Para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regulación, se debe considerar un paso lateral (by pass), entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento, siempre y cuando no se pueda aislar modularmente un tanque que cuente con cámaras.

Generalmente en caso de una fuga o reparación, los tanques se vacían a través de las líneas de salida que son las tuberías de mayor diámetro. El volumen remanente se extrae a través del desagüe de fondo, dimensionado en función del tiempo requerido para vaciar el tanque, se recomienda de 2 a 4 hrs., aunque se puede variar este lapso en función de las condiciones particulares de cada caso.

El vertedor de demasías es, en general, una tubería que se instala verticalmente en el interior del depósito, adosada a las paredes del mismo. Con el propósito de impedir la entrada de roedores y animales el tubo vertedor debe estar preparado, en su parte inferior, con una trampa hidráulica que además proporciona un colchón amortiguador para efecto de caída del flujo de excedencias.

Para la determinación del diámetro del orificio con descarga al tubo de demasías, se utiliza la siguiente fórmula:

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

donde:

Q = Gasto de la conducción, en M³/S

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C = Coeficiente de descarga = 0,6, para orificios circulares con aristas vivas

A = Área de la tubería de demasías, en m^2

h = Carga sobre el orificio, en m. Su valor puede variar de 8 a 12 cm, de acuerdo con la situación de las ventilas y el valor del bordo libre.

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

Dependiendo de las características geotécnicas del sitio donde se desplante el tanque, se define la necesidad de diseñar un drenaje de fondo, que puede ser a base de filtros corridos o de una red de drenes.

Adicionalmente se debe analizar el drenaje pluvial de la zona de influencia del tanque, definiendo las obras necesarias para su desalojo.

Es recomendable que la fontanería de entrada y salida de tanques de regulación quede alojada en una sola trinchera, salvo limitaciones de espacio o topográficas.

Esta trinchera tendrá la suficiente profundidad para que las líneas de entrada y salida al tanque queden totalmente visibles, sobre apoyos de concreto o metálicos. Sus dimensiones deben ser tales que permitan la instalación, operación y mantenimiento del equipamiento alojado en ella y su ampliación a futuro si es el caso.

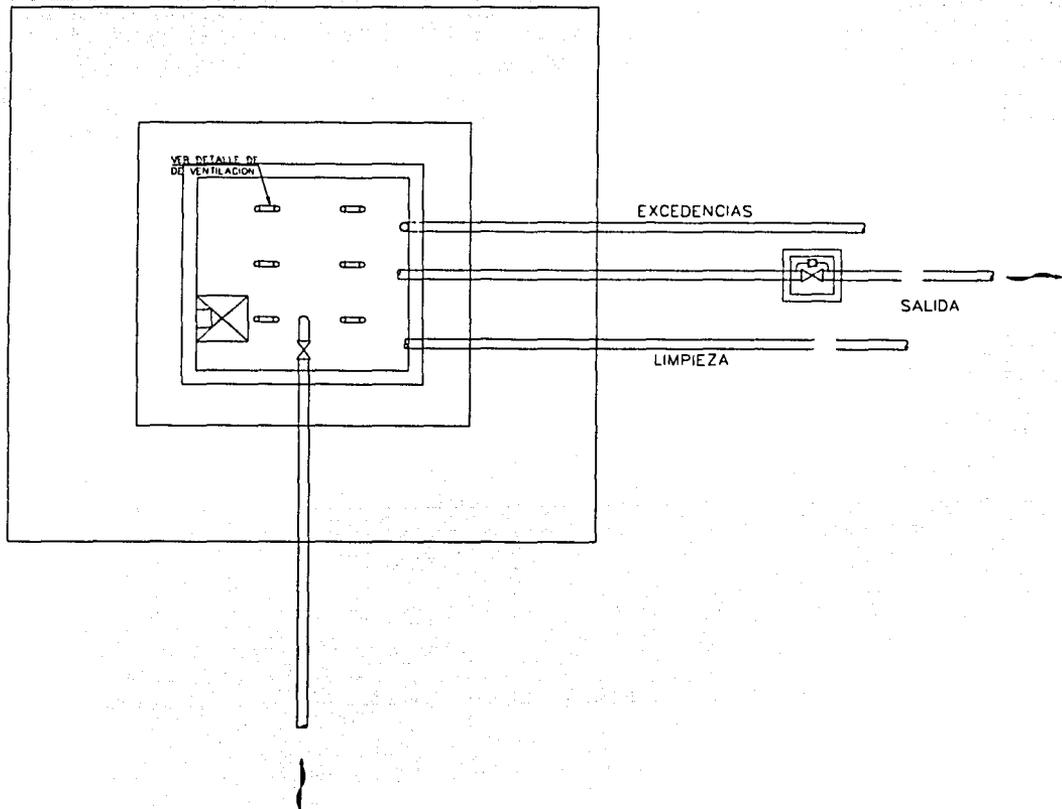
Es conveniente unir las descarga de demasías, desagüe de fondo, drenaje pluvial y drenaje de la trinchera, con la finalidad de proyectar una descarga general a las instalaciones de alcantarillado cercanas, revisando previamente su capacidad hidráulica, o bien, descargar en un sitio conveniente para su incorporación a alguna corriente natural.

La ventilación de los tanques se proporciona con tubos verticales u horizontales, provistos de codos, que atraviesan el techo o la pared, y terminan con un tubo colador o malla.

El registro de acceso debe sobresalir cuando menos 10 cm por encima del techo, se construirá con una cubierta impermeable que sobresalga alrededor del mismo, considerando un dispositivo de cierre.

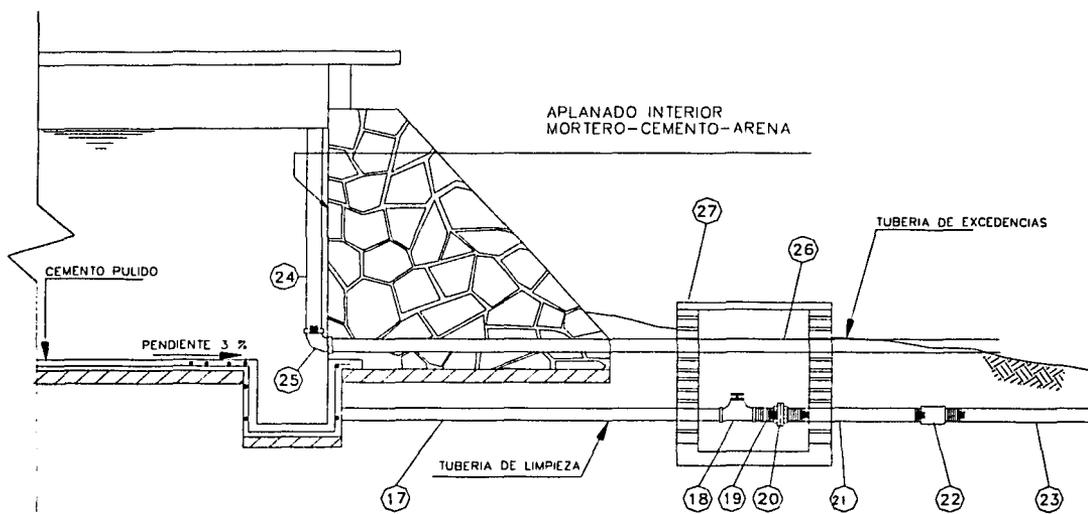
Deben colocarse escaleras de acceso para la inspección, limpieza o para efectuar reparaciones en los tanques.

Como se menciona anteriormente, la topografía del lugar elegido para la ubicación del tanque no nos limita en la superficie que va a ocupar el tanque, por lo que se propone la construcción de un tanque de base cuadrada, que es la más fácil su base será de 156 m^2 , 12.5 m por lado, con un tirante máximo de agua de 2 m , diseñando los accesorios de acuerdo a lo recomendado por las Comisión Nacional del Agua.



LLEGADA DE LA LINEA DE
CONDUCCION

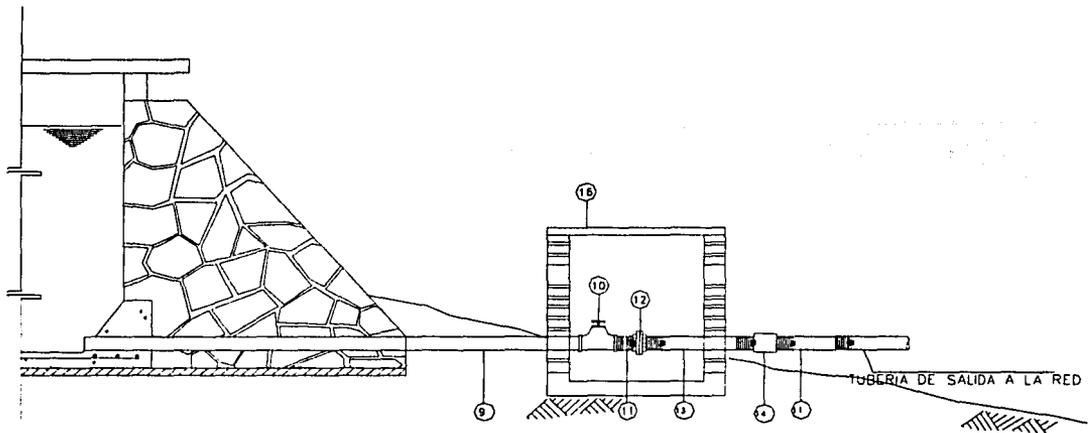
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



DESAGÜE Y EXCEDENCIAS

17	Tubería de Fo.Go. ced-40, L= 300cm
18	Valvula de secc., roscada tipo compuerta, clase 125
19	Niple de Fo.Go. Ced-40, L= 20 cm
20	Tuerca union de Fo.Go.
21	Niple de Fo.Go. Ced-40, L= 35 cm
22	Cople de Fo.Go.
23	Tubería de Fo.Go. CED-40, L= 600 cm
24	Tubería de Fo.Go. Ced-40, L= 240 cm
25	Codo de Fo.Go. de 90°
26	Tubería de Fo.Go. Ced-40, L= 600 cm
27	Caja para operación de valvulas

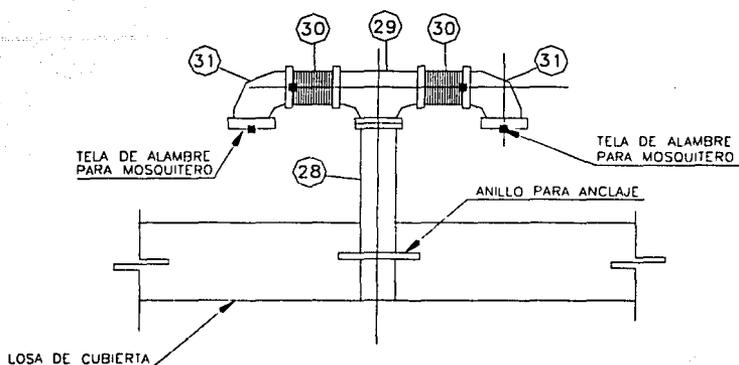
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



SALIDA A LA RED

9	Tubería de Fo.Go. Ced-40, L= 350 cm.
10	Válvula de secc. roscada, tipo compuerta, clase 125
11	Niple de Fo.Go. ced-40, L=20 cm.
12	Tuerca unión de Fo.Go.
13	Tubo de Fo.Go. ced-40, L= 35 cm.
14	Cople de Fo.Go.
16	Caja para operación de válvulas

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



VENTILACION

28	Tubería de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 60 cm
29	Tee de Fo.Go de 51 x 51 mm (2" x 2") ϕ
30	Niple de Fo.Go. Ced-40, de 51 mm (2") ϕ L= 20 cm
31	Codo de Fo.Go. de 90' de 51 mm (2") ϕ
32	Tela de mosquitero para 2" ϕ

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

IV. Conclusiones

El realizar el proyecto que llevará agua potable a la localidad de Sn. Luis Mextepec, Municipio de Zinacantepec, Estado de México, es una oportunidad con doble fin; la primera, contribuir de manera significativa e importante al desarrollo de esta población y por ende del municipio; así como también al mejor aprovechamiento de los recursos naturales y la segunda obtener mediante este proyecto el título profesional a los egresados de la carrera en Ingeniería Civil.

