

21121
17



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLÁN"**

**"DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR
GRAVEDAD DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE COJALITLA,
MUNICIPIO DE SULTEPEC, ESTADO DE MÉXICO"**



**SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
FELIPE DE JESÚS JUÁREZ GARCÍA**

ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO



NOVIEMBRE 2003

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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

Felipe y Amalia

**Por su inmenso amor, sus sinceros consejos,
su incondicional apoyo, comprensión y creer en mí.**

GRACIAS

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

NOMBRE: Juárez García
Felipe de Jesús

FECHA: 09 - Diciembre - 2003

FIRMA: [Firma]

A mis hermanos

Ma. Elena, Miguel Ángel y Adriana
Que siempre me han demostrado su
apoyo, confianza y cariño.

A mis sobrinos

Miguel Ángel, Javier y Ángel
Por traer nuevas energías al hogar.

A mi ahijado

Ricardo
Por el cariño que me ha demostrado.

A mi amigo

Amado
Por todas las penas y alegrías vividas
juntos, gracias por tu amistad.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, principalmente a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán por brindarme la oportunidad de desarrollar una carrera profesional.

Deseo brindar mi agradecimiento al Ing. Hermenegildo Arcos Serrano, por su apoyo, experiencia y conocimientos para la terminación del presente trabajo.

Del mismo modo, deseo expresar mi agradecimiento a todas aquellas personas que con sus consejos y apoyo, me motivaron a alcanzar esta meta.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES	
I.1. Localización geográfica.	2
I.2. Clima.	3
I.3. Orografía.	4
I.4. Tipo de suelo.	4
I.5. Hidrografía.	5
I.6. Flora y fauna.	5
I.7. Aspectos socioeconómicos.	6
I.8. Factibilidad social.	7
CAPÍTULO II. ANÁLISIS DE LA DEMANDA	
II.1. Periodo de diseño.	9
II.2. Población actual.	10
II.3. Población de proyecto.	11
II.4. Usos del agua potable.	17
II.5. Dotación.	18
II.6. Coeficientes de variación.	19
II.7. Gastos de diseño.	20
II.8. Resumen de los Datos Básicos del Proyecto.	22
CAPÍTULO III. FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRA DE TOMA	
III.1. Descripción general de las fuentes de abastecimiento.	23
III.2. Calidad del agua.	27
III.3. Resultado de aforos.	28
III.4. Selección y diseño de la obra de toma.	29

CAPÍTULO IV. DISEÑO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

IV.1. Aspectos a considerar en el diseño de una línea de conducción.	37
IV.1.1. Generalidades.	39
IV.1.2. Criterio de diseño de la C.N.A.	39
IV.1.2.1. Velocidades.	40
IV.1.2.2. Pérdida de carga.	40
IV.1.2.3. Gradiente hidráulico.	41
IV.1.3. Tuberías.	42
IV.1.3.1. Clasificación de las tuberías.	42
IV.1.3.2. Protección de las tuberías.	48
IV.1.3.3. Simbología de tuberías.	49
IV.1.4. Válvulas.	49
IV.1.5. Desagües.	52
IV.1.6. Piezas especiales.	52
IV.1.7. Deflexiones verticales y horizontales.	56
IV.1.8. Atraques de concreto.	56
IV.2. Planeo y diseño de la línea de conducción a gravedad.	57
IV.2.1. Perfiles tipo y criterios básicos para el uso de una conducción por gravedad.	57
IV.2.1.1. Cajas rompedoras de presión.	59
IV.2.1.2. Clasificación de las tuberías.	59
IV.2.2. Diseño hidráulico de la línea de conducción.	61
IV.2.2.1. Análisis, selección y operación de la línea de conducción. ..	62
IV.2.2.2. Gradiente hidráulico.	75
IV.3. Planeo y diseño de la línea de conducción a bombeo.	76
IV.3.1. Perfiles tipo y criterios básicos para el uso de una conducción por bombeo.	76
IV.3.1.1. Plantas de bombeo.	77
IV.3.2. Diseño hidráulico de la línea de conducción.	78
IV.3.2.1. Diámetro económico.	78

IV.3.2.2. Golpe de ariete.	80
IV.3.2.3. Análisis, selección y operación de la línea de conducción...	81
IV.3.2.4. Gradiente hidráulico.	85

CAPÍTULO V. TANQUE DE REGULARIZACIÓN

V.1. Tipos de tanque de acuerdo a su funcionamiento, regularización y almacenamiento.	86
V.2. Criterio para volumen por regularizar.	87
V.3. Diseño del tanque de regularización (volumen, dimensiones y estructuración)...	88

CAPÍTULO VI. RED DE DISTRIBUCIÓN

VI.1. Generalidades.	96
VI.2. Criterios de diseño.	97
VI.3. Clasificación de redes de distribución.	98
VI.4. Componentes del sistema de distribución.	102
VI.5. Procedimiento de diseño de una red abierta.	103
VI.6. Procedimiento de diseño de una red cerrada.	105
VI.7. Diseño de la red de distribución.	107

CAPÍTULO VII. ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

VII.1. Planos.	119
VII.2. Especificaciones.	119

CONCLUSIONES	120
---------------------------	-----

BIBLIOGRAFÍA	121
---------------------------	-----

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

INTRODUCCIÓN

El agua es el componente principal de la materia viva. Los seres humanos estamos constituidos entre un 70 a 85% de agua. Además el agua no solamente es vital para conservar la vida de los seres humanos, si no que también la necesitan para realizar sus necesidades básicas, como por ejemplo, cocinar, beber, asearse y prevenir enfermedades, desalojando el agua ya utilizada. Igualmente, en los procesos industriales se emplean cantidades muy considerables.

A pesar de que aproximadamente el 71% de la superficie de nuestro planeta está cubierto por mares y océanos, la cantidad de agua disponible para usos humanos es limitada, ya que solo puede utilizarse el agua que conforma el ciclo hidrológico. Por tal motivo el agua es un recurso limitado que debe conservarse y distribuirse cada vez más, con mayor eficiencia.

El presente trabajo fue elaborado dentro del Seminario Taller Extracurricular denominado “Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable”, que tiene por objeto obtener el título de Ingeniero Civil; el resultado final de dicho seminario es la elaboración de un proyecto para Abastecimiento de Agua Potable.

El proyecto desarrollado, se localiza en el Poblado de “Cojaltitla”, Municipio de Sultepec, Estado de México; el cual contempla cuatro temas principales que son: Fuente de Abastecimiento, Línea de Conducción, Tanque de Regularización y Red de Distribución.

En el presente trabajo se expone, con detalle el tema “Diseño de la Línea de Conducción por Gravedad del Poblado de Cojaltitla, Municipio de Sultepec, Estado de México”, motivo por el cual los puntos restantes se tratarán a manera de “resumen” en los capítulos correspondientes, presentando básicamente las generalidades de los mismos, así como los resultados finales.

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

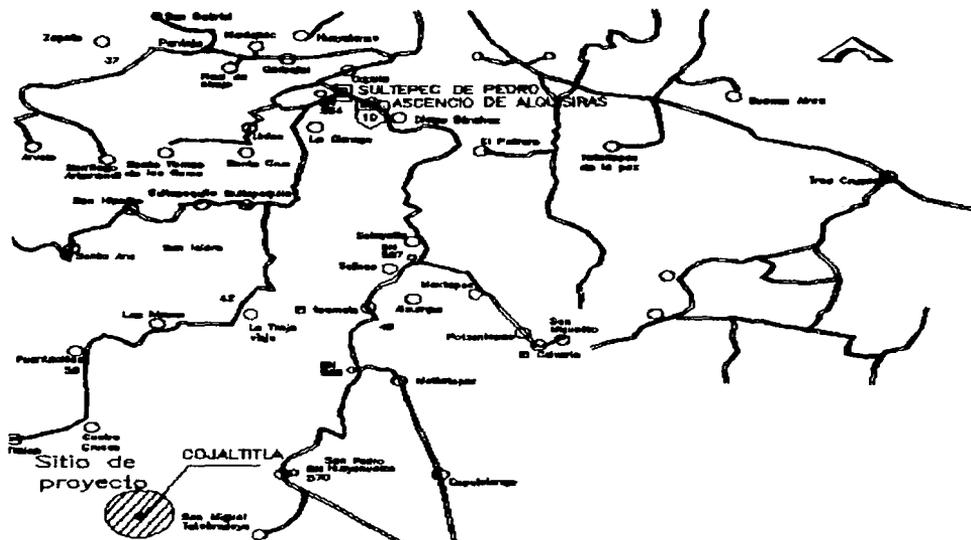
1.1. Localización geográfica.

El municipio de Sultepec se localiza en el extremo sur de la porción occidental del estado de México; entre los paralelos 18°53'21" 18° 33'03" de latitud norte y entre los meridianos 99° 51'25" y 100° 08'17" de longitud oeste.

Sultepec forma parte de la región VI de Coatepec Harinas y uno de los 124 municipios; es distrito Judicial y rentístico; se le conoce como providente de la plata y se localiza a 126 Km. de la capital de la república y a 76 Km. de la localidad de Toluca.

El municipio, de acuerdo con su situación actual, colinda: al norte con los municipios de Tejupilco y Texcaltitlan ; al sur con el estado de Guerrero y municipio de Zacualpan; al este con el municipio de Almoloya de Alquisiras y al oeste con el municipio de Amatepec.

La localidad de Cojaltitla es una localidad netamente rural aislada y dispersa, se ubica en la parte suroeste del municipio de Sultepec, y es una comunidad cuya población importante se ubica al noroeste a una longitud aproximada de 5 km. Siendo esta la comunidad de San Miguel Totolmaloya, que aunque se le da el nombre de comunidad es una localidad rural aislada y compacta se localiza sobre la carretera estatal No 10 en el Km. 74 de la cabecera municipal, estas localidades por estar totalmente aisladas de la cabecera municipal presenta un estado nulo en cuanto a infraestructura en los servicios públicos, entre ellos en el suministro de agua potable y de alcantarillado, lo que se traduce en un detrimento en la calidad de vida de la población.



Los límites de la comunidad son al norte con la localidad de Laguna Verde al sur con la localidad de Tenanguillo al este con la sierra de la Goleta y al oeste con La comunidad de San Miguel Totolmaloya.

1.2. Clima.

El clima dominante es semicálido y cálido por las regiones del sur y suroeste. En la cabecera municipal el clima es frío, subhúmedo por la ubicación a más de 2,000 m.s.n.m.m. Aunque en las partes bajas y algunas planicies es semicálido y cálido, sobre todo en algunos lugares que colindan con el municipio de Tejuzilco y el estado de Guerrero. La precipitación pluvial es de 43 mm y se presenta en los meses de octubre a febrero, de acuerdo con la información metereológica de Sultepec.

La temperatura varia y muestra grandes oscilaciones; durante la primavera aumenta considerablemente casi en todo el territorio del municipio. En mayo se registran los valores mas elevados, principalmente en las regiones de menor altitud localizadas al suroeste, con 36° y 40°C. El promedio en la cabecera municipal es de 15°C y en las zonas altas es de 8°C. La temperatura media anual es de 22.5°C.

1.3. Orografía.

El territorio es extremadamente abrupto y lo recorren tres series de montañas que forman parte del macizó del Nevado de Toluca o Xinantécatl. En la mayor parte del municipio hay montes, cerros, y pequeñas sierras, entre las cuales se extienden algunas llanuras, lomerios y barrancas. Entre los cerros mas importantes sobresalen: el de La Culebra o San Joaquín, El Oro, La Albarrada, Cuauhtepec, El Campamento de las Águilas, El Picacho, el de Peñitas y el del Ordenamiento, los cerros restantes tiene alturas que oscilan entre los 1,950 y 2,430 m.s.n.m.m.