Este proyecto nos dio la oportunidad de acercarnos y conocer detalladamente, la población, su municipio, además de sus necesidades y demandas justificadas pudimos observar también que la zona corresponde a una comunidad rural, en la cual la carencia de servicios e infraestructura es notable, sin contar con los factores indispensable para aspirar a una mejor calidad de vida.

Es muy importante crear conciencia en la población acerca de cuidar la recarga de los mantos acuíferos, para que estos no se vean disminuidos con el tiempo, lo anterior se puede lograr a base de platicas ilustrativas a la comunidad por parte de las autoridades municipales apoyadas con personal calificado de la Comisión Estatal de Aguas.

Recomendamos también proteger adecuadamente el sitio de la captación para que quede exento de posible contaminación y al mismo tiempo llevar a cabo la potabilización del agua por medio de la cloración, esto en el tanque de almacenamiento, para que la concentración de cloro no se vea disminuida, y sea aprovechada dentro de la red.

El diseño de la línea de conducción debe realizarse con un cuidado muy especial en el aspecto económico, ya que un mal diseño puede implicar costos demasiado elevados, el costo en el que mas atención se debe poner es en el equipo de bombeo ya que utilizar una bomba de gran potencia implica que los gastos por energía sean mayores y tomando en cuenta que este es un egreso periódico y permanente, el costo de la línea de conducción puede ser mucho mayor al beneficio que se obtendría en la comunidad.

Con el tiempo los materiales plásticos han cobrado mayor aceptación, cuestión que ha obligado a que se investigue en la evolución de estos materiales, sus características por las que obtienen mayor ventaja son:

- ligereza
- mínima rugosidad
- facilidad de transporte
- facilidad de instalación

estos materiales se presentan ahora con resistencias a la presión de trabajo un poco mayores que las que tenían en los comienzos de su utilización, así como también mayores diámetros.

Probablemente en un tiempo no muy lejano encontraremos materiales plásticos con resistencias y diámetros muy cercanos a los que podemos encontrar en tuberías de acero, y con costos considerables que no afecten la economía del proyecto.

Consideramos importante y esperamos que la Universidad Nacional Autónoma de México, a través de la Escuela Nacional de Estudios Profesionales ENEP ACATLAN, siga apoyando y promoviendo este tipo de seminarios altamente benéficos, para todas las partes que intervienen en ellos, traducándose directamente en aportaciones a las comunidades, principalmente a las mas alejadas y con menos recursos del país, pues estos proyectos coadyuvan enormemente al mejoramiento del nivel de vida de la población.

V. Anexos.

V.1. Procedimiento de construcción e instalación de tuberías de P.V.C.

Las dimensiones de la zanja serán de acuerdo con la sección tipo de proyecto, no deberá excavar la zanja con mucha anticipación a la colocación de la tubería.

El material producto de la excavación deberá colocarse a un costado de la zanja, a una distancia no menor de 60 cm del borde y la altura del montículo no será mayor de 1.25 m, para evitar que la carga produzca derrumbes en la zanja.

La cama de apoyo será con material granular fino o material seleccionado de la excavación.

Si hay presencia de agua en el fondo de la zanja, se colocará antes de la cama de apoyo, a manera de filtro, una capa de grava con un espesor de 15 cm.

El tamaño de las partículas no debe ser mayor de 12 mm (1/2 ").

El relleno inicial de la zanja deberá efectuarse dentro de los próximos 3 días después de la colocación de la tubería, efectuándose en capas de 15 cm, Iniciando por los costados de la tubería, en el extremo libre del tubo, con objeto de mantener el alineamiento horizontal de la tubería. Se utilizará para ello material granular fino o material seleccionado de la excavación, apisonándolo hasta alcanzar un grado moderado de compactación. El relleno se continuará hasta una altura mínima de 20 cm sobre el lomo del tubo.

El relleno final se complementará con el mismo material proveniente de la excavación.

En zonas de circulación vehicular, se deberá alcanzar un grado de compactación mínimo de 95% prueba Proctor Estándar, debiendo utilizarse para ello equipo mecánico apropiado. En zonas sin tráfico de vehículos, el relleno final se podrá efectuar mediante volteo manual o

mecánico, dejando un borde o lomo sobre el nivel del terreno, no menor de 10 cm. El material de relleno no deberá ser lanzado de una altura de 1.50 m., ya que puede causar daños en la tubería.

Por su facilidad de instalación y hermeticidad, el procedimiento de unión recomendado para los tubos de PVC es el de espiga – campana con anillo de hule. Se describen otros procedimientos, tales como cementado, bridado, roscado, etc. Los cuales cubren cualquier necesidad de interconexión entre tubos de PVC y con tubería de otros materiales.

Características de la zanja

Ancho de la zanja. Los factores que determinan el ancho de la zanja son los siguientes:

- Tipo de suelo (estable o inestable)
- Profundidad de instalación.
- Diámetro exterior de la tubería.
- Procedimiento que se ha de seguir para el acoplamiento de los tubos, dentro o fuera de la zanja. Para unión dentro de zanja el ancho de ésta debe ser el suficiente para permitir al operario hacer las siguientes maniobras: Colocar la plantilla, hacer el acoplamiento, acomodo y acostillado de la tubería y compactar el relleno.

Para el acoplamiento fuera de zanja el ancho puede ser menor, puesto que prácticamente todas las operaciones pueden hacerse desde el exterior.

Profundidad de la zanja. Los factores que determinan la profundidad de la zanja son los siguientes:

Diámetro exterior de la tubería, espesor de la plantilla (K), cargas externas muertas y vivas, tipo de instalación (urbana, suburbana o rural), topografía (terreno plano, con declives, etc.), clima de la zona.

En condiciones normales la profundidad total de la zanja (H) se determina como sigue:

$$H = \frac{K}{2} + D + h$$

En donde:

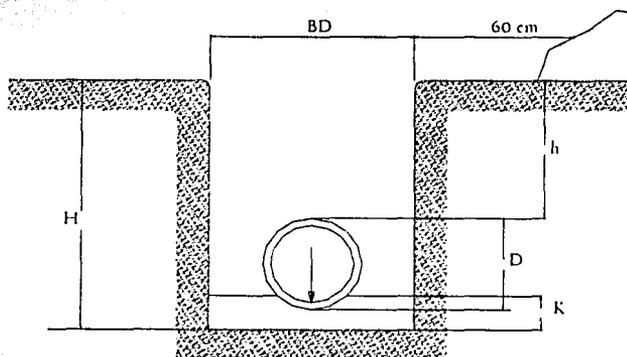
H = profundidad total de la zanja.

K = plantilla (mínima 10 cm.)

h = Relleno

D = Diámetro exterior del tubo.

Fig. 9.1 Recomendaciones sobre la profundidad y ancho de la zanja.



Se anexa la tabla 9.1, como una recomendación de orden general para la instalación de tubería de PVC.

Se debe tomar en cuenta que a causa de la mayor flexibilidad de los tubos de PVC, con respecto a la de los materiales que tradicionalmente se han usado en la conducción de agua, los de PVC pueden ser instalados afuera de la zanja (aprovechando también su ligereza), y enterrados a menor profundidad.

Tabla 9.1. Recomendaciones para la Apertura de Zanjas.

Tubos grises serie inglesa		Tubos blancos serie métrica (antes de color azul)	Ancho de la zanja (BD), en cm		Profundidad de la zanja (H), e cm		Volumen de excavación por m lineal
Diám. nom. (mm)	Diám. ext. en todos los RD'S (mm) D	Diámetro nominal igual al diámetro exterior en todas las clases (mm) DD	Unión fuera de zanja (1) BD	Unión dentro de zanja BD	Para zona rural (2) H	Para zona urbana (3) H	Para unión dentro de zanja, en zona urbana M ³
13	21.3		30	40	30	40	0.160
19	26.7		30	40	30	40	0.160
25	33.4		35	40	35	40	0.160
32	42.2		35	55	35	40	0.220
38	48.3	50	35	55	50	70	0.385
50	60.3	63	35	60	50	75	0.450
60	73.0		35	60	50	80	0.480
75	88.9	80	40	60	55	90	0.540
		100	40	60	65	90	0.540
100	114.3		40	60	70	90	0.540
150	168.3	160	45	60	70	100	0.600
200	219.1	200	50	60	75	100	0.600
		250	55	65	75	105	0.683
		315	60	70	75	105	0.735
		355		72	90	110	0.825
		400		80	95	110	0.880
		450		85	100	115	0.978
		500		90	105	120	1.080
		630		105	120	130	1.365

- (1) No es común unir afuera de la zanja los tubos mayores a 315 mm; en casos especiales, consulte al fabricante.
- (2) En las instalaciones rurales con terrenos inclinados, la profundidad de la zanja debe ser un metro mínimo, para evitar que los arrastres de tierra dejen el tubo al descubierto.
- (3) En vialidades la tubería se coloca dentro del arroyo; de preferencia a un metro de la guarnición.

Forma de la zanja. El fondo de la zanja debe ser plano y correctamente perfilado; hay que eliminar piedras, raíces, afloramientos rocosos, etc., antes de colocar la plantilla.

El material producto de la excavación debe depositarse en un solo lado de la zanja y a 60 cm del borde, para evitar que caiga dentro de ella, la forma más recomendable de zanja es la que se ilustra en la figura 9.2, sin embargo, dependiendo de la estabilidad del suelo, pueden hacerse de otras formas.

Fig. 9.2. Forma de la Zanja.



Paso de muros. El diámetro del orificio que se haga en el muro para el paso de un tubo, debe ser por lo menos un centímetro mayor que el diámetro exterior del tubo.

Se debe tomar en cuenta que el PVC y el concreto y hormigón no forman unión. Por esta razón estos pasos deben sellarse en forma especial con material elástico que absorba deformaciones; por ejemplo, el sellador extruido.

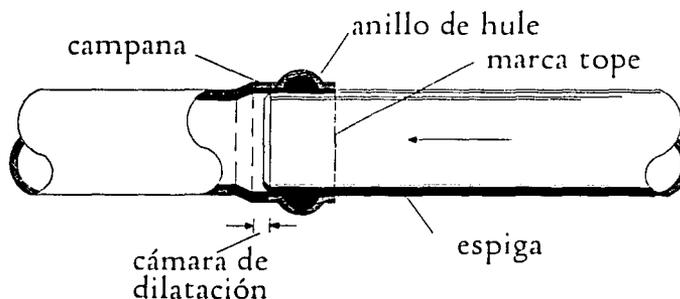
Cuando se construyen muros después de haber colocado la tubería, debe evitarse que ésta soporte el peso de aquellos; en este caso se aconseja encamisar la tubería.

Acoplamiento de la tubería

Tendido de los tubos. Los tubos y conexiones deben tenderse a lo largo de la zanja, de acuerdo con los datos del proyecto; también hay que calcular que la cantidad de tubos sea suficiente para una jornada de trabajo.

Para obtener comodidad en la instalación, se recomienda que en el sistema espiga – campana, las campanas se coloquen en el sentido contrario al flujo de agua, como se indica en la figura 9.3, aún cuando el sentido contra del flujo no perjudica en nada el funcionamiento de la tubería.

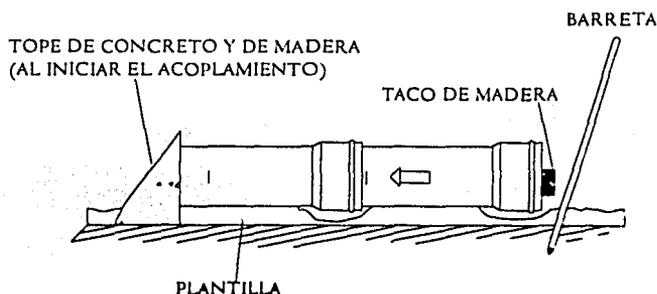
Fig. 9.3 Acoplamiento de tubería.



Antes de acoplar los tubos es conveniente revisar el interior de cada uno, a fin de eliminar cualquier posible obstrucción.

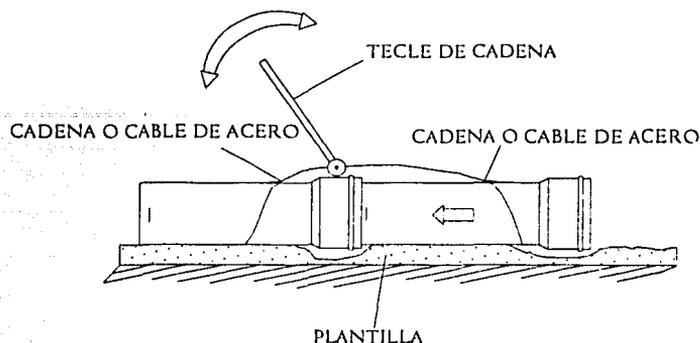
Acoplamiento dentro de la zanja. Se bajan los tubos de las zanjas y se acoplan. Para esta operación no se requiere herramientas especiales, ya que en diámetros de 50 hasta 400 mm su acoplamiento se puede hacer manual o bien utilizando un taco de madera y una barreta con la cual se hace palanca; y para diámetros de 450 a 630 mm el acoplamiento se hace con ayuda de un tele (montacarga de palanca), de una tonelada de capacidad, dos tramos de cadena de 3/8" de diámetro, con ganchos, por tres metros de longitud cada una.

Fig. 9.4 Acoplamiento dentro de la zanja.



Acoplamiento fuera de la zanja. Se recomienda que siempre que sea posible, los tubos y conexiones se acoplen fuera de zanja.

Fig. 9.5 Acoplamiento fuera de la zanja.



Una vez efectuado la unión de varios tramos, se procede a bajar la hilera de tubos a la zanja; se coloca en el fondo sin dejarla caer, para lo cual se emplean cables y varias personas (una por cada tramo); cuidando de no desacoplar, lo cual se comprueba revisando la posición de la marca de entrada en la espiga de cada tramo.

Rendimientos de instalación. En la tabla 9.2, están indicados los rendimientos promedio de instalación sin interrupciones, de la tubería de PVC sistema de unión espiga – campana. Estos rendimientos pueden incrementarse considerablemente si se cuenta con personal calificado.

Tabla 9.2. Rendimientos Promedio de Instalación.

Diámetros nominales (mm)		Tubos de seis metros que se instalan por cuadrilla en una jornada de ocho horas.	Número de operaciones por cuadrilla	
Tubos grises serie inglesa	Tubos blancos serie métrica (antes azules)		Peones	Oficiales
25		220 (1320 m) a mano	1	1
32		220 (1320 m) a mano	1	1
38	50	220 (1320 m) a mano	2	1
50	63	220 (1320 m) a mano	2	1
60		210 (1260 m) a mano	2	1
75	80	200 (1200 m) a mano	2	1
	100	180 (1080 m) a mano	2	1
100		175 (1050 m) a mano	2	1
150	160	160 (960 m) a mano o con barreta	3	1
200	200	120 (720 m) con barreta	3	1
	250	100 (600 m) con barreta	3	1
	315	90 (540 m) con barreta	3	2
	355	80 (480 m) con barreta o tecle	3	2
	400	70 (420 m) con barreta o tecle	3	2
	450	65 (390 m) con tecle	3	2
	500	60 (360 m) con tecle	4	2
	630	55 (330 m) con tecle	4	2

*Rendimiento promedio aplicable a cada diámetro en cualquiera de sus clases.

Interrupción en el trabajo de instalación. Las interrupciones pueden ser a corto o a largo plazo.

A corto plazo. En el caso de interrupciones a corto plazo (término de la jornada de trabajo se deben tapar los extremos libres de la tubería, para evitar la introducción de tierra, animales y de objetos extraños que puedan obstruir o infectar la línea. Para esto se pueden usar bolsas de plástico o de papel cubriéndolas con un poco de tierra.

Se recomienda también recoger todos los tubos y conexiones sobrantes y dejarlos en el almacén de la obra, o confinarlos todos en un lugar apropiado.

A largo plazo. Cuando se sabe que la interrupción será prolongada, se hace necesario probar los tramos ya instalados, topar los extremos libres de la tubería y rellenar totalmente la zanja, la localización de dichas terminales se hará en actas o planos, a fin de poder continuar la obra posteriormente.

En estos casos se deben recoger todos los materiales sobrantes y guardarlos en bodegas adecuadas para poderlos utilizar posteriormente.

Atraques. En una línea que trabaja a presión interna y tiene un extremo cerrado, se producen esfuerzos axiales, iguales al producto de la presión de agua por el área de la sección de la tubería. Este empuje puede alcanzar varias toneladas y se presenta en los puntos siguientes: en donde hay cambio de dirección (codos, tes.) y en terminales.

Los atraques tienen por objeto evitar que, por efecto de los empujes producidos por la presión, la línea se mueva y se afecten su acoplamientos.

Factores que deben considerarse. El tamaño y tipo de atraque por instalar depende de los esfuerzos que se produzcan, y éstos, a su vez, dependen de los siguientes factores: diámetro interior de la tubería, presión máxima en la línea (presión de prueba de campo), tipo de accesorio, ángulo de deflexión y tipo de suelo.

Construcción de atraques. Los atraques constituyen medios de anclaje entre la tubería, accesorios y la pared de la zanja; deben construirse y tener resistencia adecuada antes de la prueba de presión.

El tipo de atraque recomendable es el de concreto, construido con una mezcla compuesta de una parte de cemento, dos de arena limpia y cinco de grava.

Los atraques deben construirse de manera que la superficie de apoyo (A) esté en línea directa con la fuerza principal generada por el tubo o accesorio.

Esta construcción debe hacerse a plomo con la terminación de la campana de cada tubo o conexión; se excava el piso en dirección horizontal creando un asiento debajo de la campana para recibir el concreto que al colarse debe abrazar parte de la campana, y que al fraguar se rigidiza, nunca se deben usar cuñas o tacos de madera como atraques.

Instalación en terrenos inclinados. Cuando la tubería debe instalarse en terrenos inclinados y en aquellos que presenten peligro de derrumbe o bien en donde las aguas puedan socavar el lecho de la tubería, debe asegurarse la tubería contra posibles deslizamientos por medio de atraques. Se debe tener especial cuidado en acostillar la tubería en toda su longitud. Para los casos en que la inclinación es de 45° o más, debe atracarse cada acoplamiento.

Instalación de accesorios para regular el sistema. Como todos los tipos de conductos, la tubería de PVC necesita accesorios para asegurar el buen funcionamiento hidráulico del sistema. Estos accesorios son, válvulas de seccionamiento, válvulas eliminadoras de aire, válvulas de admisión y expulsión de aire, válvulas de desfogue, válvulas reductores y reguladoras de presión, cajas rompedoras de presión.

Válvulas de seccionamiento. Sirven para controlar los gastos en los ramales de una red y en líneas de conducción; o bien, para cortar el flujo en caso de reparación o ampliación.

Válvula eliminadora de aire. Estas válvulas generalmente son de funcionamiento automático y se utilizan para el llenado inicial de la tubería, en la prueba hidráulica de la instalación y para su operación.

Cuando la tubería está operando a presión, estas válvulas expulsan las pequeñas cantidades de aire que se van acumulando.

Para obtener mayor seguridad y dar mantenimiento a la válvula automática se instala una llave o válvula de paso que se deja abierta después de efectuar la prueba.

Válvula de admisión y expulsión de aire. Estas válvulas se utilizan para expulsar rápidamente el aire cuando se va a llenar la tubería y admitir el suficiente aire al vaciar esa tubería; esto para evitar el colapso. Son también de funcionamiento automático.

Válvulas de desfogue. Son válvulas que se instalan en los puntos bajos de una línea de conducción y sirven para vaciar y lavar la tubería cuando sea necesario.

Válvulas reductoras y reguladoras de presión. Este tipo de válvulas, se utilizan en sustitución de las cajas rompedoras de presión y tienen como principal función evitar presiones demasiado altas en la zona baja de una conducción por gravedad y que se vacíe o pierda presión la zona alta. De este modo se mantiene una presión controlada y constante en toda la línea.

Cajas rompedoras de presión. Cuando en el caso de pendientes muy pronunciadas es necesario reducir la presión en la red, se recomienda instalar cajas rompedoras de presión, que son pequeños depósitos en los que el agua pierde su presión por aumento de volumen.

Instalación de válvulas y accesorios. Dependiendo del tipo de válvula que se requiera y del diámetro de la línea de conducción, las válvulas pueden ser instaladas mediante una abrazadera o con extremidades bridadas debidamente ancladas en concreto.

Pruebas hidráulica de la instalación

Alcance. Esta prueba es aplicable a líneas para abastecimiento de agua, conducción de productos industriales y en general, para todos aquellos sistemas destinados a la conducción de líquidos a presión, ya sean con acoplamiento espiga campana, cementado, roscado, bridado o cualquier otro tipo de acoplamiento.

Propósitos. El propósito de la prueba es comprobar que no hay fugas de agua en la línea o red y que, por tanto, el acoplamiento de los tubos se hizo en forma correcta. Según la experiencia del instalador, se recomienda probar tramos de 500 a 1000 m y no menores a los existentes entre crucero y crucero (en redes).

Equipo necesario. Bomba hidráulica manual, equipada, con manómetro de capacidad apropiada, válvula de retención y tubería flexible para acoplar la bomba a la tubería que se va a probar.

Preparación de la prueba. Un tramo de tubería listo para probarse debe llenar los siguientes requisitos:

-Los atraques deben estar contruidos; se recomienda que la prueba se efectúe como mínimo 3 días después de terminado el último atraque.

-La tubería debe estar correctamente apoyada y el relleno de la zanja debe ser parcial, compactado a una mínima de 30 cm sobre el lomo del tubo, para mantener la tubería en posición y evitar que la presión del agua la levante.

-Todos los acoplamientos deben quedar visibles para comprobar su hermeticidad, y para efectuar cualquier reparación si fuese necesaria.

Purga de aire en la tubería. Al llenar de agua una tubería vacía, parte del aire que la ocupa puede quedar atrapado. Este aire, debido a su gran compresibilidad, puede ocasionar problemas cuando no se expulsa de la tubería, aun cuando la presión de prueba o de trabajo sea pequeña. Esto puede también provocar obstrucciones y serias averías en el sistema, razón por la cual debe ser totalmente eliminado. Para lograr esto es necesario que en los puntos más altos del tramo por probar, se coloquen válvulas eliminadoras de aire u otro dispositivo adecuado.