1.4. Tipo de Suelos.

El suelo es un recurso natural donde se desarrollan las actividades vitales para la existencia de plantas, animales y el ser humano.

La superficie está constituida por una fase profunda que se presenta una capa de roca que limita la profundidad del suelo entre 50 y 100 cm. Estas rocas están consideradas de gran importancia minera, pues representan vetas auroargentíferas muy productivas en oro, plata, zinc, mercurio, bronce, plomo, cuarzo, estaño y cantera de color rosa, morado, y verde.

Las características del suelo están determinadas por las condiciones geológicas y climáticas propician una gran diversidad de suelos. La superficie esta constituida por la

fase lícita profunda que permite el desarrollo de la vegetación y actividades productivas, con algunas limitantes para el almacenamiento de agua; se pueden hallar rocas de carácter sedimentario con capas arcillosas y calizas.

1.5. Hidrografía.

En la localidad se cuenta con una serie de escurrimientos secundarios sin identificación esto debido a la configuración topográfica de la comunidad, el arroyo mas importante es el denominado la Goleta el cual nace en la sierra del mismo nombre y se incorpora al río Sultepec.

A nivel municipal debido a su sistema montañoso se forman dos grandes cuencas hidrológicas: la primera se sitúa en la parte oriente y es recorrida por el río Sultepec, el cual nace en un lugar llamado los Remedios. Cuenta con diversos afluentes como Potzontepec, Capulatengo, Coquillo, Jalpan y San Miguel Totolmaloya en el cual se ubica nuestra cuenca, descargando estos en el río Balsas en el estado de Guerrero.

La segunda se localiza en la parte occidental y lo forman los ríos de la Unión, Santa Cruz Texcalapa, San Tomas, San Hipólito, Carvajal y la Rinconada del Cristo, que son afluentes del río Cutzamala.

1.6. Flora y fauna.

En la localidad podemos observar grandes extensiones de terreno de cultivo, primordialmente de maíz, sin embargo a nivel municipal en las regiones pobladas se observaban una gran cantidad de especies frutales tal es el caso de manzana, pera, capulín, nogal, pinzal, durazno, mango, limón, arrayán, naranjo, mamey, aguacate, lima, papaya, zapote prieto y blanco, guayabo, tamarindo, tejocote, ciruelo, chirimoyo, hilamos, limón real, caña de azúcar, varias clase de plátanos, zarzamora, membrillo y chabacano; en las planicies se siembra el frijol , haba, hortalizas, gramíneas, avena, trigo y forrajes.

Por lo que respecta a los árboles silvestres hay una extensa variedad, frondosos abetos, oyameles, ocotes, encinos y madroños; también se encuentran diversas variedades de brasil, acacia, chicahuil, cucharillo, fresno, mamahuastle, mimbre, palo dulce, palo santo y tepehuaje. La madera que predomina es el ocote, encino, cedro, oyamel.

La fauna del municipio esta integrada por mamíferos, reptiles aves, peces e insectos de diversas especies. La fauna silvestre es variada, sobre todo en las zonas más alejadas y montañosas, a pesar de que se extinguen por causas de deforestación y la depredación del hombre. Sin embargo, todavía existen distintas variedades de animales como el venado, gato montes, tigrillo, lobo, coyote, conejo, ardilla, liebre, cacomixtle, tlacuhache, comadreja, rata y ratón de campo, cuiniqui, jabalí, tusa, zorrillo, hurón, iguana, topo, murciélago y murciélago de lago de sangre.

Entre los reptiles predominan: escorpiones, lagartijas, camaleones, culebras y víboras de cascabel, chirronera, mazacuata y caralillo.

Entre las variedades de aves silvestres se cuentan; águila real, gavilacinllo, aguililla, gavilán, quebranta huesos, auras, cuervos, zopilotes, urracas, tecolote, chachalacas, guacamaya, pericos de diversos géneros, paloma blanca, paloma morada y codorniz.

La fauna acuática es escasa, solo en riachuelos y arroyos hay pez blanco y en algunas represas se cultiva la trucha y la carpa; de la familia de los renacuajos, la rana, el tepocate, el acocil y el sapo.

I.7. Aspectos socioeconómicos.

Localización de la comunidad se ubica en la parte sudoeste de la cabecera municipal a 74 Km. sobre la Carretera federal No 10, se llega a San Miguel Totolmaloya, siendo el acceso principal un camino de terracería. Para acceder a la comunidad de Cojaltitla el

camino de penetración es muy accidentado, construido por los mismos habitantes de la comunidad, el área donde se ubica la concentración principal de casas es relativamente pequeña, pero al considerar el total de las casas esta se extiende en una área aproximada de 5 Km., por 4 Km.

La comunidad de Cojaltitla cuenta con dos escuelas una a nivel preprimaria y otra a nivel primaria, una casa de salud, telefonía rural y luz eléctrica de reciente construcción. En la localidad no existe iglesia, las calles o veredas son caminos de penetración sin revestir no existe sistema de abastecimiento de agua potable, ni de alcantarillado sanitario y no se cuenta con medios de transporte a esta localidad.

En cuanto a salud el municipio cuenta con 18 unidades medicas con una plantilla de 30 médicos lo que resulta de 920 habitantes por medico. En lo que respecta a la comunidad de Cojaltitla esta cuenta con un dispensario medico atendido por un medico rural que asiste cada tercer día a la localidad.

1.8. Factibilidad social.

La nueva política para la construcción de obras que lleva a cabo la Comisión Nacional del Agua, mediante su programa para la “Sostenibilidad de los Servicios de Agua Potable y Saneamiento en comunidades Rurales”, es un componente de atención social y de participación comunitaria para garantizar la sustentabilidad de los servicios que ha de ofrecer.

La localidad actualmente no cuenta con el servicio de agua potable ni con la infraestructura necesaria para su conducción y/o distribución y regularización siendo necesario realizar el conjunto de elementos que integran el sistema.

Siendo de vital importancia la realización del proyecto ejecutivo del sistema de agua potable mismo que en una primera etapa proporcionará los elementos técnicos

necesarios para la ejecución de la obra, que una vez realizada logrará satisfacer la demanda actual y futura de la comunidad.

La madurez social de la comunidad se manifiesta en su toma de decisiones ya que todos los acuerdos son expuestos mediante una asamblea donde el total de la comunidad expresa sus ideas y determinan las posibles soluciones a efectuar.

La aceptación del proyecto por parte de la comunidad es indiscutible y la disposición de la comunidad en participar en la construcción y como consecuencia en la operación, mantenimiento y administración del sistema, es manifiesta.

A partir de los elementos del diagnóstico participativo se emite un Dictamen de Factibilidad Social Positivo.

CAPÍTULO II. ANÁLISIS DE LA DEMANDA

II.1. Periodo de diseño.

Los elementos del sistema de abastecimiento de agua potable se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso de tiempo después de su instalación que se denomina periodo de diseño. Este proceder es lógico ya que no siempre se proyectan sistemas en áreas urbanas estáticas sino que están sujetas a la dinámica del cambio de población con el transcurso del tiempo.

Se entiende por Periodo de Diseño el número de años durante el cual el sistema que se proponga será adecuado para satisfacer las necesidades de una comunidad. El periodo de diseño en general es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requieran ser eliminadas por insuficientes. Rebasando el periodo de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

De igual manera el periodo de diseño del proyecto se define como el lapso de tiempo durante el cual el sistema funcionará eficientemente, considerando que cuando dicho periodo se cumpla, el sistema operará al 100 % de su capacidad, de acuerdo a la población de proyecto considerada.

El periodo se fija de acuerdo a las condiciones económicas imperantes, perspectivas de desarrollo de la localidad y en función al plan maestro de desarrollo urbano. Las Normas de Proyecto Para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana, recomiendan que para localidades de 2,500 a 15,000 habitantes, el periodo diseño de las etapas de construcción del proyecto comprende entre 6 a 10 años.

Sin embargo de acuerdo al Manual de Diseño emitido por la Comisión Nacional del Agua presenta los periodos de diseño recomendables para los diferentes elementos del sistema de agua potable y alcantarillado.

TABLA II.1 PERIODOS DE DISEÑO	
ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)
Pozo	5
Embalse (presa)	Hasta 50
Línea de Conducción	De 5 a 20
Planta potabilizadora	De 5 a 10
Estación de Bombeo	De 5 a 10
Tanque	De 5 a 20
Distribución Primaria	De 5 a 20
Distribución Secundaria	A saturación

Como se observa en la tabla II.1 los elementos que componen el sistema, en su mayoría su periodo de diseño o es de 5 a 20 años

Para definir el periodo de diseño se consideró como factor importante de que como son comunidades rurales con población menor a 4,000 habitantes, difícilmente tendrán una atención continua en cuanto a ampliación o rehabilitación del sistema de agua potable, por la baja población que presentan, determinándose de común acuerdo con personal de la Dirección de Estudios y Proyectos, supervisora del proyecto adoptar como **Período de diseño 15 años**. Que se encuentra dentro del rango recomendado por la CNA.

II.2. Población actual.

Dentro del estudio de factibilidad social, se realizó un censo de población en el que cada representante familiar informó sobre la cantidad de personas que viven en sus respectivas casas, teniendo un resultado de 3105 habitantes correspondientes al año 2002.

II.3. Población de proyecto.

El Proyecto Ejecutivo debe cumplir con las necesidades de acuerdo con el período de planeación realizado, para el sistema que comprende el abastecimiento y regularización del agua potable de la población de proyecto.

El período de diseño del sistema de agua potable comprende 15 años, por lo que la proyección de la población se calculará para el año 2017, en este tiempo la obra debe de operar en forma eficiente para la población de proyecto calculada.

Se tienen varios métodos de proyección de la población, sin embargo la CNA en su manual de "datos básicos", recomienda los siguientes métodos:

- Método de crecimiento por comparación.
- Método de ajuste por Mínimos Cuadrados.

En la siguiente tabla se proporcionan los datos de la población para la localidad de Cojaltitla para diferentes años, con base a los censos del INEGI y al conteo antes mencionado:

TABLA II.2 COJALTITLA	
AÑO	POBLACIÓN
1980	3257
1990	2079
1995	3207
2000	2244
2002	3105

Como se puede observar, no se tiene una tendencia de crecimiento ordenada, ya que se presenta aumento y disminución de la población, por lo que utilizaremos el método de crecimiento de comparación con otra población para la proyección, en el cual se integrarán

los métodos de proyección de la población a nivel municipal para sacar una tasa de crecimiento porcentual, la cual aplicaremos a la población de Cojaltitla.

En este método es necesario investigar otras poblaciones semejantes en costumbres actividades, desarrollo, clima y situación geográfica, a la población de estudio y suponer que ésta tendrá un desarrollo similar. Las poblaciones comparadas deberán tener una población superior a la estudiada en el momento que se haga el proyecto.

TABLA II.3 SULTEPEC	
AÑO	POBLACIÓN
1980	19,631
1990	23,462
1995	24,757
2000	27,592

Para definir la proyección de la población a nivel municipal (Sultepec) emplearemos diversos métodos, siendo los siguientes:

MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

La relación final entre dos variables queda representada por una línea recta cuya ecuación general es $Y_f = a + bx$. El método de los mínimos cuadrados es el procedimiento matemático utilizado para determinar los valores numéricos de las constantes "a" y "b" en la ecuación. El método utiliza el conjunto de observaciones que en este caso son años y número de habitantes.

$$a = \frac{\sum x^2 \sum y - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

$$b = \frac{\sum x \sum y - n \sum xy}{(\sum x)^2 - n \sum x^2}$$

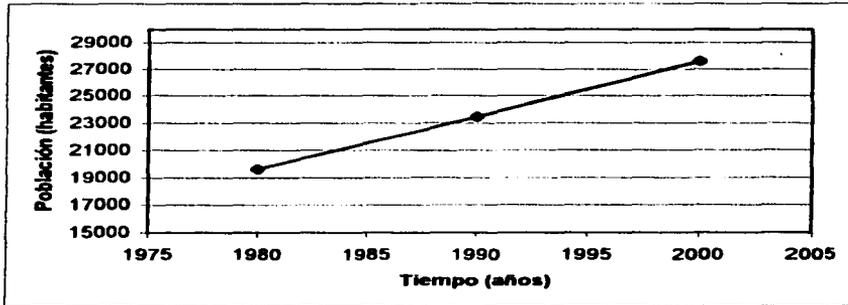
donde:

n = número de censos.

x = años.

y = población.

Se utiliza para estimaciones cuando los datos censales se ajustan a una recta.



x (años)	y (hab.)	x ²	y ²	xy
1980	19631	3920400	385376161	38869380
1990	23462	3960100	550465444	46689380
2000	27592	4000000	761318464	55184000
Σ5970	Σ70685	Σ11880500	Σ1697160069	Σ140742760

$$a = -768557.833$$

$$b = 398.05$$

$$Y_F = -768557.833 + 398.05 (2017) = 34,310 \text{ Habitantes.}$$

MÉTODO DE INCREMENTOS DIFERENCIALES.

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

AÑO	POBLACIÓN	1a DIFERENCIA	2a DIFERENCIA
t ₀	P ₀		
t ₁	P ₁	P ₁ -P ₀	
t ₂	P ₂	P ₂ -P ₁	(P ₂ -P ₁)-(P ₁ -P ₀)
t ₃	P ₃	P ₃ -P ₂	(P ₃ -P ₂)-(P ₂ -P ₁)
		SUMA:	Σ 2asDif
		PROM:	X = Σ 2asDif/n

n = # de 2das Diferencias

AÑO	POBLACIÓN	1a DIF+prom2a Dif	Prom 2a DIF
t ₃	P ₃	P ₃ - P ₂	X
t ₄	P ₄		X
t ₅	P ₅		X
t ₆	P ₆		X

X = cte.

Calculo de la población para los años 2010, 2017 y 2020

	AÑO	POBLACIÓN	1a DIFERENCIA	2a DIFERENCIA
	t ₀ 1980	19631		
	t ₁ 1990	23462	3831	
	t ₂ 2000	27592	4130	299
		SUMA:	7961	299

	AÑO	POBLACIÓN	1a DIF+Prom2a Dif	Prom 2a DIF
	t ₂ 2000	27592	4130	299
	t ₃ 2010	32021	4429	299
	t ₄ 2020	36749		

Interpolando para el año 2017 tenemos una Población de **35,331 Habitantes**

MÉTODO DE INCREMENTO GEOMÉTRICO

El modelo de incremento geométrico de crecimiento de población se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo.

$$K_g = \frac{\text{Ln}(P_U) - \text{Ln}(P_P)}{t_U - t_P}$$

$$\text{Ln}(P_F) = \text{Ln}(P_U) + K_g (t_F - t_U)$$

donde:

K_g = Índice de crecimiento geométrico = pendiente de la curva de crecimiento poblacional.

P_U = Población último censo.

P_P = Población penúltimo censo.

P_F = Población futura.

t_U = Año último censo.

t_P = Año penúltimo censo.

t_F = Año futuro.

SULTEPEC	
AÑO	POBLACIÓN
1980	19,631
1990	23,462
2000	27,592

$$K_g = \frac{\text{Ln}(27592) - \text{Ln}(23462)}{2000 - 1990} = 0.01621$$

Para en año 2010

$$\ln(P_F) = \ln(27592) + 0.01621(2010 - 2000) = 10.39$$

$$P_F = e^{10.39} = 32,450 \text{ hab.}$$

Para en año 2020

$$\ln(P_F) = \ln(27592) + 0.01621(2020 - 2000) = 10.55$$

$$P_F = e^{10.55} = 38,150 \text{ hab.}$$

Interpolando para el año 2017 tenemos una Población de **36,440 Habitantes**.

“Por lo tanto la población para el municipio de Sultepec en el año 2017, será de 35,361 habitantes (promedio de los tres métodos anteriores).”

- Con el dato anterior y el censo del 2002 de Cojaltitla (3105 habitantes), se determina una tasa de crecimiento porcentual con la formula de interés compuesto.

$$P_F = P_A(1+i)^n$$

donde:

P_F = Población futura.

P_A = Población actual.

i = Tasa de crecimiento anual.

n = Número de años.

Despejando de la formula anterior la tasa de crecimiento:

$$i = \left(\frac{P_F}{P_A} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Por lo tanto para el municipio de Sultepec tenemos:

$$i = \left(\frac{35361}{27592} \right)^{1/17} - 1 = 0.0147$$

La tasa de crecimiento la aplicaremos para la localidad de Cojaltitla, con la población del 2002 y 15 años del periodo de diseño:

$$P_{2017} = 3105(1 + 0.0147)^{15} = 3,865 \text{ Habitantes}$$

Población de proyecto = “3,865 Habitantes”

II.4. Usos del agua potable.

Generalmente las aguas se clasifican según el uso, en aguas de uso doméstico, comercial, industrial, público y para la agricultura. En las de uso doméstico se incluye toda el agua utilizada en las viviendas. La cantidad del consumo doméstico varía con el nivel de vida, pero es proporcional al número de habitantes. En las de uso comercial se incluye el agua empleada en los distritos o zonas comerciales o mercantiles, por personas que no habitan en ellas. El agua de uso comercial se utiliza en pequeñas manufacturas, y al mismo tiempo también en usos domésticos y, por consiguiente, el consumo no puede establecerse con arreglo al número de usuarios de la zona comercial. Tal gasto es mejor estimarlo con base a la superficie del suelo de los edificios allí situados.

El agua de uso industrial sirve para fines de fabricación y la cuantía de este uso no guarda relación alguna con la población o número de habitantes de una zona industrial. El agua de uso público o municipal sirve para limpiar calles y alcantarillas, riego de parques y jardines, combate de incendios, usos recreativos y de ornato así como para edificios públicos o sin, “medidor”. A veces se clasifican como de uso público las pérdidas de agua

por fugas en la red, las cuales representan frecuentemente una parte considerable del suministro total. El agua para la agricultura se utiliza para fines de riego pero es preferible que a este uso no le de servicio el sistema de abastecimiento de agua potable de la población.

Para nuestro proyecto definiremos un uso de agua doméstico para la población de Cojaltitla, ya que es una comunidad rural donde no hay industrias, ni zonas comerciales y la agricultura que se realiza es de temporada.

II.5. Dotación.

La dotación se define como la cantidad de agua que requiere una persona por día para satisfacer sus necesidades de agua potable, como es el aseo, alimentos, etc. Esta cantidad es la que se asigna como promedio durante todos los días del año y se expresa en litros/habitante-día.

La dotación se determina en función de un ESTUDIO DE CONSUMOS DE AGUA POTABLE (doméstico, público, comercial, fugas y desperdicios) que se tiene en una población.

Para llevar a cabo el estudio de consumos, es necesario primeramente, contar con una infraestructura hidráulica que a su vez, cuente con un sistema completo de medición (aparatos de medición en la captación, conducción, regularización y en todas las tomas domiciliarias) que nos permita elaborar histogramas y conocer el comportamiento del consumo de agua en las horas pico. Como resulta prácticamente imposible, desde el punto de vista económico, contar con un sistema completo de medición, por falta de estadísticas de consumo de agua, la dotación de proyecto se determinará por el sistema tradicional, consistiendo en tomar en cuenta el clima que prevalece en la zona de estudio y la magnitud de la población de proyecto. En la siguiente tabla se indican las dotaciones de proyecto :

TABLA II.4. DOTACIONES DE PROYECTO EN lts./hab./día			
NÚMERO DE HABITANTES	CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
DE 2,500 A 15,000	150	125	100
DE 15,000 A 30,000	200	150	125
DE 30,000 A 70,000	250	200	175
DE 70,000 A 150,000	300	250	200
MAYOR DE 150,000	350	300	250

En la zona de estudio prevalece un clima **templado** y la magnitud de la población de proyecto al año 2017 es de **3,864 habitantes**, por lo que la dotación de cada habitante será:

$$\text{Dotación} = 125 \text{ lts./hab./día.}$$

II.6. Coeficientes de variación.

Las condiciones climáticas, los días laborales y otras actividades, producen fluctuaciones diarias y horarias en la demanda de agua, estas dan origen a los coeficientes de variación.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni el día sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diarios y horario, para lo cual se utilizan los coeficientes de variación diaria y horaria.

La C.N.A. establece que el ámbito de variación puede ser:

TABLA II.5.	
Coeficientes de variación Diaria y Horaria	
Concepto	Valor
Coeficiente de Variación Diaria (CVD)	1.40
Coeficiente de Variación Horaria (CVH)	1.55

II.7. Gastos de diseño.

Gasto Medio Anual (Q_{med})

El gasto medio anual se define como la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio en el transcurso del año, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{med} = \frac{Población \times Dotación}{86,400}$$

Donde:

Q = Gasto Medio Diario, en l.p.s.

Población = Población de Proyecto

Dotación = Dotación por Habitante, en lts./hab./día

86,400 = Segundos que tiene un día

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{med} = \frac{3865hab \times 125lts / hab / día}{86,400}$$

$$Q_{med} = 5.59 \text{ l.p.s.}$$

Gasto Máximo Diario (Q_{MD})

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 regularización y almacenamiento, siendo su expresión:

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

Donde:

Q_{MD} = Gasto Máximo Diario, en l.p.s.

CVD = Coeficiente de Variación Diaria = 1.40

Q_{med} = Gasto Medio Diario, en l.p.s.

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{MD} = 1.40 \times 5.59 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{MD} = 7.83 \text{ l.p.s.}$$

Gasto Máximo Horario (Q_{MH})

El gasto máximo horario, es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día y hora de máximo consumo. Este gasto se utiliza, para calcular las redes de distribución. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

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

Donde:

Q_{MH} = Gasto Máximo Horario, en l.p.s.

CVH = Coeficiente de Variación Horaria = 1.55

Q_{MD} = Gasto Máximo Diario, en l.p.s.

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q_{MI} = 7.83 \text{ l.p.s} \times 1.55$$

$$Q_{MH} = 12.134 \text{ l.p.s}$$

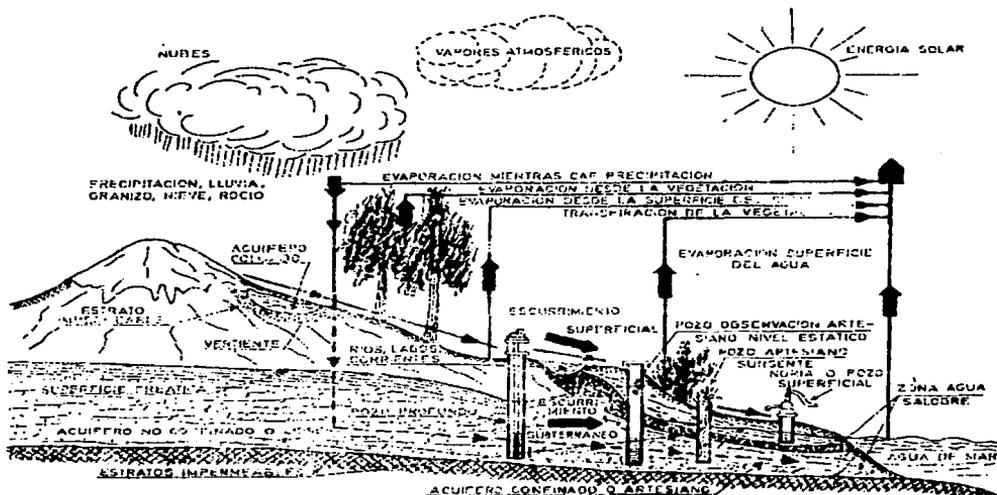
II.8. Resumen de los Datos Básicos del Proyecto.