En las líneas de conducción para el abastecimiento de agua, deben preverse los puntos adecuados para colocar las válvulas eliminadoras de aire necesarias a fin de obtener un funcionamiento hidráulico adecuado del sistema.

El llenar de la tubería debe hacerse lentamente, y una vez eliminado todo el aire se procede a cerrar la válvula o dispositivo y se aplica la presión de prueba.

Procedimiento

La prueba debe realizarse desde el punto más bajo del tramo a probar y consiste en dos etapas:

1o. Llenado de la tubería con agua a muy baja presión (máximo 1 Kg/cm²), y baja velocidad (máxima 0.6 m/s) lo cual tiene por objeto eliminar lentamente el aire del sistema y detectar las posibles fugas graves en la instalación.

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.

Durante los 15 minutos siguientes a la obtención de la presión de prueba, esta normalmente disminuye debido a la elasticidad de los tubos de PVC (la elasticidad aumenta cuando se incrementa la temperatura ambiente) y al acomodamiento de los anillos de hule.

En la práctica se recomienda dejar transcurrir otros 15 minutos como mínimo, después del descenso de la presión en el manómetro, para volver al valor deseado, el cual debe mantenerse entre 1 1/2 y 2 horas continuas.

Cuando no existen fugas, las causas principales de disminución en la presión son las siguientes:

- Elasticidad de los tubos.
- Variaciones de la temperatura ambiente.
- Aire atrapado en el interior de la tubería.
- Manómetro (S) en mal estado.
- Fallas en la bomba de presión o en la válvula de retención.

Si se tiene la seguridad de que no existe ninguna de estas causas, la inestabilidad del manómetro nos indicará la existencia de fugas en la línea. En este caso se procede a recorrer la líneas examinando todas las uniones hasta descubrir la mancha de humedad.

Las fugas más comunes en las tuberías de PVC se deben a las siguientes causas:

- Anillo mal colocado, o falta de anillo en el acoplamiento espiga-campaña.
- Acoplamiento mal cementado.
- Rotura en el tubo o en los accesorios debida a maltrato mecánico durante su transporte o manejo.

- Desacoplamiento de la unión, por falta de atraque en un cambio de dirección, o en una pendiente.

- Válvula abierta en algún punto de la red.
- Válvula(s) defectuosa(s).

Aceptación de la prueba. El responsable de la instalación debe aprobar los resultados de la prueba, si son satisfactorios, y recibir la instalación.

Relleno de la zanja. El relleno de la zanja debe seguir a la colocación de la tubería tan pronto como sea posible. De esta manera disminuye el riesgo de que la tubería sufra algún desperfecto, eliminándose también los problemas que causan las inundaciones de la zanja.

Herramienta usada para el “acostillado” y apisonado.

- Pisón de cabeza angosta; se usa para el acostillado de la tubería.
- Pisón de cabeza plana; se utiliza para compactar el material de relleno entre la tubería y las paredes de la zanja, así como para el relleno inicial.

Relleno parcial de la zanja. Debido a que es necesario probar la hermeticidad y funcionamiento de la instalación, el primer relleno debe ser parcial, o sea, sólo sobre la parte central de los tubos, dejando visibles los acoplamientos, conexiones, válvulas, etc.

Relleno apisonado. Ya instalada la tubería sobre la plantilla, se llenan los flancos con tierra cribada de la misma excavación, “acostillando” hasta aproximadamente la mitad del tubo, y apisonando después la tierra a los lados, en capas sucesivas de 10 cm de espesor; se debe usar la herramienta adecuada para que el material quede perfectamente consolidado encima y entre la tubería y las paredes de la zanja.

El relleno de la zanja, con material seleccionado, se debe continuar hasta una altura de 30 cm por encima del lomo de la tubería. El material cribado se extienden en capas de 10 cm y se apisona con el pisón de cabeza plana o con un apisonador mecánico.

Si la excavación se hace en calles pavimentadas, todo el relleno debe ser apisonado.

Después de la prueba hidráulica de la instalación, el relleno y apisonado se debe continuar sobre los acoplamientos y conexiones.

Relleno por volteo. El resto del relleno se puede hacer usando tierra sin cribar, pero de calidad aceptable (libre de piedras muy grandes). Este relleno puede hacerse por volteo a mano o volteo mecánico, dejando un lomo o bordo sobre el nivel natural del terreno.

Para compactar, los mejores resultados se obtienen cuando los suelos están en una condición cercana a la saturación y se utiliza la herramienta adecuada.

V.2. Especificaciones para construcción de tanques de regulación.

MAMPOSTERÍA

En este capítulo se hace referencia a la mampostería de piedra braza (del tipo conocido como de tercera), que está formada con piedras naturales sin labrar ligadas con mortero cemento-arena.

La piedra braza que se utilice en la construcción de los muros de los tanques deberá ser de buena calidad, homogénea, fuerte, durable y resistente a la acción de los agentes atmosféricos, sin grietas ni partes alteradas; se desecharán las piedras redondas y los cantos rodados sin fragmentar. Las piedras que se utilicen deberán estar limpias y exentas de costras. Si sus superficies tienen materia extraña que reduzca la adherencia, se limpiarán o lavarán y serán rechazadas si tienen grasas, aceites y/o si las materias extrañas no pueden ser removidas. La piedra braza deberá cumplir con los siguientes especificaciones:

- a) Una resistencia mínima a la compresión de 150 kg./cm² en dirección normal a los planos de formación.
- b) Una resistencia mínima a la compresión de 100 kg ./cm² en la dirección paralela a los planos de formación.
- c) Una absorción de humedad, máxima del 4 por ciento.
- d) Resistencia al intemperismo: una pérdida máxima de peso del 10 por ciento, después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio.

Estas propiedades se podrán verificar por medio de las siguientes pruebas:

- para la absorción de humedad y la densidad de las piedras naturales, ASTM C 97; -para el módulo de rotura de las piedras naturales, ASTM C 99;
- para la resistencia a la compresión de las piedras naturales, ASTM C 170; -para la resistencia ala abrasión, ASTM C 241; y
- para la resistencia a la flexión de las piedras naturales, ASTM C 880. 2. 2

MORTERO

Los morteros que se empleen para ligar la mampostería de piedra braza natural, cumplirán con los siguientes requisitos:

- a) La relación volumétrica entre el cemento y la arena será de 1 :3 proscribiéndose el uso de mortero de cal.
- b) La resistencia mínima a la compresión será de 50 kg /cm².
- c) El mezclado y la mezcla cumplirán con lo establecido en ASTM C 476.
- d) La resistencia de los morteros se determinará de conformidad con la norma NMX C61.
- e) El cemento deberá cumplir con lo establecido en el apartado 111.3.1
- f) La arena deberá cumplir con lo establecido en ASTM C 33.
- g) Los morteros se elaborarán con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener un material manejable y deberán cumplir con la norma NMX C 283 FR1.

PROTECCIÓN A LA MAMPOSTERÍA

Las superficies internas de los muros de un tanque de mampostería tendrán que revestirse con un aplanado, de mortero con impermeabilizante integral, que cumpla con las especificaciones aprobadas por la Comisión Nacional del Agua.

CONCRETO

El concreto es un material compuesto, que consiste esencialmente de un medio aglutinante en el que se encuentran partículas o fragmentos de agregado. En el concreto hidráulico el aglutinante es una mezcla de cemento Pórtland y agua.

El concreto premezclado deberá mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos de la Norma ASTM C 94 o ASTM C 685.

El concreto deberá transportarse de la mezcladora al sitio final de colocación, empleando métodos que eviten la segregación o pérdida de materiales.

El concreto mezclado en obra se realizará de acuerdo a las disposiciones aplicables de la Norma ASTM C 94, para el manejo, dosificación y mezclado de materiales.

El concreto tendrá el revenimiento requerido debiéndose comprobar con la frecuencia que se considere necesaria, basándose en las Normas ASTM C 94 y ASTM C 143.

El peso volumétrico y el contenido de aire del concreto fresco, deberán determinarse rutinariamente conforme a los métodos de las Normas ASTM C 138 y ASTM C 237 respectivamente, cuando se emplee un aditivo inclusor de aire.

Se tomarán muestras de ensaye de concreto con la frecuencia que se considere necesaria, pero llenando los requerimientos de las Normas ASTM C 31, ASTM C 39 y ASTM C 617.

Las evaluaciones pertinentes de las pruebas podrán verificarse de acuerdo a las Normas ASTM C 318.

El colado se hará en forma continua, sin interrupciones, hasta terminar totalmente lo programado del elemento estructural y dejando únicamente aquellas juntas de colado que indique el proyecto.

La compactación y acomodo del concreto se hará de tal manera que se llenen totalmente los moldes sin dejar huecos dentro de la masa del concreto y cubriendo de una manera efectiva el acero de refuerzo.

No se efectuarán colados cuando este lloviendo.

Durante el colado del concreto, la altura de vaciado máxima permisible, será de 1.20 m. La colocación del concreto no deberá ser directa sobre embebidos, emparrillados muy cerrados o cualquier objeto que provoque la segregación.

El curado, es el control de la humedad y temperatura durante un lapso determinado para que el concreto adquiera la resistencia de proyecto.

Dependiendo de las condiciones climáticas del lugar y las características particulares del concreto de que se trate se recomiendan los siguientes procedimientos:

Humedecimiento continuo de las superficies coladas, con agua limpia exenta de ácido y de cualquier otra clase de sustancias nocivas, por un periodo de 7 días para concreto normal y 14 días para concreto masivo.

Aplicación de membranas impermeables cuya calidad, clase y forma de aplicación deberán ser previamente aprobadas.

Cubriendo las superficies coladas con arena, costales o mantas que deberán mantenerse continuamente húmedas durante el periodo que se especifique.

Las disposiciones de este capítulo, se aplican al concreto reforzado con varillas corrugadas de acero y/o malla de acero electrosoldada, e incluyen al concreto elaborado en sitio, prefabricado y presforzado.

CEMENTO

Dependiendo de la obra por construir, deberá elegirse entre los diferentes tipos de cemento Pórtland según sea el caso:

.Tipo I, para utilizarse cuando no se requieran propiedades especiales.

.Tipo II para uso general, cuando se requiera una resistencia moderada a los sulfatos o un moderado calor de hidratación. Este cemento tiene uso generalizado en las estructuras que conforman las plantas de tratamiento de aguas residuales.

.Tipo III, cemento de alta resistencia rápida.

.Tipo V, cuando se requiera una alta resistencia a los sulfatos, que cumpla con la norma NMX C 1-80 O ASTM C 150-91.

Estos diferentes tipos de cementos, no deberán intercambiarse en los elementos o partes de la obra.

Cuando el cemento se reciba envasado en sacos, éstos deberán llevar el título "Cemento Pórtland", el tipo de cemento, marca y el peso contenido en cada saco. Cuando el cemento es con inclusor de aire, deberá tener el título "inclusor de aire", marcado en el saco. La misma información contendrán los documentos del lote de cemento a granel o en saco. En estos últimos citados, deberá garantizarse su envasado de fábrica.

En el cemento envasado en sacos, se deberá revisar el peso neto. Si los sacos de cemento contienen menos del 2% del peso marcado en el saco, éstos serán rechazados. En un lote de sacos de cemento, se tomará al azar una muestra representativa y se pesará, si el resultado es menor a lo marcado en los sacos, el lote entero será rechazado.