Localidad.	Cojaltitla.
Municipio	Sultepec, Edo. de México.
Población actual estimada, año 2002.	3105 Habitantes.
Población de Proyecto, año 2017.	3865 Habitantes.
Dotación.	125 lts/hab-día.
Coefficiente de Variación Diario.	1.40
Coefficiente de Variación Horario.	1.55
Gasto Medio Anual.	5.592 lps
Gasto Máximo Diario.	7.83 lps
Gasto Máximo Horario.	12.134 lps
Fuente de abastecimiento.	Arroyo la Goleta.
Conducción.	Gravedad.
Captación.	Caja de captación sobre arroyo la Goleta.
Regularización.	Tanque superficial.
Distribución.	Gravedad.

CAPÍTULO III. FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y OBRA DE TOMA

III.1. Descripción general de las fuentes de abastecimiento.

El agua se mueve en la tierra y en la atmósfera, formando un “ciclo hidrológico”. El concepto de ciclo hidrológico engloba la circulación del agua en la Naturaleza: desde el mar, masas o cursos de agua a la atmósfera, de la atmósfera a la tierra y de la tierra al mar, a través de escurrimientos superficiales o subterráneos; existen diversas variantes secundarias que se ilustran en la siguiente figura, en la cual se presentan los diferentes estados del agua en la Naturaleza y el sentido de los desplazamientos.



Gracias al ciclo hidrológico se encuentran disponibles en la naturaleza las siguientes fuentes de abastecimiento:

- **Sistemas individuales:**
 - de aguas superficiales (ríos, arroyos, lagos)
 - de aguas subterráneas (pozos y manantiales)
 - de aguas atmosféricas o de lluvia (cisternas o aljibes)
 - de aguas saladas (océano)

Aguas superficiales.

Son aquellas que se encuentran en el seno de los ríos, lagos y lagunas, o las de una cuenca de embalse, presas, etc. Las aguas de los ríos en su recorrido, se van transformando de diversas maneras, ya que debido a su gran poder disolvente, recogen materias de los diferentes suelos por los cuales pasan, además de recibir desechos de las poblaciones e industrias; generalmente estas aguas están contaminadas y para su uso es necesario pasarlas por un proceso de potabilización.

Algunas ventajas obvias de las aguas superficiales son su disponibilidad y que están visibles; son fácilmente alcanzadas para el abastecimiento y su contaminación puede ser removida con relativa facilidad. Generalmente las aguas superficiales tienen aguas blandas; por estar abiertas a la atmósfera tienen un alto contenido de oxígeno, el cual oxida y remueve el hierro y el manganeso en las aguas crudas. Normalmente las aguas superficiales están libres de sulfuro de hidrógeno, el cual produce un ofensivo olor, similar al de los huevos podridos. Las aguas superficiales pueden tener alta turbiedad y color, lo cual requiere un tratamiento adicional; generalmente tienen mucha materia orgánica.

Los embalses o represas tienen características similares a los almacenamientos naturales. Normalmente, la mejor calidad de agua se encuentra a media profundidad. Las superficiales tienen exceso de algas; las de fondo, alto contenido de CO₂ y, probablemente, hierro, manganeso, y a veces H₂S.

Aguas subterráneas.

Parte del agua que cae a la tierra se infiltra en el suelo. Además, el agua de corrientes, lagos y embalses artificiales y el agua dispersa en la superficie del terreno, ya sea para irrigación o para disposición, en parte a la tierra. Una porción del agua subterránea regresa directamente a la atmósfera mediante la evaporación y la transpiración, y otra parte es retenida por fuerzas capilares y el resto fluye hacia abajo hasta que encuentra un estrato mas o menos impermeable. El agua contenida por una capa impermeable, o *acuicierre*, y que fluiría hacia pozos, manantiales u otros puntos de recuperación, se llama agua subterránea.

Las fuentes subterráneas están generalmente mejor protegidas de la contaminación que las fuentes superficiales, por lo que su calidad es mas uniforme. El color natural y la materia orgánica son mas bajos en las aguas subterráneas que en las superficiales, de allí que el tratamiento para remoción de color no lo requieren; esto al mismo tiempo significa que los trihalometanos son bajos en las aguas tratadas producidas a partir de aguas subterráneas. Es menos probable que las aguas subterráneas tengan sabor y olor, contaminación producida por actividad biológica. Las aguas subterráneas no son corrosivas porque el bajo contenido de oxígeno disuelto en ellas, reduce la posibilidad de que entre en juego la media reacción química necesaria para la corrosión.

Las desventajas del agua subterránea incluyen la comparativa inaccesibilidad de estas fuentes; las concentraciones de sulfuro de hidrógeno son producidas en un ambiente de bajo oxígeno y estas son las condiciones típicas encontradas en las aguas subterráneas.

Una vez que los acuíferos se contaminan, no existe un método conocido que los pueda limpiar. Las aguas subterráneas presentan frecuentemente dureza tan alta que deben ser ablandadas para minimizar las formación de incrustaciones en las tuberías. Las ventajas y desventajas de las fuentes de agua potable subterránea y superficiales se resumen en el cuadro III.1.

Cuadro III.1 Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

CARACTERÍSTICAS	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRÁNEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable, en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente solo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderada	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferró bacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a al saturación	Normalmente ausente o muy bajo

Aguas atmosféricas y Aguas saladas

Se recurre a las aguas atmosféricas y las aguas saladas muy raras veces y solamente cuando no existe otra posibilidad ya sea por escasas o de muy mala calidad las aguas subterráneas y superficiales, o también en ocasiones o por factores económicos. En el caso de las aguas atmosféricas, tienen el inconveniente de que se requiere de obras civiles importantes para recolectarlas y almacenarlas en las cantidades requeridas, por lo que solo podrán emplearse en poblaciones muy pequeñas. Para las aguas saladas, la Ingeniería Sanitaria ha desarrollado nuevas tecnologías que permiten desalarla para ser utilizada como fuente de abastecimiento de agua potable, pero por su alto costo de inversión, operación y

mantenimiento, tales tecnologías resultan prohibitivas en nuestro medio y solo se aplican en casos excepcionales.

La obra de toma es la estructura hidráulica de mayor importancia de un sistema de aducción, que alimentará un sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. A partir de la obra de toma, se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la obra.

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores.

La obra de toma adquirirá una conformación según la naturaleza del recurso que se pretende utilizar.

III.2. Calidad del agua.

Para que las aguas sean ingeridas por el hombre de manera que beneficie su salud, es necesario que lleven en solución ciertas sustancias que las hacen agradables y nutritivas, como el oxígeno, bióxido de carbono, sales minerales, sodio, calcio y magnesio en cantidades pequeñas; pues el exceso hace impropia el agua para el consumo. Debe estar exenta de materias perjudiciales a la salud, libre de olores y gérmenes infecciosos. Su temperatura debe fluctuar entre los 10 y 15° C y debe ser de sabor agradable. Las aguas que reúnen estas condiciones son llamadas “aguas potables”.

Para conocer las características del agua se realizan una serie de análisis de laboratorio que se clasifican en: físicas, químicas, microscópicas y bacteriológicas. En la actualidad debe aumentarse un análisis mas, el radiológico.

III.3. Resultado de aforos.

El método utilizado para el presente proyecto fue el de Velocidad Superficial, consiste en colocar sobre una de las orillas de la corriente, dos marcas A y B a una distancia fija. Se suelta un flotador (tapón de corcho, pelota de hule, taquete de madera, etc.), a la altura del punto A, aproximadamente a la mitad de la corriente y se toma el tiempo que tarda el flotador en llegar desde A hasta B. La medición siempre se debe repetir varias veces para obtener un mejor resultado, de preferencia se deben realizar las mediciones en época de estiaje para obtener el nivel de agua mínimo.

Para este proyecto se colocaron las marcas a 6.5 metros de distancia una de la otra y el tiempo de recorrido promedio de un punto a otro fue de 13.0 seg, resultando una velocidad de 0.5 m/s.

Para determinar el área transversal en corrientes regulares tanto en anchura como en profundidad se procede de la siguiente manera:

Se escoge una sección (F-F) intermedia entre dos puntos A y B midiéndose el ancho de la corriente en dicho sección. Se efectúa un sondeo a lo largo de la sección (F-F), introduciendo en diferentes puntos: varas, palos o escalas con divisiones métricas. La sección que se eligió tienen un tirante promedio de 1.0 metro con un ancho aproximado de 14 metros, por lo tanto el área transversal es de 14 m². Finalmente el gasto de la corriente será:

$$Q = \text{Área transversal} * \text{Velocidad}$$

$$Q = 14 \text{ m}^2 * 0.5 \text{ m/s} = 7 \text{ m}^3/\text{s} = 7000 \text{ l/s.}$$

El gasto máximo diario que se requiere al final del periodo de diseño del proyecto (año 2017) es de 7.83 lts/seg. que comparado con el gasto que conduce el arroyo la Goleta, nos permite garantizar sin ninguna dificultad el suministro del vital líquido.

III.4. Selección y diseño de la obra de toma.

La selección de la fuente de abastecimiento esta en función de la susceptibilidad de aprovechamiento desde el punto de vista cualitativo y cuantitativo, es decir, que se escogerá una fuente que cubra las demandas futuras de agua potable (gasto máximo diario) durante los 365 días del año.

Dadas las condiciones topográficas y las características del arroyo, se propone la construcción de una galería filtrante para captar el gasto de diseño ya que sin problemas satisface las necesidades de proyecto. Por lo tanto las proporciones de la caja no serán de grandes dimensiones y bastará como medida de precaución, que tenga una cubicación adecuada para poder abastecer el gasto de diseño, durante el tiempo que se ha proyectado y para efectuar labores de mantenimiento y que el sistema pueda proporcionar el caudal máximo.

Una galería filtrante se utiliza principalmente para captar agua del subálveo de corrientes superficiales, construyéndose de preferencia en el estiaje y en una de las márgenes, paralela a la corriente. En el proyecto se deben de tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en las avenidas importantes.

El tramo seleccionado para la construcción de la obra de toma, se considera apropiado, ya que se encuentra en un tramo recto y donde sus márgenes muestran la existencia de materias granulares, es recomendable hacer perforaciones de exploración con profundidad de 6 a 12 m, espaciadas de 5 a 10 m en el eje probable de la galería, para conocer las características del material, para así obtener el corte litográfico de la sección o secciones en estudio.

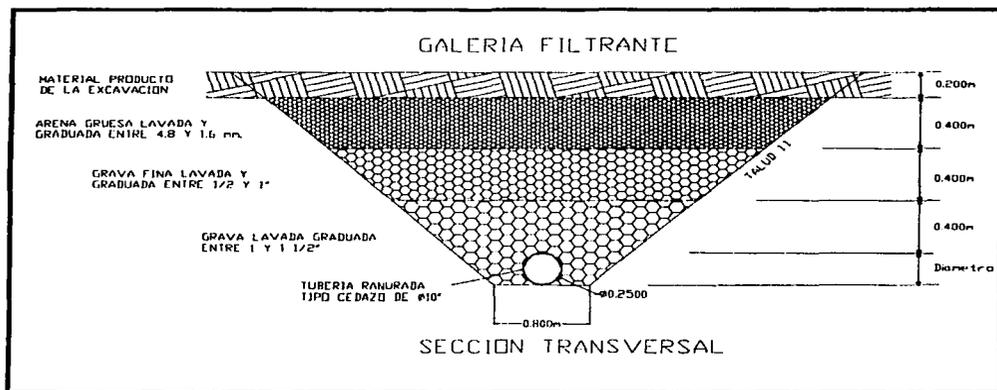
Para el abastecimiento de agua potable a la localidad de Cojaltitla, municipio de Sultepec en el Estado de México, se tomarán las aguas del arroyo "La Goleta", el cual se

encuentra ubicado a 4.8 Km. aproximadamente de distancia del poblado. Este arroyo se localiza a una elevación de terreno de 996.00 m, con respecto al tanque de regularización ubicada en la elevación 909.00 m, por lo que podrá aprovecharse un sistema de abastecimiento por gravedad, ya que se cuenta con un desnivel aproximado de 86.00 m.

De acuerdo con la topografía realizada del sitio donde se encuentra el arroyo y el cual presenta laderas suaves, se propone para la obra de captación una caja colectora tipo galería filtrante con estructuras de concreto armado y cuyas dimensiones serán mencionadas mas adelante. La galería filtrante se construye transversalmente a la dirección del flujo, esto nos permitirá obtener un mayor volumen de captación.

El conducto de la galería debe quedar situado a una profundidad y distancia adecuadas, con respecto al cauce principal de la corriente, con el fin de que el agua quede sometida a una infiltración natural esto depende de las características topográficas del tramo escogido, de los materiales del cauce y de la calidad del agua de la corriente. Se considera que un recorrido del agua a través de la capa filtrante de 3 a 15 m., puede ser suficiente para que se clarifique y se elimine de la contaminación bacteriana.

El agua captada por medio de una galería filtrante será conducido a un cárcamo donde se inicia la obra de conducción por gravedad. Esta obra de captación esta formada por una tubería perforada en su parte superior, instalada en el fondo de una zanja de sección trapecial, según recomendaciones del manual de diseño de agua potable de la CNA, con la pendiente adecuada, en donde para evitar que a través de las perforaciones entre arena o tierra del relleno de la zanja y para lograr filtrar el agua al mismo tiempo, se coloca sobre el tubo como material de relleno grava, generalmente en tres capas o espesores que varían de 40 a 70 cm según la profundidad del tajo. Esta zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado con una granulometría adecuada a la del terreno natural del acuífero. La ultima capa estará formada por material producto de la excavación. En ningún caso el diámetro del conducto será menor de 25 cm y la zanja de preferencia de sección trapecial. La profundidad máxima de estas obras no debe exceder de 6.0 m.



Las formulas teóricas que se han desarrollado para el cálculo de los gastos que se pueden captar por medio de una galerías filtrante están basadas fundamentalmente en la “Ley de filtración de Darcy”. La capacidad de la galería filtrante se puede determinar teóricamente con la expresión matemática siguiente:

$$Q = \frac{KL}{2R} (2H - h')h'$$

donde:

Q = Gasto en m³ /s.

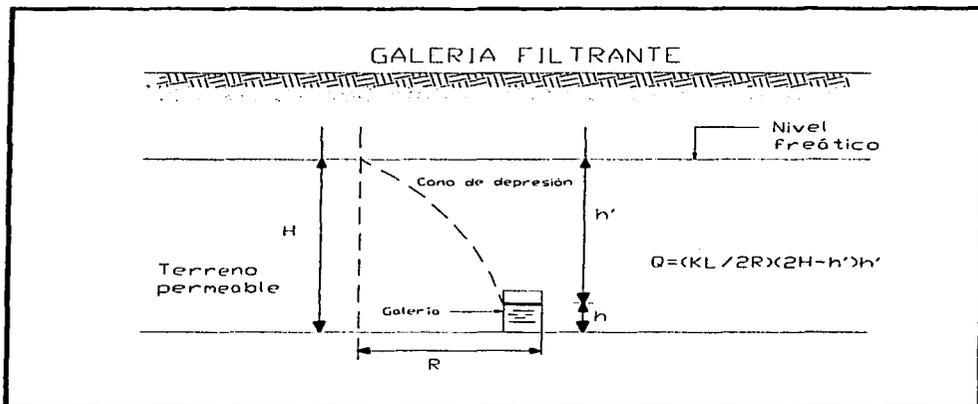
K = Coef. de permeabilidad que depende de la finura y porosidad del material, en m/s.

R = Radio del circulo de influencia, en m.

H = Carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable, en m.

L = Longitud de la galería en m.

h' = Abatimiento observado.



Generalmente en lugar de un fondo horizontal se tiene cierta pendiente S . En este caso puede calcularse previamente el gasto que escurre por el manto acuífero antes de la construcción de la galería, con la ecuación.

$$Q = KSHL$$

La posición de la galería en el arroyo puede ser transversal a la corriente o paralela a ella dentro o fuera del cauce, de acuerdo con la distribución y la circulación del agua freática o subálvea, que se determinarán por la revisión de los pozos de observación.

Las perforaciones de los conductos deben ser en forma de ranuras en vez de círculos por presentar más dificultad a la obturación.

Teniendo como dato el gasto máximo diario de proyecto, se elige un diámetro en los catálogos de tubería de acero o P.V.C., para obtener un área de infiltración requerida resultando de dividir el gasto entre la velocidad de entrada del agua a través de las ranuras la cual es del orden de 5 a 10 cm/s. La longitud de la tubería por utilizar se obtendrá

dividiendo el área obtenida entre el área de infiltración por metro del diámetro considerado en el catalogo.

Cantidad de perforaciones o ranuras del colector

Actualmente se recomienda usar tubos de acero o de PVC ranurados tipo cedazo y las dimensiones de la galería deben ser tales que permitan realizar visitas de inspección para realizar acciones de desazolve y mantenimiento.

Para una tubería de P.V.C y un diámetro de 10" recomendado por el Manual de diseño de agua potable de la C.N.A. La Velocidad de penetración tal que evite la entrada de partículas finas es del orden de 5 a 10 cm/s.

Proponiendo una longitud inicial de 6.0 m para la galería tenemos:

$$Q = (0.00783 \text{ m}^3/\text{s})/6 = 0.00131 \text{ m}^3/\text{s por metro lineal}$$

$$\text{Velocidad de penetración } V = 0.10 \text{ m/s.}$$

Coefficiente de contracción por concepto de entrada por orificios $C_c = 0.55$

Área total de ranuras o perforaciones del tubo recolector.

$$A_r = \frac{Q}{V * C_c} \quad \text{sustituyendo: } A_r = \frac{0.00131}{0.10 * 0.55} = 0.0237 \text{ m}^2$$

Con perforaciones de 3/4" se tiene un área de $A = 2.85 \text{ cm}^2$ por orificio y como el $AT=237 \text{ cm}^2$ por metro lineal, entonces tenemos $237/2.85 = 84$ perforaciones.

Considerando que el área de penetración de un tubo de 25 cm por metro lineal es de $\pi D (100 \text{ cm}) = \pi \times 25 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 7853.9 \text{ cm}^2$ por metro lineal, y como solo se harán perforaciones en medio diámetro, el de la parte superior para que la parte inferior sirva para transportar el agua captada hacia la caja, entonces tenemos que el área de penetración será:

$$A_{penet} = \frac{7853.9 \text{ cm}^2}{2} = 3,926.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

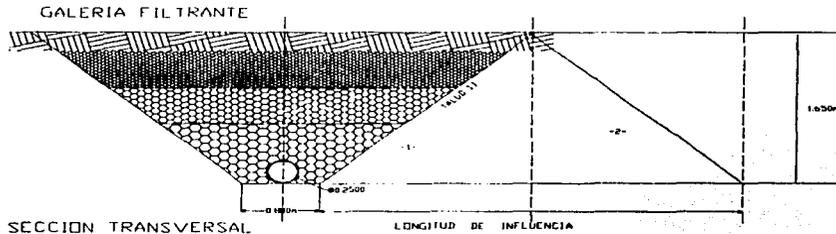
El área a ranurar en porcentaje del tubo de 25 cm será de:

$$A_{ranurar} = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de penetración}} = \frac{237 \text{ cm}^2}{3,926.95 \text{ cm}^2} = 0.06035$$

Con esto nos damos cuenta que el porcentaje de perforaciones es mínimo y sin ningún problema se pueden llevar a cabo.

Cálculo de la capacidad de la Galería Filtrante

Con el tirante total de la galería que es de 1.65 m. y una pendiente de 45° por el talud de 1:1, calculamos su área respectiva incluyendo la longitud de influencia de ambos lados, la base será de 0.80 m.



$$\text{ÁREA -1-} = 2.05 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} = 3.383 \text{ m}^2.$$

$$\text{ÁREA -2-} = 1.65 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} = 2.723 \text{ m}^2.$$

$$\text{Atotal} = \{ (A-1-) + (A-2-) \} \times 2 = 12.211 \text{ m}^2.$$

Sustituyendo en la siguiente expresión:

$$Q = K I A$$

donde $K = 0.0025$ m/s (para la zona según la tabla siguiente de valores de permeabilidad del libro "Captación y almacenamiento del agua potable" de Purshel W. pag 45) y el gradiente hidráulico por la pendiente de 45° será de $I = 1.0$

Tipo de suelo	Diámetro de los granos (mm)	Permeabilidad K (m/s)
Arena muy fina	1-3	0.0001
Arena fina con escasa proporción de barro		0.0008
Arena fina con barro		0.001-0.003
Arena de río		0.0025
	1-8	0.0088
Gravilla fina	20-40	0.03
Gravilla media	40-70	0.035

En la siguiente tabla se muestran los resultados para el cálculo de la galería filtrante:

Ymin	A -1-	A -2-	At	K	I	Q
1.65 m	3.218 m ²	2.723 m ²	12.211 m ²	0.0025 m/s	1.0	0.0305 m ³ /s

Como el gasto obtenido tendrá variaciones a través del tiempo, se recomienda hacer en campo mediciones periódicas con la finalidad de profundizar o alargar la galería a fin de contar con el caudal necesario.

Cálculo de la capacidad del tanque de captación

La capacidad del tanque puede determinarse con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\text{Capacidad del Tanque}}{\text{tiempo de llenado}} ; \text{ en donde se conoce el gasto y el tiempo, por lo tanto,}$$

despejamos la Ctanque y tenemos:

$$C_{\text{tanque}} = \text{Gasto máximo diario} * \text{ tiempo de llenado del tanque}$$

Donde t es el tiempo propuesto considerado para vaciado o recuperación del tanque de captación = 15 min.

$$\text{Entonces } C_{\text{tanque}} = 0.00783m^3 / s \times \frac{60s}{1 \text{ min}} \times 15 \text{ min} = 7.047m^3$$

De esta manera proponemos una estructura que capte ese volumen requerido de agua, ya que se trata de una fuente potencialmente generosa, trabajará siempre llena y las dimensiones recomendadas no son de grandes proporciones.