. El cemento envasado en sacos debe ser almacenado de manera que permita un fácil acceso para inspección e identificación de cada lote, y un local que lo proteja adecuadamente contra la acción de los agentes atmosféricos y la humedad. El sitio de almacenamiento deberá estar bien drenado.

Ningún cemento podrá emplearse cuando el tiempo de almacenamiento exceda de 3 meses, excepto que cumpla con los requisitos de nuevas pruebas de laboratorio que indiquen que sigue vigente su buena calidad. El cemento deberá utilizarse conforme al orden cronológico de recepción en la obra.

El cemento empleado en la obra, deberá corresponder con el que se ha tomado como base para la dosificación del concreto.

Algunos cementos hidráulicos expansivos (de contracción compensada) hechos con clinker de cemento Pórtland tipo II o tipo IV adecuadamente sulfatados, proporcionan una suficiente resistencia a los sulfatos.

Las características de las puzolanas deben estar de acuerdo con la norma ASTM C 618-92a, y tendrán una pérdida en ignición de al menos el 3 por ciento.

No todas las puzolanas son adecuadas para resistir los sulfatos. Las puzolanas no deben exceder el 25 por ciento en peso del cemento más las puzolanas, para evitar la absorción errática de aditivos.

El cemento con bajo contenido de álcalis se utilizará en los casos en que los agregados puedan reaccionar con los álcalis.

AGREGADOS

Es todo material granular, tal como la arena, grava o piedra triturada, empleado con algún medio cementante, para producir ya sea un concreto o un mortero.

Los agregados para el concreto, deberán cumplir con las especificaciones NMX C 30-1986, NMX C 111-1988 y/o ASTM C 33-90.

En general, los agregados también deberán cumplir con la sección 1.4 del informe del Comité ACI 301 (Especificaciones para el Concreto Estructural para Edificios). Se puede obtener una mayor información en relación a los agregados en la Guía para la Utilización de Agregados de Peso Normal en el Concreto (ACI 221 R).

Los agregados, se dividen en agregados grueso y fino. El agregado grueso es aquél que queda retenido en la malla No.4 (paso de 4.75 mm). El agregado fino es el que pasa la malla No.4 (paso de 4.75 mm) y que queda predominantemente retenido en la malla con paso igual 75 μ m (No.200).

Los agregados que no cumplan con estas especificaciones que hayan demostrado por pruebas especiales o por experiencia práctica, que producen un concreto de resistencia y durabilidad adecuados podrán utilizarse cuando así lo autorice la dirección de la obra.

Se seleccionarán agregados que tengan una baja contracción por secado y una baja absorción. Se recomienda el uso de agregados compuestos de materiales a base de sílice (cuarzo y feldespato).

Se tendrá precaución con la posibilidad de reacciones álcali-agregado procedentes de los cementos con alto contenido de álcalis y de otras fuentes. Dichas reacciones pueden tener efectos adversos para la durabilidad del concreto.

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre las caras de los moldes, un tercio del peralte del elemento, ni tres cuartos de la separación libre mínima entre las varillas de refuerzo, paquetes de varillas o cables tendones de preesfuerzo.

AGUA

El agua empleada en el mezclado del concreto deberá ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, sales, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero de refuerzo, y deberá cumplir con la norma NMXC283-1981.

El agua de mezclado para concreto presforzado o para concreto que contenga elementos de aluminio ahogados, incluyendo la parte de agua de mezclado con la que contribuye a la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de iones de cloruro.

Se podrá utilizar agua no potable, si los cilindros muestreados con concreto hechos con este tipo de agua, resultan con resistencias a los 7 y 28 días de por lo menos el 90 por ciento de los de especímenes similares hechos con agua potable, cuando se ensayen de conformidad con ASTM C 109.

ADITIVOS

Se define como aditivo a aquel material que no sea agua, agregados o cemento hidráulico, que se utiliza como ingrediente del concreto el cual se agrega inmediatamente antes o durante el mezclado para modificar las propiedades del concreto en forma tal, que lo hagan más manejable, más económico o para otros propósitos, en beneficio de la calidad y la trabajabilidad del concreto (ASTM C 49492).

Los aditivos que se empleen en el concreto, serán de acuerdo con lo indicado en el proyecto y del tipo que no provoquen agrietamientos, ni calor de hidratación en exceso, ni aquellos que ataquen al acero o al concreto.

Principalmente, los aditivos se clasifican de la siguiente manera:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

acelerantes o retardantes del fraguado (ASTM C 494-92) inclusores de aire (NMX C 200-1978 y/o ASTM C 260-86) reductores del agua de mezclado o para control del fraguado (NMX C 255-1981 y/o ASTM C 494-92. Se incluyen en esta clasificación los agentes puzolánicos.

En adición, podrán usarse otros tipos misceláneos de aditivos para generar la expansión del concreto (NMX C 140-1978 y NMX C 117-1978), mejorar la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, facilitar el bombeo del concreto, reducir la permeabilidad del concreto, impedir la corrosión del acero de refuerzo.

Deberá prestarse una cuidadosa atención a las instrucciones suministradas por el fabricante de los aditivos.

Los aditivos no deberán emplearse antes de una apropiada evaluación de sus efectos y de las condiciones que se pretenden con su aplicación.

Los aditivos inclusores de aire, deberán cumplir con lo estipulado en la norma ASTM C 260. Se ha descubierto que esta clase de aditivos tiene efectos benéficos. Además de mejorar la resistencia a los efectos de los ciclos de congelación y deshielo, mejoran la trabajabilidad con un revenimiento constante, disminuyen el sangrado y se obtiene una mejor estructura de la pasta, además de reducir la contracción. Como resultado, contribuyen a lograr una estructura densa e impermeable y se recomienda usarlos en los concretos para la construcción de tanques de regulación en los sistemas de agua potable.

Los aditivos de tipo impermeabilizante integral también se recomiendan en la construcción de tanques ya que son hidrófugos, impidiendo la penetración del líquido en las fisuras, logrando con esto una protección adicional al acero de refuerzo.

En caso de que se apruebe el empleo de aditivos químicos, éstos deberán cumplir con los requisitos estipulados en la norma ASTM C 494, y las puzolanas deberán emplearse de acuerdo con los requisitos de la norma ASTM C 618. El uso de todos los aditivos debe hacerse de acuerdo con el ACI 211-2 (Comité ACI-212, Aditivos para concreto), y deben ser aprobados por la Dirección de la obra.

Los aditivos que se deseen emplear con cemento de contracción compensada, se deberán utilizar con conocimiento previo y con la aprobación del fabricante del cemento.

Deben emplearse solamente aquellos aditivos establecidos expresamente por el fabricante como libres de cloruro.

El contenido máximo de cloruro soluble en agua, expresado como un porcentaje del cemento formado con la contribución de todos los ingredientes de la mezcla de concreto, incluyendo agua, agregados, materiales cementantes y aditivos, no excederá al 0.06 por ciento para el concreto presforzado ó 0.10 por ciento para todos los otros tipos de concreto.

Si la estructura va a estar expuesta a cloruros, el contenido máximo de cloruro soluble al agua será de 0.10 por ciento expresado y medido en forma similar. En el caso de que la estructura esté expuesta a concentraciones de cloruro mayores al 0.10 de cloruros contenidos en el agua, ésta se deberá proteger mediante recubrimientos especiales, tales como pinturas epóxicas o productos similares.

La escoria de Alto Horno que cumple con la Norma ASTM C 989, es empleada como un aditivo en el concreto de manera muy similar a como se emplea la ceniza volante. Generalmente, deberá utilizarse con cementos tipo Pórtland que cumplan con la Norma ASTM C 150 y sólo en excepcionales ocasiones, será apropiado usar escoria con un cemento combinado, el cual ya tiene puzolana o escoria.

ACERO DE REFUERZO

Para refuerzo del concreto deberán usarse varillas corrugadas de acero que cumplan con las normas NMX S 6, S 18, S 32 y S 294 y/o ASTM A 615, A 616, A 617 y A706.

También podrá utilizarse como refuerzo, la malla de acero electrosoldada que cumpla con las especificaciones ASTM A 497.

El acero para preesfuerzo deberá cumplir con alguna de las especificaciones ASTM siguientes: A 421, A 416 ó A 722.

Se podrán utilizar alambres, torones o varillas no detalladas específica mente en las normas ASTM arriba citadas, siempre que se demuestre que no poseen propiedades que los hagan menos satisfactorios que las normas ASTM A 421, ASTM A 416 ó ASTM A 722.

Cuando se requiera tomar precauciones especiales para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión, se podrán utilizar varillas recubiertas con galvanizado o con un material epóxico.

Las varillas galvanizadas para refuerzo de concreto, deberán cumplir con la especificación ASTM A 767.

Las varillas recubiertas con epóxico deberán cumplir con la especificación ASTM A 775.

En el caso de que el acero de refuerzo se recubra con alguno de los materiales mencionados, se deberá tener en cuenta en el diseño que debe suministrarse un incremento en el anclaje, ya que estos recubrimientos reducen la adherencia entre la varilla y el concreto.

ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural que se utilice en los tanques, sus aditamentos o partes de ellos, cumplirá con las especificaciones ASTM A 36.

Todos los materiales utilizados para acero tipo estructural serán nuevos y de primera. Se podrán utilizar los materiales para los que no se encuentren definidas su composición y características, siempre y cuando hayan sido ensayados y calificados mediante pruebas de laboratorio y se hayan determinado todas sus propiedades físicas, dimensionales y químicas, que cumplan con las Normas aplicables indicadas en cada caso. (ASTM A 668, AWWAI O 102, AWS2 A 1.4, AWS A 5.1, AWS O 1.1.).

Las placas de refuerzo cumplirán con las especificaciones ASTM A 36; A 131 grados A y S; A 283 grados A, S, C y O; ó A 573 grado 58.

El acero tipo ASTM A 283 grado O no podrá utilizarse en placas de espesor mayor a 19 mm.

La placa empleada en la construcción de los cuerpos y tapas de tanques a presión, deberá cumplir las especificaciones correspondientes de la sección II del código ASME3 o su equivalente ASTM.

Los perfiles de acero estructural cumplirán las Normas ASTM A 36. Para otras formas, como las tubulares, que se utilicen en componentes estructurales, tales como columnas, puntales, etc., se cumplirán las especificaciones ASTM A 500 y A 501.

Se podrán utilizar tuberías de acero como miembros tubulares estructurales, siempre que cumplan las Normas ASTM A 319 grado B; A 53 tipo E o S grado B; o API 5L grado B, proporcionando el espesor mínimo, de acuerdo con las especificaciones de diseño.

Los tornillos y anclas cumplirán las Normas ASTM A 307, grado B. Se puede considerar como material alternativo para anclas, las barras de material tipo que cumpla con la especificación ASTM A 36. Cuando no sea posible utilizar tornillos de clase ASTM A 307, se podrán sustituir por los de clase ASTM A 325.

Los tornillos cumplirán con las especificaciones ASTM A 325 ó A 490.

a) Los procedimientos para efectuar las conexiones atornilladas cumplirán con las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).

Las barras lisas y corrugadas podrán emplearse para unir partes a presión, tales como anillos de bridas, anillos de refuerzo, marcos para aberturas reforzadas, tirantes y tornillos, atiesadores o riostras y partes similares. Los materiales para barras lisas y corrugadas deberán cumplir los requisitos de las tablas 6.2A y 6.213, para barras, tornillos o remaches.

Los pasadores deberán cumplir con las Normas ASTM A 307 grado B; A 108 grado 1018 ó 1025; A 36.

1. American Water Works Association
2. American Welding Society
3. American Society of Mechanical Engineers

Los electrodos y fundentes para soldadura estarán de acuerdo con lo que señalan las Normas AWS 01.1.