Por lo tanto con una estructura de 2.50 m x 1.50 m de base y con una altura de 2.60 m se logra asegurar el volumen necesario sin dificultad con una capacidad aproximada de 10 m³. La caja colectora estará estructurada con losas de fondo, rejillas de acero para ventilación y muros de concreto armado. Estos detalles se muestran en los planos con clave: CAP – 01 al 03.

CAPÍTULO IV. DISEÑO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

IV.1. Aspectos a considerar en el diseño de una línea de conducción.

El agua se transporta desde la fuente de abastecimiento a la comunidad en conductos abiertos o cerrados, suministrándose la energía necesaria por gravedad o por bombeo. Para el proyecto de líneas de conducción, se deben tomar en cuenta los siguientes factores.

1. Topografía: El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende de las características topográficas de la línea. Es conveniente obtener perfiles que permitan tener presiones de operación bajas, evitando también tener puntos altos que puedan cortar la línea piezométrica.
2. Afectaciones: Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares. De ser posible, se utilizarán los derechos de vía de cauces de agua, caminos, ferrocarriles, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos.
3. Clase de terreno por excavar (Geotecnia): En general, las tuberías de conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto cemento, PVC y polietileno. El trazo más adecuado puede ser el que permita disminuir al máximo posible las excavaciones en roca. Se investigará también la profundidad del nivel freático.
4. Cruzamientos: Durante el trazo topográfico se deben localizar los sitios más adecuados para el cruce de caminos, vías férreas, ríos, etc.

5. **Calidad del agua por conducir:** Es indispensable saber si el agua es turbia, incrustante, corrosiva, o si tienen hierro y manganeso, dado que se puede afectar notablemente la capacidad de los conductos.

6. **Gasto por conducir:** Para gastos pequeños, o cuando se utilizan tuberías con diámetros de 150 mm. y menores, son recomendables las de policloruro de vinilo (PVC) y polietileno; para diámetros mayores hasta de 500 mm. y carga de operación menor a 14.0 kg/cm², son recomendables las de fibro-cemento Para diámetros de 610 mm. y mayores, se debe hacer un estudio económico muy cuidadoso, comparando tuberías de fibro-cemento, acero y concreto presforzado.

7. **Costos de suministro e instalación de tuberías:** Se tomarán en cuenta los costos de suministro para los casos de adquisición por parte de los Gobiernos Federal, Estatales y por contratistas. En el caso de diámetros grandes (760 mm. y mayores), se tomará en cuenta la disponibilidad oportuna de las tuberías y las facilidades financieras que otorguen los fabricantes.

8. **Normas de calidad y comportamiento de tuberías:** Es indispensable conocer las especificaciones de fabricación de las tuberías disponibles en el mercado, las pruebas de control de calidad, así como las recomendaciones para su transporte, manejo y almacenaje.

9. **Aspectos socioeconómicos:** El uso de ciertas fuentes de abastecimiento (concesionada o no) y el no tomar en cuenta lo indicado en el punto 2, origina en ocasiones problemas con los habitantes de la región, propiciando cambios de fuente, modificaciones del trazo de la conducción, indemnizaciones. etc.

De acuerdo con la posición relativa de la fuente y el centro de distribución, la conducción puede hacerse aprovechando la acción de la gravedad o por medio de bombas.

La conducción por gravedad puede hacerse por medio de una conducción libre, es decir, trabajando el tubo como canal, o a presión.

En los sistemas de abastecimiento de agua se usa poco el canal, debido a la facilidad con que el agua puede contaminarse. Los casos más frecuentes son por consiguiente, la línea de conducción por gravedad a presión y la conducción por impulsión a bombeo.

El presente trabajo estará enfocado a aplicar los conocimientos para analizar y diseñar una línea de conducción por gravedad a presión. Teniendo como caso práctico el análisis y diseño de la línea de conducción por gravedad del sistema de abastecimiento de agua potable para la población de Cojaltitla, municipio de Sultepec, Estado de México.

IV.1.1. Generalidades.

Se denomina “línea de conducción” a la parte del sistema constituida por el conjunto de tuberías, válvulas y piezas especiales, destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un sitio, que comúnmente es el tanque de regularización.

La capacidad de una Línea de Conducción se calcula con el:

“GASTO MÁXIMO DIARIO”

IV.1.2. Criterio de diseño de la C.N.A.

Para el cálculo hidráulico de una línea de conducción siempre es necesario tomar en cuenta los siguientes parámetros que marca la C.N.A.:

IV.1.2.1. Velocidades.

VELOCIDADES: La velocidad en un conducto cerrado es de vital importancia, ya que en un momento dado nos puede acarrear serios problemas en la operación del sistema, por consiguiente se tiene una velocidad máxima y mínima permisible, siendo estas:

MÁXIMA = 5 m/seg.

VELOCIDAD PERMISIBLE

MÍNIMA = 0.3 m/seg.

VELOCIDAD MÁXIMA: En condiciones normales no es conveniente rebasar de los 5.0 m/seg., ya que la tubería podría “EROSIONARSE”, teniéndose finalmente fugas de agua en la misma. Solamente en casos extraordinarios se podrá aceptar una velocidad mayor a la indicada por la C.N.A.

VELOCIDAD MÍNIMA: No es conveniente que el escurrimiento del agua sobre la tubería sea menor de 0.3 m/seg., ya que la idea es evitar el “ASENTAMIENTO” de partículas sólidas que arrastra el agua y con esto evitamos taponamiento en las tuberías.

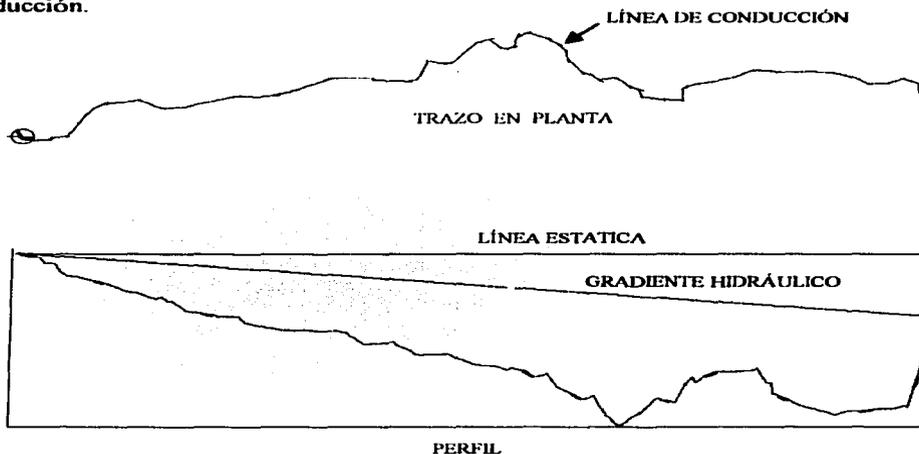
IV.1.2.2. Pérdida de carga.

Cuando a través de las tuberías se conduce un caudal, se provoca una fricción entre el volumen del agua y las paredes del conducto, a éste fenómeno se le denomina “perdida por fricción” o “perdida de carga”.

Los Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (CNA, 1993), sugieren el uso de la fórmula de Manning en conductos que fluyen llenos.

IV.1.2.3. Gradiente hidráulico.

El “Gradiente Hidráulico” es la representación de la presión hidrostática (presión interna) en la tubería, y a su vez es el reflejo de las pérdidas de fricción a lo largo de la línea de conducción.



La fórmula de Manning determina las pérdidas por fricción a lo largo de la línea de conducción, siendo su expresión:

$$hf = \frac{10.3n^2 LQ^2}{D^{16/3}} \dots\dots\dots \text{IV.1}$$

donde:

- hf = Pérdida de energía por fricción, en m.
- n = Coeficiente de rugosidad.
- L = Longitud total en m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

IV.1.3. Tuberías.

La línea de conducción se define como un conjunto formado por el tubo y su sistema de accesorios. Para la fabricación de 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 más utilizados son fabricados a base de fibras de asbesto cemento, acero, concreto reforzado y plástico (polietileno y PVC).

IV.1.3.1. Clasificación de las tuberías.

Las tuberías más comúnmente usadas para la construcción de las líneas de conducción de agua potable son:

- a) Tuberías de Asbesto - Cemento. (o Fibro - Cemento).
- b) Tubería de P.V.C. (policloruro de vinilo).
- c) Tubería de acero. (Normas A.P.I. y A.S.T.M.).
- d) Polietileno de Alta Densidad. (P.A.D.)

a) TUBERÍAS DE ASBESTO CEMENTO - CEMENTO.

Estás tuberías y sus coples se fabrican con una mezcla de fibra de asbesto, cemento pórtland y sílice normalizados. El largo estándar (longitud útil) de los tubos es de 4.00 m. aproximadamente.

Los diámetros que hay en el mercado son los que a continuación se enlistan:

MILIMETROS	PULGADAS
60	2 ½
75	3
100	4
150	6
200	8
250	10
300	12
350	14
400	16
450	18
500	20
600	24
750	30
900	36
1220	48

Todos los diámetros indicados anteriormente, se fabrican en 4 diferentes “clases” o “presiones de trabajo” siendo estas:

CLASE	PRESIÓN DE TRABAJO
A-5	5 Kg/cm ² (50 M.C.A.)
A-7	7 Kg/cm ² (70 M.C.A.)
A-10	10 Kg/cm ² (100 M.C.A.)
A-14	14 Kg/cm ² (140 M.C.A.)

donde:

M.C.A. = Metros columna de agua y recordemos que
1 Kg/cm² = 10 M.C.A.

El coeficiente de rugosidad “n” del asbesto-cemento, se puede emplear:

$$n = 0.010$$

La unión entre tramo y tramo de la tubería de asbesto de hace a través de un cople del mismo material, el cual lleva en la parte interna un “anillo” de hule para que la tubería entre a presión y así evitar fugas de agua potable.

b) TUBERÍAS DE P.V.C.

Estas tuberías de plástico son procesadas a base de policloruro de vinilo, tienen un largo estándar (longitud útil) de 6m. y regularmente para agua potable se usan las que tienen “campana integral”, permitiendo con esto que la unión entre ellas sea “espiga campana”, llevando interiormente un anillo de hule.

Los diámetros que se fabrican de éste material no son tan variados como los del “asbesto-cemento”, debido a que la materia prima del P.V.C. es sumamente cara.

Por lo tanto las tuberías de P.V.C. únicamente se fabrican con diámetros y clases como se indica a continuación:

DIÁMETRO	CLASE	
150 mm 6"	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²
100 mm 4"	RD 64.0	4.5 Kg/cm ²
	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²

75 mm 3"	RD 64.0	4.5 Kg/cm ²
	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²
60 mm 2 ½ "	RD 41.0	7.1 Kg/cm ²
	RD 32.5	9.0 Kg/cm ²
	RD 26.0	11.2 Kg/cm ²

También se fabrica en diámetros de 2", 1 ½" y 1", pero son utilizados para instalaciones industriales.

El coeficiente de rugosidad "n" del P.V.C. es:

$$n = 0.009$$

c) TUBERÍAS DE ACERO.

Podríamos decir en términos generales que éste tipo de tuberías por ser "sumamente caras", tanto su adquisición como su instalación, ya que una tubería de acero requiere de limpieza a chorro de arena, protección de esmalte con alquitrán de hulla, protección con fibra de vidrio, unión a base de soldadura, prueba de soldadura con rayos "X" y protección catódica; por lo que únicamente se usan en "casos especiales" como cruzamientos de ríos, canales, vías de ferrocarriles, carreteras, etc., los cuales presentan tramos pequeños.

De no ser en los casos anteriormente mencionado, debemos "evitar a toda costa" el uso de tubería de acero. Los coeficientes de rugosidad son:

$$n = 0.011 \text{ para acero con protección epoxy.}$$

$$n = 0.014 \text{ sin revestimiento interior.}$$

d) TUBERÍAS DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD.

La tubería y conexiones son fabricadas con resina de polietileno de alta densidad y alto peso molecular, el cual ofrece gran resistencia hidrostática, física, mecánica y propiedades de flexibilidad, así mismo permite su fusión a base de calor controlado. Las ventajas que ofrece este material son: ligereza, flexibilidad, unión por termofusión, resistencia a la abrasión, resistencia a la intemperie, compatibilidad con otros sistemas, conexiones y accesorios, durabilidad, resistencia al impacto y bajo coeficiente de fricción.

Los diámetros que hay en el mercado son los que a continuación se enlistan:

MILÍMETROS	PULGADAS
13	½
19	¾
25	1
32	1 ¼
38	1 ½
50	2
60	2 ½
75	3
100	4
150	6
200	8
250	10
300	12
350	14
400	16
450	18
500	20
550	22

600	24
650	26
700	28
750	30
800	31 ½
810	32
850	34
900	36

Todos los diámetros indicados anteriormente, se fabrican en diferentes “clases” o “presiones de trabajo”.

Este material todavía en la actualidad es costoso, se llega a proponer en material rocoso, ya que los fabricantes recomiendan que su instalación puede ir muy superficial, comparado con las tuberías de asbesto-cemento y P.V.C. El coeficiente de rugosidad es:

$$n = 0.009$$

“Para el presente proyecto se utilizará Tubería de Polietileno de Alta Densidad, para la Línea de Conducción, debido a su ventajas que presenta y considerando como factor importante que es una comunidad rural, que difícilmente tendrá una mantenimiento continuo.”

Por supuesto que “NO” solamente se tienen tuberías a base de materiales Asbesto-cemento, P . V . C., Acero, y Polietileno de Alta Densidad, sino otras como:

FIERRO GALVANIZADO (fo. Go.): Se utilizan comúnmente en Instalaciones Domiciliarias.

COBRE: Se utilizan comúnmente en Instalaciones Domiciliarias, hoy en día son más económicas que las de fo. Go.

CONCRETO ARMADO: Se utilizan regularmente para conducir y distribuir grandes caudales de agua potable.

Una guía práctica para poder seleccionar el material de la tubería que se esta proyectando es el siguiente:

DIÁMETRO	MATERIAL
≥ 150 mm. (6")	Asbesto-Cemento
≤ 100 mm. (4")	P.V.C.

En el método práctico únicamente se toman en cuenta estos dos materiales ya que son los más utilizados en nuestro país. Esta selección se hace tomando como base el costo de la tubería ya instalada; concluyéndose que de 4" de diámetro hacia abajo, es más económico el material de P.V.C.

Nota: Cabe señalar que el diámetro de 150 mm. (6") puede ser con material Asbesto-Cemento ó P.V.C. por la fluctuación de los costos de la tuberías en esos diámetros.

IV.1.3.2. Protección de las tuberías.

La tubería de una línea de conducción deberá ser protegida a largo de su desarrollo; dicha protección consiste en alojarla en zanjas que tendrán una determinada profundidad y ancho dependiendo del diámetro de la tubería.

La protección a la cual nos referimos anteriormente en la tubería, básicamente contra impactos vehiculares, temblores y asentamientos diferenciales del terreno.

IV.1.3.3. Simbología de tuberías.

En la práctica profesional el manejo de tuberías se hace a través "SIGNOS CONVENCIONALES", los cuales se indican en la siguiente lista:

Tubería de:	Simbología
915 mm (36") ø	— XI — XI — XI — XI —
760 mm (30") ø	— X — X — X — X — X —
610 mm (24") ø	— + — + — + — + — + —
500 mm (20") ø	— — — — — — — — — —
450 mm (18") ø	— — — — — — — — — —
400 mm (16") ø	— + — + — + — + — + —
350 mm (14") ø	— + — + — + — + — + — + —
300 mm (12") ø	— — — — — — —
250 mm (10") ø	— — — — — — — — — —
200 mm (8") ø	— x — x — x — x — x — x — x —
150 mm (6") ø	— / — / — / — / — / — / — / —
100 mm (4") ø	— — — — — — — — — —
75 mm (3") ø	— . . . — . . . — . . . — . . . — . . . —
60 mm (2 ½") ø	— / . . . / — / . . . / — / . . . / — / . . . / — / . . . / —
50 mm (2") ø	— . . . — . . . — . . . — . . . — . . . —
38 mm (1 ½") ø	— / . . . / — / . . . / — / . . . / — / . . . / — / . . . / —
25 mm (1") ø	— . . . — . . . — . . . — . . . — . . . —

IV.1.4. Válvulas.

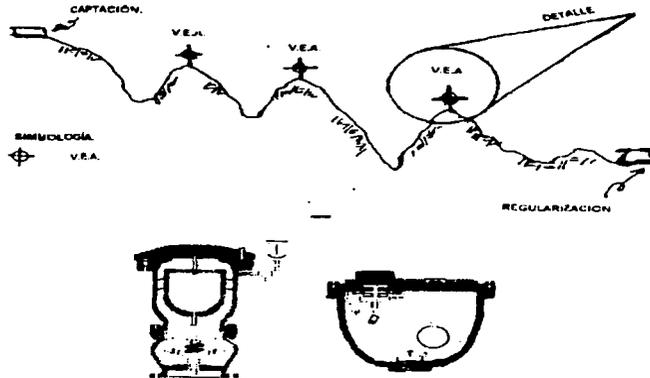
En las instalaciones hidráulicas se utilizan muchos tipos de válvulas. Éstas se clasifican según la función que desempeñan. Las dos clasificaciones principales de las válvulas para agua resultan de su función según sean aisladoras y de control.

Las válvulas aisladoras se utilizan para separar o aislar secciones de tubo, bombas y aparatos de control, del resto del sistema para su inspección y reparación. Una válvula de control se usa normalmente para el control continuo de presiones y flujos.



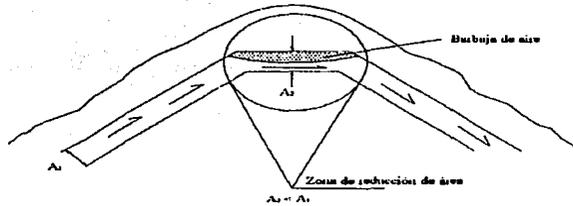
VÁLVULAS DE EXPULSIÓN DE AIRE. FUNCIONAMIENTO Y LOCALIZACIÓN.

Cuando la topografía es accidentada, éste tipo de válvulas, se localizan en todas las partes altas.



Las V.E.A. son componentes esenciales para el buen funcionamiento de las Líneas de Conducción, estas válvulas son “dispositivos” hidromecánicos, los cuales expulsan todo el “aire” en forma automática a medida que éste se acumula en los puntos altos de la tubería.

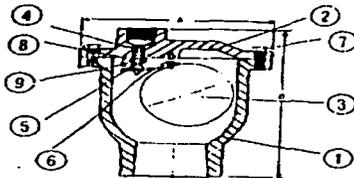
Como una función natural, el “AIRE” que ha entrado en la tubería, se acumulará en los puntos altos, provocando con esto una reducción de área efectiva disponible para el flujo de agua y crea un estrangulamiento tal como el de una válvula parcialmente cerrada, ésta restricción reduce el flujo en la tubería a tal grado que puede realmente parar por completo el flujo de agua dentro de la tubería.



En el caso cuando la topografía es “sensiblemente plana”, las V.E.A., se localizarán a distancias no mayores de 2.5 Km.

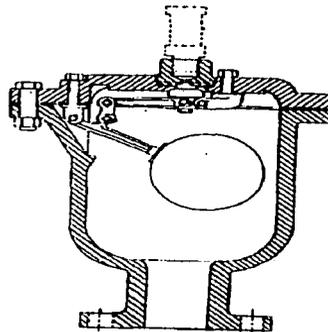
SELECCIÓN DEL DIÁMETRO DE V.E.A.

El diámetro de estas válvulas, se determina en función del gasto de conducción y la presión de trabajo a que estén sujetas: para tal efecto se emplean las gráficas que nos proporcionan los fabricantes.



1. CUERPO. 2 TAPA. 3. FLOTADOR.
4 ESPREA. 5 ASIENTO. 6 BRAZO.
7 TORNILLOS. 8 HORQUILLA.
9 PERNO

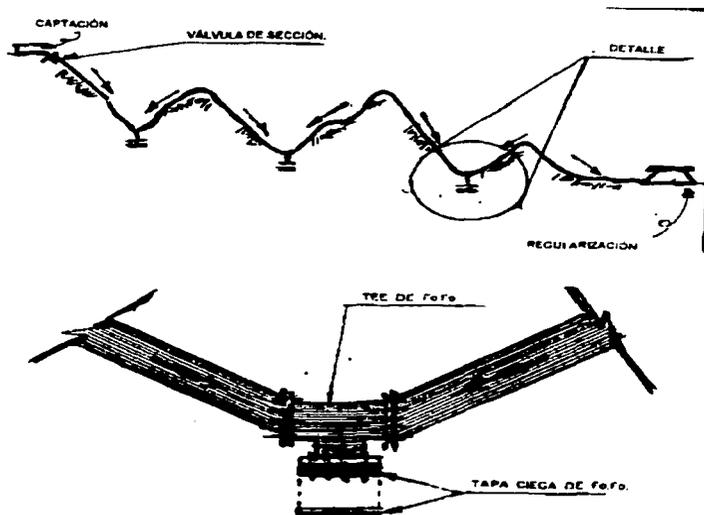
VALVULA DE EXPULSION DE AIRE
ROSCA INTERNA



VALVULA DE EXPULSION DE AIRE BRIDADA

IV.1.5. Desagües.

Asimismo en todos los puntos bajos de la línea de conducción, se colocarán **DESAGÜES**, siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción". La función principal de los desagües es el vaciar más rápidamente la tubería de la línea de conducción en un caso de fuga de agua ó simplemente para efectuar una limpieza en ella (para eliminar el azolve acumulado).



IV.1.6. Piezas especiales.

En toda unión, derivación, deflexión o terminación de tuberías, es necesario diseñar el "crucero" correspondiente, para tal efecto se proponen piezas especiales, hoy en día las piezas especiales se fabrican en hierro fundido, P.V.C. y P.A.D.

En la práctica profesional las piezas especiales se manejan a través de SIGNOS CONVENCIONALES los cuales se indican a continuación:

SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO.