Cuero Acero al carbono ASTM-A 285 Gr. Ta as Acero al carbono ASTM-A 285 Gr. So ortes Acero al carbono ASTM A 36

Tornillos Acero al carbono ASTM A 193 Tuercas Acero al carbono ASTM A 194 Em a ues Asbesto

Interiores Acero al carbono ASTM A 53

Conexiones Acero al carbono ASTM A 105 Bridas Acero al carbono ASTM A 181

MATERIALES PARA SELLO DE JUNTAS

Los materiales para rellenar las juntas en los tanques de regulación de concreto, deberán reunir los siguientes requisitos:

- a) Hermetismo al paso del agua.
- b) Compresibilidad.
- c) Evitar que se expandan al contacto con el agua.

Los materiales que se usarán para lograr el hermetismo en las juntas se dividen en las siguientes categorías:

1) Tapajunta. Es una barrera que se coloca en la sección de la junta durante el proceso de construcción para construir un diafragma resistente al paso del agua. Pueden ser de hule natural, de cobre, de acero o de cloruro de polivinilo (NMX 249) .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para los tanques de regulación se recomienda el uso de banda de cloruro de polivinilo (PVC) de 9.5 mm y 23 cm de ancho. Una ventaja del cloruro del polivinilo es la facilidad de empalmar cuando se aplica calor.

2) Relleno Compresible Es una tira de material compresible que se utiliza para rellenar y tapar el espacio en una junta de expansión, proporcionar una base para el sellador de la junta y permitir el movimiento de expansión del concreto. Este material debe ser elástico y no interferirá con el sellador. Se puede usar corcho, neopreno, caucho, espuma de poliestireno expandido, así como otros materiales que cumplan con las normas ASTM D 994, D 1751, D 1190 Y D 1752. En nuestro medio se ha usado con buenos resultados la espuma de poliestireno expandido.

3) Sellador de la Junta. Se usa para evitar el paso del agua o de algún material extraño a través de la junta. Deberá ser impermeable y deformable para permitir los movimientos, así como para recuperar sus propiedades y forma original después de las deformaciones cíclicas, manteniendo la integridad de la junta y su adherencia con los cambios de temperatura durante la vida útil de la estructura. Se recomienda el uso de elastómeros, desechando los materiales a base de asfaltos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

V.3. Norma oficial para tuberías de concreto.

NMX-E-143/1-1998-SCFI

**INDUSTRIA DEL PLÁSTICO - TUBOS Y CONEXIONES - TUBOS DE
POLI(CLORURO DE VINILO) (PVC) SIN PLASTIFICANTE PARA EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA A PRESIÓN - SERIE MÉTRICA -
ESPECIFICACIONES**

**PLASTIC INDUSTRY - PIPES AND FITTINGS - UNPLASTICIZED
POLY(VINYL CHLORIDE) (PVC) PIPES FOR PRESSURE WATER
SUPPLY - METRIC SERIES - SPECIFICATIONS**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI

P R E F A C I O

En la elaboración de esta norma mexicana participaron las siguientes empresas e instituciones:

- ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PLÁSTICO, A.C.
- CENTRO NACIONAL PARA LA CALIDAD DEL PLÁSTICO, S.C.
- COMISIÓN ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO DEL ESTADO DE MÉXICO
COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA;
- COMITÉ TÉCNICO DE NORMALIZACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PLÁSTICO
- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica.
- EMPRESA MEXICANA DE MANUFACTURAS, S.A. DE C.V.
- INDUSTRIA PLÁSTICA DE TUBERÍAS, S.A. DE C.V.
- INSTITUTO DEL FONDO NACIONAL DE LA VIVIENDA PARA LOS TRABAJADORES
- MADEPLA, S.A.
- PLÁSTICOS OMEGA, S.A. DE C.V.
- PLÁSTICOS REX, S.A. DE C.V.
- PLASTOTÉCNICA, S.A.
- SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- TUBOS FLEXIBLES, S.A. DE C.V.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

NMX-E-143/1-1998-SCFI

ÍNDICE DEL CONTENIDO.

Número del capítulo		Página
1	Objetivo y campo de aplicación	1
2	Referencias	1
3	Definiciones	2
4	Clasificación	4
5	Especificaciones	5
6	Materia prima	14
7	Muestreo	14
8	Métodos de prueba	15
9	Marcado	15
10	Bibliografía	16
11	Concordancia con normas internacionales	16
	Apéndice informativo	16

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI

CDU: 678.7:678:472

CANCELA A LA
NMX-E-143-1994-SCFI

NMX-E-143/1-1998-SCFI
1/16

**INDUSTRIA DEL PLÁSTICO - TUBOS Y CONEXIONES - TUBOS DE
POLI (CLORURO DE VINILO) (PVC) SIN PLASTIFICANTE PARA EL
ABASTECIMIENTO DE AGUA A PRESIÓN - SERIE MÉTRICA -
ESPECIFICACIONES**

**PLASTIC INDUSTRY - PIPES AND FITTINGS - UNPLASTICIZED
POLY(VINYL CHLORIDE) (PVC) PIPES FOR PRESSURE WATER
SUPPLY - METRIC SERIES - SPECIFICATIONS**

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

1.1 Objetivo

Esta norma mexicana establece las especificaciones aplicables a los tubos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) sin plastificante, utilizados en sistemas de abastecimiento de agua a presión.

1.2 Campo de aplicación

Esta norma mexicana es aplicable a los tubos serie métrica, con unión espiga-campana y anillo de material elastomérico, en diámetros de 50 mm a 630 mm, que operan a presión y protegidos de los rayos solares.

2 REFERENCIAS

Para la correcta aplicación de la presente norma se deben consultar las siguientes normas mexicanas vigentes:

NMX-AA-051	Análisis de agua - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción atómica.
NMX-BB-093	Equipo para uso médico - Contenido de metales pesados - Método espectrofotométrico de absorción atómica.
NMX-E-013-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Resistencia a la presión hidráulica interna sostenida por largo periodo - Método de prueba.

NMX-E-143/1-1998-SCFI
2/16

NMX-E-014	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Resistencia al aplastamiento - Método de prueba.
NMX-E-016-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Resistencia a la presión hidráulica interna a corto periodo - Método de prueba.
NMX-E-021-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Dimensiones - Método de prueba.
NMX-E-028	Industria de plástico - Tubos y conexiones - Extracción de metales pesados por contacto con agua - Método de prueba.
NMX-E-029-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Resistencia al impacto - Método de prueba.
NMX-E-031-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Compuestos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) - Clasificación.
NMX-E-129	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Hermeticidad de la unión en tubos y conexiones - Método de prueba.
NMX-E-131-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Resistencia al cloruro de metileno de los tubos de plástico - Método de prueba.
NMX-E-179-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Reversión térmica - Método de prueba.
NMX-E-213-SCFI	Industria del plástico - Tubos y conexiones - Temperatura de ablandamiento Vicat - Método de prueba.
NMX-Z-012/1	Muestreo para la inspección por atributos - Parte 1: Información general y aplicaciones.
NMX-Z-012/2	Muestreo para la inspección por atributos - Parte 2: Método de muestreo, tablas y gráficas.
NMX-Z-012/3	Muestreo para la inspección por atributos - Parte 3: Regla de cálculo para determinación de planes de muestreo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
3/16

3 DEFINICIONES

Para los propósitos de esta norma se establecen las siguientes definiciones:

3.1 Cámara de dilatación (Cd)

Es el espacio dentro de la campana, que permite el movimiento longitudinal de la tubería, ocasionado por la dilatación y contracción debidas a los cambios de temperatura (ver figuras 1 y 4).

3.2 Campana

Es la parte de unión, integral al tubo, que aloja al anillo que sirve como elemento de sello y recibe a la espiga.

3.2.1 Campana formada o integrada

Es la parte de unión que se fabrica en el mismo tubo (ver figuras 1, 2 y 3).

3.2.2 Campana inyectada

Es la parte de unión que se fabrica por el proceso de inyección y que se une al tubo por cementación (ver figuras 4, 5 y 6).

3.3 Chaflán (N)

Es el desbastado en la parte final de la espiga del tubo que tiene por objeto facilitar el acoplamiento en el sistema espiga-campana (ver figuras 2 y 5).

3.4 Diámetro nominal de los tubos (Dn)

Es una medida de clasificación que, para el caso de la serie métrica objeto de esta norma, corresponde al diámetro exterior del tubo y sobre cuyo valor se aplican las tolerancias.

3.5 Espiga (E)

Es la parte extrema de un tubo con chaflán y limitado por la marca tope (ver figuras 2 y 5).

3.6 Longitud total de la campana formada o integrada (Lc)

Es la distancia comprendida entre el inicio de la campana y el inicio de la zona de transición (T) (ver figura 3).

3.7 Longitud total de la campana inyectada (Lc)

Es la distancia comprendida entre el inicio de la campana y el tope interior de ésta (ver figura 6).

3.8 Longitud total del tubo (Lt)

Es la distancia comprendida entre los extremos del tubo (ver figuras 2 y 5).

3.9 Marca tope (Mt)

Es la marca que el fabricante debe poner sobre la espiga del tubo, la cual sirve como referencia para su instalación (ver figuras 1, 2 y 5).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
4/16

3.10 Ovalidad

Es la diferencia permisible entre el diámetro exterior medido en cualquier punto del perímetro del tubo y su diámetro exterior nominal, expresada en valores absolutos.

3.11 Presión de trabajo

Es la presión máxima a la cual los tubos deben ser utilizados.

3.12 Reversión térmica

Es una variación de la longitud de la probeta cuando ésta es expuesta a una temperatura y tiempo determinados.

3.13 Transición (T)

Es el espacio entre el tubo y la campana formada. La longitud de la transición es variable (ver figura 3).

4 CLASIFICACIÓN

Los tubos objeto de esta norma se clasifican en:

- a) Por su sistema de unión en un sólo tipo y un sólo grado de calidad:
Espiga-campana.
- b) Por su resistencia a la presión de trabajo en cinco clases (ver tabla 1).

TABLA 1.- Presión de trabajo

Clase	Presión máxima de trabajo	
	MPa	kgf/cm ²
5	0,5	5
7	0,7	7
10	1,0	10
14	1,4	14
20	2,0	20

NOTA- Se considera que 10 kgf/cm² son iguales a 1 MPa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
5/16

5 ESPECIFICACIONES

El producto objeto de esta norma debe cumplir con las siguientes especificaciones:

5.1 Dimensionales

Todas las especificaciones dimensionales se verifican de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-021-SCFI (ver 2 Referencias).

5.1.1 Diámetro, espesor y ovalidad de los tubos

El diámetro exterior, el espesor y la ovalidad de la parte lisa de los tubos se establecen en la tabla 2.

5.1.2 Chaflán (N)

El extremo espiga de los tubos debe tener un chaflán con ángulo de $15^\circ \pm 5^\circ$ (ver figuras 2 y 5).

5.1.3 Longitud total del tubo (Lt)

La longitud total de los tubos debe ser de 6 m con una tolerancia de $\pm 0,5\%$. Pueden suministrarse otras longitudes, previo acuerdo entre comprador y fabricante, conservando la misma tolerancia.

5.1.4 Dimensiones de la campana

Las dimensiones de la campana formada o integrada (ver figuras 1, 2 y 3) se establecen en la tabla 3 y las de la campana inyectada se establecen en la tabla 4 (ver figuras 4, 5 y 6).



TABLA 2.- Diámetros, espesores de pared, ovalidad y tolerancias

NMX-E-143/1-1998-SCFI
6/16

Dimensiones en milímetros

Diámetro nominal (Dn)	Diámetro Exterior		C		L		A			S			E		
	Tipo (De)	Tol (+)	5		7		10		14			20			
			Espesor	Tol (+)	Espesor	Tol (+)	Espesor	Tol (+)	Ovalidad Máxima	Espesor	Tol (+)	Ovalidad Máxima	Espesor	Tol (+)	Ovalidad Máxima
50	50	0,3	-----	-----	-----	-----	1,8	0,4	0,6	2,4	0,4	0,6	3,3	0,5	0,6
63	63	0,3	-----	-----	1,5	0,4	2,2	0,4	0,8	3,0	0,5	0,8	4,2	0,6	0,8
80	80	0,3	1,5	0,4	2,0	0,4	2,8	0,5	1,0	3,8	0,6	1,0	5,3	0,7	1,0
100	100	0,3	1,8	0,4	2,5	0,5	3,5	0,6	1,2	4,8	0,7	1,2	6,7	0,9	1,2
160	160	0,5	2,8	0,5	3,9	0,6	5,5	0,8	-----	7,6	1,0	1,9	10,7	1,3	1,9
200	200	0,6	3,5	0,6	4,9	0,7	6,9	0,9	-----	9,5	1,2	2,4	13,3	1,5	2,4
250	250	0,8	4,4	0,6	6,1	0,8	8,6	1,1	-----	11,9	1,4	3,0	16,7	1,9	3,0
315	315	0,9	5,6	0,8	7,7	1,0	10,9	1,3	-----	15,0	1,8	3,8	21,0	2,3	3,8
355	355	1,1	6,2	0,8	8,7	1,1	12,2	1,4	-----	16,9	1,9	4,3	23,7	2,6	4,3
400	400	1,2	7,0	0,9	9,8	1,2	13,8	1,6	-----	19,0	2,1	4,8	26,7	2,9	4,8
450	450	1,4	7,9	1,0	11,0	1,3	15,5	1,8	-----	21,4	2,3	5,4	30,0	3,2	5,4
500	500	1,5	8,8	1,1	12,2	1,4	17,2	1,9	-----	23,8	2,6	6,0	33,3	3,5	6,0
630	630	1,9	11,1	1,3	15,4	1,7	21,7	2,4	-----	30,0	3,2	7,6	42,0	4,4	7,6

NOTAS

1- La ovalidad se controla únicamente para los tubos cuya relación e/Dn es mayor o igual a 0,035, en este caso no se le controla a las clases 5 y 7 y diámetros mayores de 100 mm en clase 10, el valor especificado se calcula con la siguiente fórmula:

$$\text{Ovalidad} = 0,012 \text{ Dn.}$$

2- Los espesores están calculados con una base de diseño de 14 MPa (140 kgf/cm²) a 20°C utilizando la siguiente fórmula:

$$e = \frac{De}{(2s/p) + 1}$$

RECIBO CON
 FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
7/16

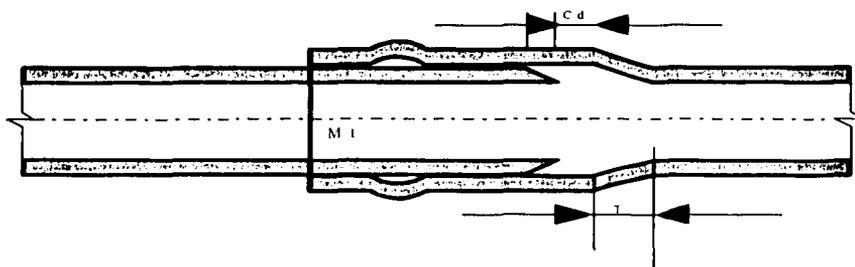


FIGURA 1.- Representación de la cámara de dilatación, marca tope y transición.

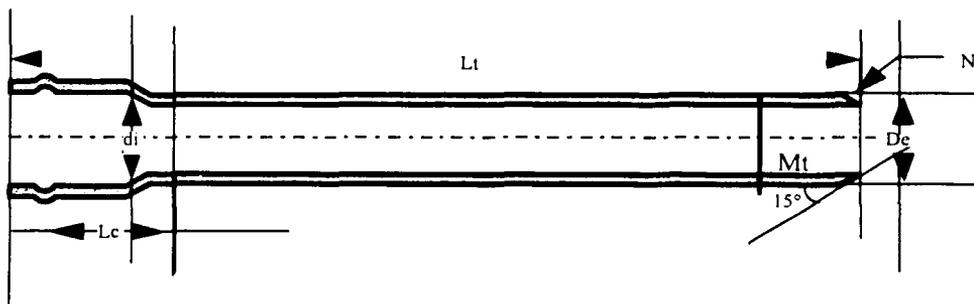
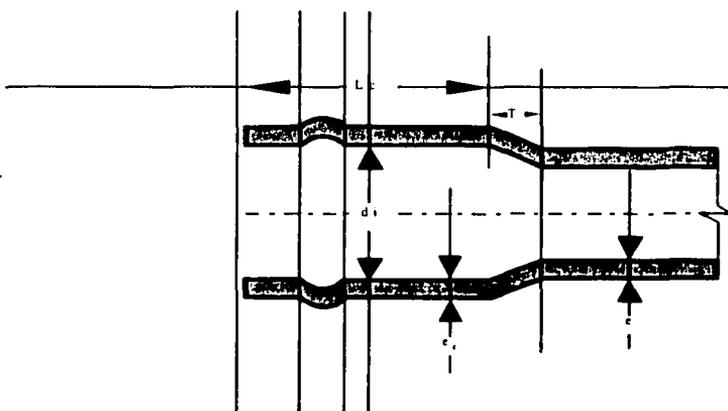


FIGURA 2.- Representación del chaflán, marca tope, longitud total del tubo y longitud total de la campana formada o integrada



TRISIS.COM

FIGURA 3.- Representación de espiga, transición y longitud total de la campana formada o integrada

NMX-E-143/1-1998-SCFI
8/16

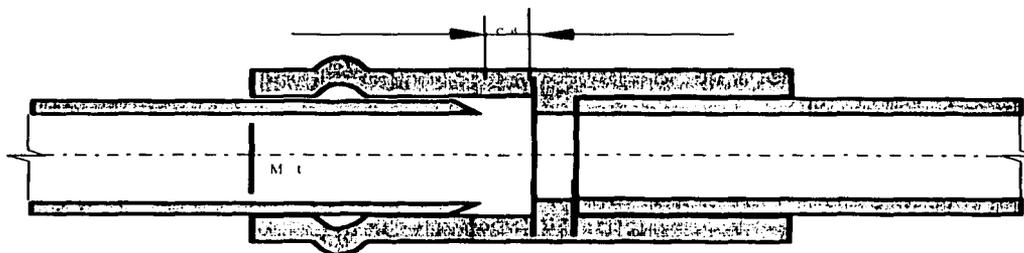


FIGURA 4.- Representación de marca tope y cámara de dilatación

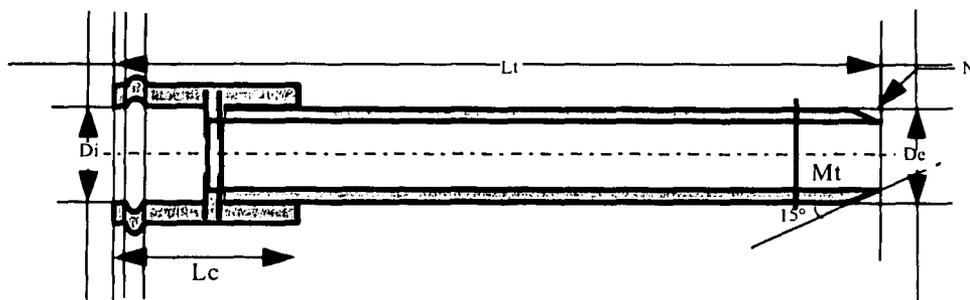
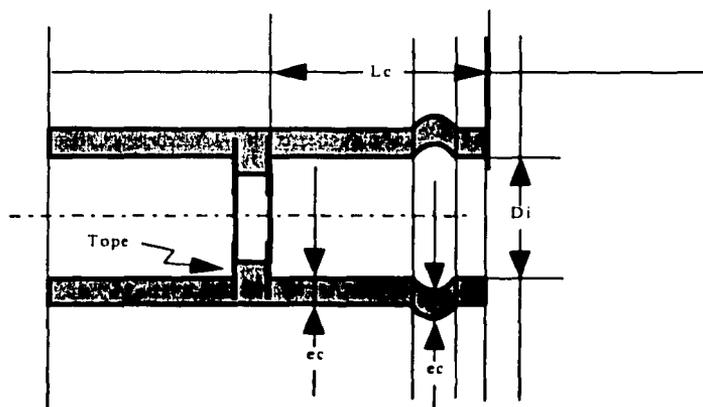


FIGURA 5.- Representación de la longitud total del tubo, chaflan y marca tope



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 6.- Representación de espiga y longitud total de la campana

TABLA 3.- Dimensiones de la campana formada o integrada

Dimensiones en milímetros

Diámetro nominal (Dn)	Diámetro campana (Di)	interior de Tol (+)	Longitud mínima de la campana (Lc)
50	50,5	0,6	80
63	63,6	0,7	86
80	80,6	0,7	90
100	100,7	0,8	96
160	161,0	1,1	115
200	201,2	1,1	126
250	251,5	1,2	143
315	316,8	1,2	160
355	357,0	1,2	205
400	402,2	1,2	210
450	452,5	1,4	210
500	502,6	1,5	210
630	633,4	1,9	245

TABLA 4.- Dimensiones de la campana inyectada

Dimensiones en milímetros

Diámetro nominal (Dn)	Diámetro campana (Di)	interior de Tol (+)	Longitud mínima de la campana (Lc)
50	50,5	0,6	70
63	63,6	0,7	82
80	80,6	0,7	84
100	100,7	0,8	98
160	161,0	1,1	133
200	201,2	1,1	133

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.1.5 Espesor de la campana (ec)

5.1.5.1 El espesor de la campana formada en el tubo sin anillo integrado, en cualquiera de sus partes, debe ser por lo menos el espesor mínimo del tubo (ver tabla 2).

NMX-E-143/1-1998-SCFI
10/16

5.1.5.2 El espesor de la campana formada en el tubo con anillo integrado, en cualquiera de sus partes debe ser por lo menos del espesor mínimo del tubo (ver tabla 2). Cuando por diseño esta especificación no se cumpla, el espesor (ec) se debe medir en el cuerpo de la campana (ver figura 3), el cual se especifica en la tabla 5. Además la unión debe ser sometida a las siguientes pruebas de presión:

- a) Resistencia a la presión hidráulica interna por corto periodo
 La unión espiga-campana con anillo integrado debe de soportar como mínimo una presión de 3,1 veces la presión de trabajo del tubo como se establece para cada clase en la tabla 8. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-016-SCFI (ver 2 Referencias).
- b) Resistencia a la presión sostenida por 1 h
 La unión espiga-campana con anillo integrado no debe presentar falla, cuando es sometida a una presión interna de 2,5 veces la presión de trabajo del tubo, durante un tiempo no menor de 1 h. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-129 (ver 2 Referencias).
- c) Resistencia a la presión sostenida por 1 000 h
 La unión espiga-campana con anillo integrado debe estar exenta de falla, después de someterse a una presión de 2,1 veces la presión de trabajo como se indica en la tabla 7 durante 1 000 h. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-013-SCFI (ver 2 Referencias).