Válvula de seccionamiento d: ff con brida _____	
Cruz de ff con brida _____	
Tee de ff con brida _____	
Codo de 90° de ff con brida _____	
Codo de 45° de ff con brida _____	
Codo de 22.50° de ff con brida _____	
Reducción de ff con brida _____	
Cavate de ff con brida (corte y largo) _____	
Extremidad de ff _____	
Tapa con cuerda _____	
Tapa caga de ff _____	
Junta Ghault _____	

SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

CRUZ _____	
TEE _____	
EXTREMIDAD CAMPANA _____	
EXTREMIDAD ESPIGA _____	
REDUCCION CAMPANA _____	
REDUCCION ESPIGA _____	
TAPON CAMPANA _____	
TAPON ESPIGA _____	
CODO DE 90° _____	
CODO DE 45° _____	
CODO DE 22.5° _____	
ADAPTADOR DE AC A P.V.C _____	

SIGNOS CONVENCIONALES DE PIEZAS ESPECIALES DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

SILLETA DE SERVICIO U SOCKET	
SILLETA DE RAMALEO U TOPE	
TAPON U SOCKET	
TAPON U TOPE	
TEE U SOCKET	
TEE U TOPE	
COPLÉ U SOCKET	
CODO 90° U SOCKET	
CODO 90° U TOPE	
CODO 45° U TOPE	
REDUCCION U SOCKET	
REDUCCION U TOPE	
BRIDA U TOPE	
BRIDA U SOCKET	
<u>CONTRA BRIDA METALICA</u>	

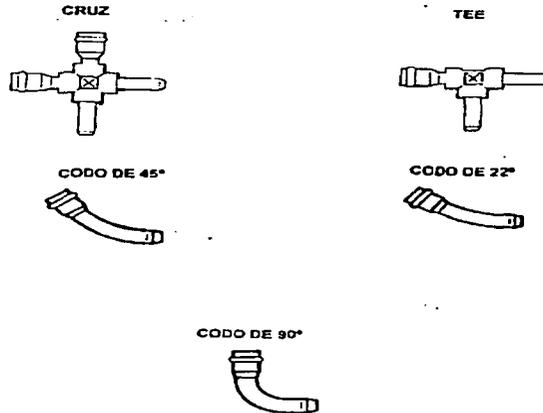
PIEZAS ESPECIALES DE FIERRO FUNDIDO.

Este tipo de piezas especiales se proponen cuando la conducción es a base de tuberías de asbesto-cemento, y presenta a lo largo de su desarrollo derivaciones, deflexiones e instalaciones de V.E.A. y desagües.

La característica principal de éstas piezas especiales es que son "bridadas" entendiéndose como brida a la terminación que tienen cada pieza especiales en sus extremos. Su abreviación literaria es Fo.Fo.

PIEZAS ESPECIALES DE P.V.C.

Este tipo de piezas especiales se seleccionan cuando la conducción es base de tuberías de P.V.C. y presenta a lo largo de su desarrollo derivaciones, deflexiones e instalaciones de V.E.A. y desagües. La característica principal de estas piezas especiales es que uno de sus extremos es "ESPIGA" y el otro es "CAMPANA".



PIEZAS ESPECIALES DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

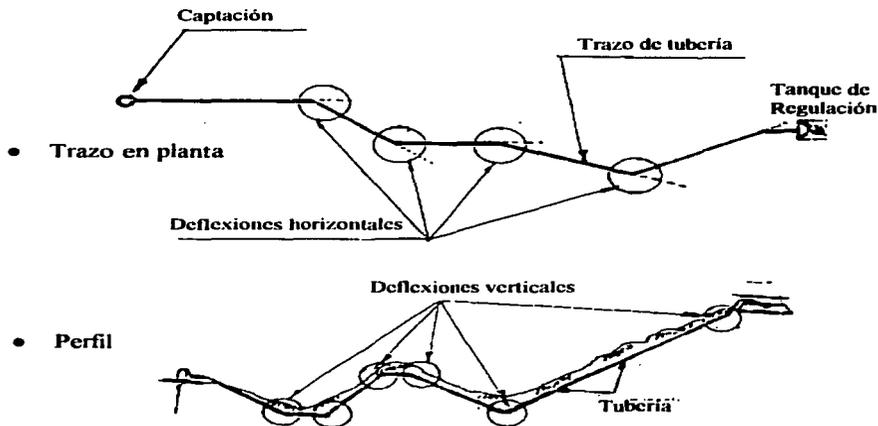
Las conexiones de polietileno son fabricadas básicamente en dos formas.

a) Las moldeadas son aquellas que se fabrican por medio de inyección del compuesto en un molde que permite obtener cada conexión de una sola pieza. Estas pueden usarse con tuberías de cualquier RD y están disponibles en diámetros hasta de 6" en piezas comunes como tees, codos, coples, tapones y reducciones.

b) Las conexiones prefabricadas están hechas a base de segmentos de tubería que se cortan y unen a tope, de acuerdo con la conexión deseada, ya sean codos, yeas o tees.

IV. 1 .7. Deflexiones verticales y horizontales.

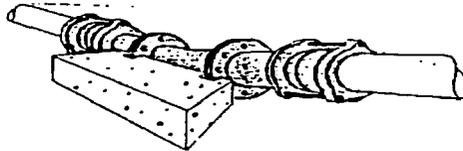
Debido a los cambios de pendientes topográficas, a lo largo de la línea de conducción se tendrán deflexiones verticales y horizontales.



En todas las deflexiones horizontales y verticales deben colocarse “codos” de Fo.Fo., P.V.C. o de Polietileno de Alta Densidad según sea el caso.

IV.1.8. Atraques de concreto.

Siempre que se tengan piezas especiales como tees, codos y tapas ciegas, ya sea de Fo.Fo. o P.V.C., se colocarán atraques de concreto con la finalidad de no tener movimientos en éstas piezas, provocados por la presión hidrostática, que hacen que se desplacen las piezas provocando fugas de agua.



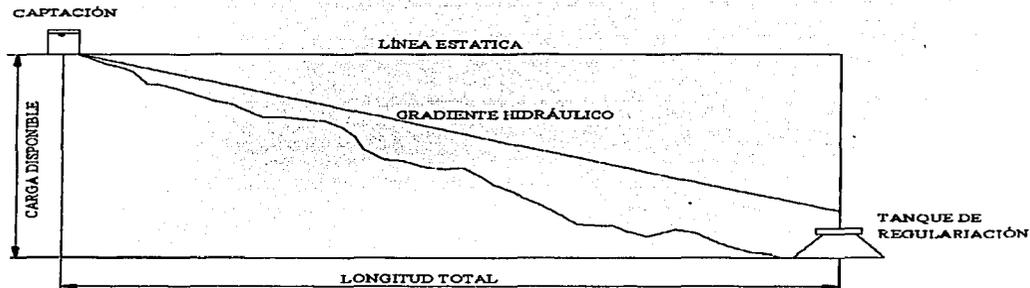
IV.2. Planeo y diseño de la línea de conducción a gravedad.

La planeación de una Línea de Conducción por Gravedad, básicamente se establece en función del tipo de terreno sobre el cuál se localizará la tubería. En general se presentan dos casos.

IV.2.1. Perfiles tipo y criterios básicos para el uso de una conducción por gravedad

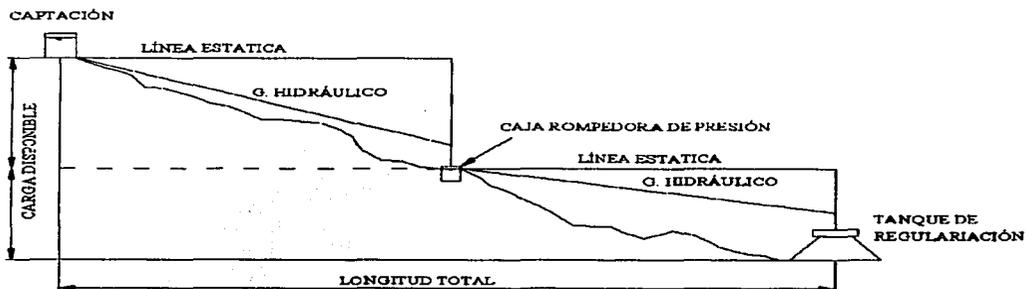
CASO N° 1 TERRENO PLANO.

Cuando el desnivel topográfico es muy pequeño entre la captación y el tanque de regularización (hasta 50 m), es decir, que se tiene un terreno sensiblemente plano, la solución será conducir directamente el agua desde la captación hasta el tanque de regularización, como se indica en la siguiente figura:



CASO N° 2 TERRENO MEDIO Y ACCIDENTADO.

Quando el desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización sea considerable (del orden de 100 m. ó más), es decir, que se tenga un terreno medio o accidentado, se recomienda colocar sobre la línea de conducción cajas rompedoras de presión (C.R.P), las cuáles reducirán considerablemente las cargas hidrostáticas, como se indica en la siguiente figura:



IV.2.1.1. Cajas rompedoras de presión.

Las cajas rompedoras de presión son estructuras pequeñas (1.20m x 1.20m x 1.50m), que tienen la función de romper la presión hidrostática, provocando que ésta tenga un valor igual al acero. Para un adecuado funcionamiento hidráulico de la Línea de Conducción, las C.R.P., se ubicarán en las partes más altas. Los muros de las C.R.P., se construyen con dos tipos de materiales:

- Concreto armado.
- Mampostería.

IV.2.1.2. Clasificación de las tuberías.

Para determinar la clase de la tubería que requiere la línea de conducción por gravedad, se toma como punto de referencia la “línea de sobre presión” (Golpe de Ariete), ya que ésta representa las cargas más críticas que está soportando la tubería.

Se entiende por “Golpe de Ariete” al fenómeno transitorio que se produce al tenerse un incremento de presión en la tubería; este fenómeno se presenta principalmente por un cierre brusco en alguna válvula localizada en la línea de conducción por gravedad.

La secuela para clasificar la tubería, se hace sobre el perfil topográfico, aplicando los siguientes pasos:

Paso No. 1: Se considera con un valor relativo igual a cero, a la línea más desfavorable en cuanto a presión hidrostática; ya sea la Línea Estática o la Línea de Sobre Presión.

Paso No. 2: El perfil del terreno se divide con líneas paralelas a la línea de sobre presión y la división se hace dependiendo del material de la tubería que regularmente es A.C., P.V.C. y P.A.D.

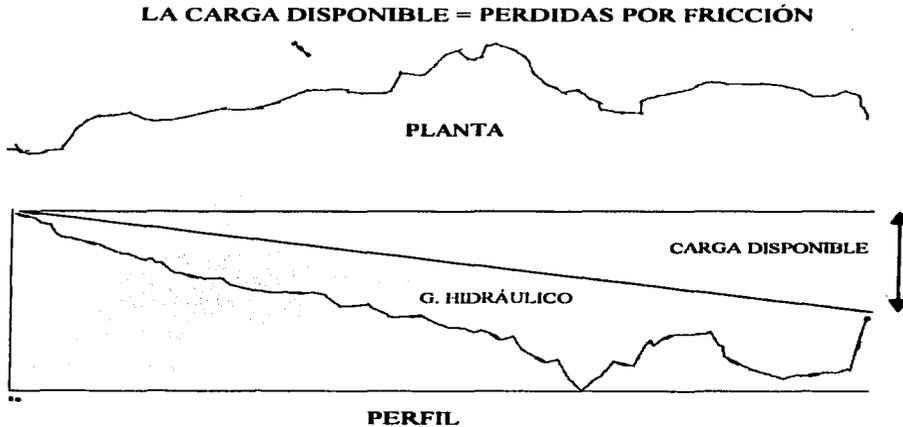
Rangos de Tuberías de Asbesto Cemento		
Desde (M.C.A.)	Hasta (M.C.A.)	Clasificación Comercial
0	50	A - 5
50	70	A - 7
70	100	A - 10
100	140	A - 14

Rangos para Tuberías de P.V.C.		
Desde (M.C.A.)	Hasta (M.C.A.)	Clasificación Comercial
0	45	RD 64.0
45	71	RD 41.0
71	90	RD 32.5
90	112	RD 26.0

Rangos de clasificación para tuberías de Polietileno de Alta Densidad		
Desde (M.C.A.)	Hasta (M.C.A.)	Clasificación Comercial
0	28	RD 41.0
28	36	RD 32.5
36	45	RD 26.0
45	56	RD 21.0
56	75	RD 17.0
75	90	RD 13.5
90	110	RD 11.0
110	140	RD 9.0
140	178	RD 7.3

IV.2.2 Diseño hidráulico de la línea de conducción