Esta prueba debe efectuarse 3 veces como mínimo al año, cada vez en diferente diámetro y clase.

TABLA 5.- Espesores en el cuerpo de la campana (ec)

Diámetro Nominal (Dn)	Dimensiones en milímetros				
	Clase				
	5	7	10	14	20
50	-----	-----	1,9	2,7	3,9
63	-----	1,6	2,4	3,3	4,4
80	1,5	2,1	3,0	4,3	6,3
100	1,8	2,6	3,8	5,3	7,8
160	2,9	4,2	6,0	8,5	12,5
200	3,7	5,2	7,5	10,6	15,6
250	4,6	6,5	9,4	13,3	19,4
315	5,8	8,2	11,8	16,7	24,5
355	6,5	9,2	13,3	18,9	27,6
400	7,3	10,3	14,9	21,2	31,0
450	8,3	11,6	16,8	23,9	34,9
500	9,2	12,9	18,7	26,5	38,8
630	11,6	16,3	23,5	33,4	48,9

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
11/16

5.1.5.3 El espesor de la campana inyectada, en cualquiera de sus partes, debe ser el indicado en la tabla 6.

TABLA 6.- Espesores mínimos de pared de las campanas inyectadas

Dimensiones en milímetros

Diámetro nominal (Dn)	Espesor (ec) Clases 5, 7 y 10
50	3,6
63	4,4
80	5,6
100	6,7
160	8,8
200	10,7

5.2 Mecánicas

5.2.1 Resistencia a la presión sostenida por 1 000 h

Los tubos deben estar exentos de fallas, después de someterse a una presión de 2,1 veces la presión de trabajo como se indica en la tabla 7, durante 1 000 h. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-013-SCFI (ver 2 Referencias).

Esta prueba debe efectuarse 3 veces como mínimo al año, cada vez en diferente diámetro y clase.

TABLA 7.- Resistencia a la presión sostenida por 1 000 h a 23°C ± 2°C

Clase	Presión mínima interna sostenida por 1 000 h	
	MPa	kgf/cm ²
5	1,1	11,0
7	1,5	15,0
10	2,1	21,0
14	2,9	29,0
20	4,2	42,0

FALTA DE ORIGEN
 TESTS CON

5.2.2 Resistencia a la presión hidráulica por corto periodo

Los tubos deben soportar como mínimo una presión de 3,1 veces la presión de trabajo, como se establece para cada clase en la tabla 8. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-016-SCFI (ver 2 Referencias).

NMX-E-143/1-1998-SCFI
12/16

TABLA 8.- Resistencia a la presión hidráulica interna, por corto periodo

Clase	Presión de prueba	
	MPa	kgf/cm ²
5	1,6	16,0
7	2,2	22,0
10	3,1	31,0
14	4,3	43,0
20	6,2	62,0

5.2.3 Hermeticidad de la unión espiga-campana

La unión espiga-campana con anillo de hule no debe presentar fugas, cuando es sometida a una presión interna de por lo menos 2 veces la presión de trabajo del tubo, durante un tiempo no menor de 15 min. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-129 (ver 2 Referencias).

5.2.4 Resistencia al impacto

Los tubos no deben romperse ni fracturarse, cuando se sometan al impacto por dardo tipo A. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-029-SCFI (ver 2 Referencias).

La energía de impacto que se debe aplicar es la indicada en la tabla 9.

TABLA 9.- Energía de impacto

Diámetro nominal (mm)	Energía de impacto	
	N.m	kgf.m
50	58,84	6
63	58,84	6
80	58,84	6
100	78,45	8
160	98,07	10
200	98,07	10
250	117,68	12
315	117,68	12
355	117,68	12
400	117,68	12
450	117,68	12
500	117,68	12
630	117,68	12

FALLA DE ORIGEN
TESIS CON

NMX-E-143/1-1998-SCFI
13/16

5.2.5 Resistencia al aplastamiento

Los tubos objeto de la aplicación de esta norma no deben presentar roturas, rajaduras o agrietamientos cuando se aplastan al 60 % de su diámetro exterior. Esto se verifica de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-014 (ver 2 Referencias).

5.3 Físicas y químicas

5.3.1 Especificación sanitaria

El agua, después de estar en contacto con los tubos de PVC, de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-028 (ver 2 Referencias) no debe exceder en la tercera extracción, los contenidos que se indican en la tabla 10. Esta prueba debe efectuarse como mínimo dos veces al año.

TABLA 10.- Especificación sanitaria

Sustancia	Contenido ppm	Método de prueba
Plomo	0,05	NMX-AA-051 o NMX-BB-093
Cadmio	0,01	NMX-AA-051 o NMX-BB-093
Estaño	0,02	NMX-BB-093
Bario	1,0	NMX-AA-051
Mercurio	0,001	NMX-AA-051
Antimonio	0,05	NMX-AA-051
Cromo	0,05	NMX-AA-051
Arsénico	0,05	NMX-AA-051
NOTA- Esta especificación puede determinarse con los métodos de prueba indicados en las normas mexicanas NMX-AA-051 y NMX-BB-093 (ver 2 Referencias) o con algún otro método de prueba cuya sensibilidad esté dentro de los límites de las especificaciones establecidas.		

5.3.2 Resistencia al cloruro de metileno

Cuando la probeta se ensaya de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-131-SCFI (ver 2 Referencias), ésta no debe sufrir ningún ataque en la superficie interna o externa de la pared del tubo expuesto. Solo se permite un ataque máximo del 15 % en la parte del chaflán.

5.3.3 Reversión térmica

Cuando los tubos se ensayan de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-179-SCFI (ver 2 Referencias), el resultado no debe variar más de un 7 % en sentido longitudinal. Además, en las probetas no deben aparecer burbujas, fisuras u oquedades, así como otros defectos apreciables.

NMX-E-143/1-1998-SCFI
14/16

5.3.4 Temperatura de ablandamiento Vicat

Cuando los tubos se prueban de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-213-SCFI (ver 2 Referencias), la temperatura de ablandamiento Vicat no debe ser menor de 79°C. Esta prueba debe efectuarse como mínimo 2 veces al año.

5.3.5 Apariencia

5.3.5.1 Color

Los tubos deben ser de color blanco. Esto se verifica visualmente.

5.3.5.2 Acabado

Las superficies interna y externa del tubo deben ser de color homogéneo, libres de grietas, ampollas, protuberancias o cualquier otro defecto apreciable. No deben contener impurezas ni porosidades; los extremos del tubo deben tener cortes limpios y a escuadra con respecto al eje mayor del mismo. El acabado del tubo debe ser tan homogéneo como comercialmente sea práctico. Esto se verifica visualmente.

5.3.5.3 Marca tope (Mt)

Es la marca que el fabricante debe poner sobre la espiga del tubo, la cual sirve como referencia para su instalación. Esto se verifica visualmente.

6 MATERIA PRIMA

Los tubos especificados en esta norma pueden ser elaborados a base de un compuesto que cumpla con alguno de los siguientes códigos de clasificación: PVC 12454-B, 12454-C o 14333-D, de acuerdo a lo indicado en la norma mexicana NMX-E-031-SCFI (ver 2 Referencias).

7 MUESTREO

7.1 Para verificar la calidad del producto objeto de esta norma, debe utilizarse un plan de muestreo establecido de común acuerdo entre el fabricante y el comprador, con un nivel de calidad aceptable máximo de 4 y de acuerdo a lo indicado en las normas mexicanas NMX-Z-012/1, NMX-Z-012/2 y NMX-Z-012/3 (ver 2 Referencias).

Para el muestreo de lotes con un número de tubos fijos o lotes de producción aislados, se puede utilizar el plan de muestreo sencillo (Tablas IIA, IIB y IIC de la norma mexicana NMX-Z-012/2).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
15/16

Se puede comenzar con una inspección normal (ver tabla II A "Planes de muestreo sencillo para inspección normal" de la norma mexicana NMX-Z-012/2) pero si 2 de cada 5 lotes consecutivos se rechazan, se puede cambiar a inspección rigurosa. (ver tabla IIB "Planes de muestreo sencillo para inspección rigurosa" de la norma mexicana NMX-Z-012/2). Por el contrario, estando vigente la inspección rigurosa, se puede establecer la inspección normal cuando 5 lotes consecutivos hayan sido considerados aceptables en la inspección original.

Estando en inspección normal, si 10 lotes consecutivos han sido aprobados y el número total de defectos (de los 10 lotes) para cada especificación, es inferior al número límite indicado en la tabla VIII de la norma mexicana NMX-Z-012/2 (ver 2 Referencias), y además si la producción tiene un ritmo constante, se puede cambiar a inspección reducida (tabla II C "Planes de muestreo sencillo para inspección reducida" de la norma mexicana NMX-Z-012/2). Por el contrario, estando vigente la inspección reducida, se puede establecer la inspección normal cuando en la inspección se rechaza un lote o la producción es irregular o lenta.

8 MÉTODOS DE PRUEBA

Para verificar la calidad del producto objeto de esta norma, se deben aplicar las normas mexicanas de métodos de prueba establecidas en el capítulo 2 Referencias.

9 MARCADO

El marcado de los tubos debe hacerse con caracteres legibles e indelebles de color azul a intervalos no mayores de 2 m y debe incluir como mínimo lo siguiente:

- Nombre, razón social, marca registrada o símbolo del fabricante;
- Material de que está fabricado el tubo (PVC y código de clasificación);
- Clase;
- Diámetro nominal.
- Serie métrica (Sm);
- Presión máxima de trabajo;
- Uso (Agua a presión);
- La leyenda o símbolo de "HECHO EN MÉXICO" o indicar país de origen;
- Fecha de fabricación (Día/Mes/Año), y
- Sello de garantía cuando así se autorice.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NMX-E-143/1-1998-SCFI
16/16

10 BIBLIOGRAFÍA

- NOM-008-SCFI-1993 Sistema General de Unidades de Medida, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de octubre de 1993.
- NMX-E-111-1995-SCFI Industria del Plástico - Anillos de material elastomérico usados como sello en la tubería de poli(cloruro de vinilo) (PVC) - Especificaciones. Declaratoria de vigencia publicada en el Diario Oficial de la Federación el 12 de abril de 1996.
- ISO-4422-1990 Pipes and fittings made of unplasticized poly(vinyl chloride) (PVC-U) for water supply - Specifications.
- ASTM-D- 2241-1994 Poly(Vinyl chloride) (PVC) pressure - Rated Pipe (SDR Series) - Specification.
- ASTM-D- 3139-1995 Joints for plastic pressure pipes using flexible elastomeric seals.

11 CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

Esta norma concuerda con la norma internacional ISO-4422-1990 en los incisos: 4, 4.1, 4.1.1, 6.1, 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, 8 y 8.1.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA:

Comision Nacional del Agua . MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE ALACANTARILLADO Y SANEAMIENTO. 2001.

Extrumex. MANUAL TÉCNICO EXTRUMEX, SISTEMA EXTRU-PAK. 2000.

Enrique Cesar Valdez. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. Vol. I. UNAM Facultad de Ingeniería.

Sotelo Avila Gilberto. HIDRÁULICA GENERAL. Ed. Limusa.

García Chable Miguel Angel. ELEMENTOS DE HIDRÁULICA APLICADA..

Murguía Vaca Ernesto. INGENIERIA SANITARIA.

Comisión Federal de electricidad MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. CONDUCCIONES A PRESIÓN. México, 1981

Linsey R.K. INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS. Editorial CECSA. México, D.F. 1984.

Pedro López Alegría. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DE EXCRETAS. Instituto Politécnico Nacional. México, 1990.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN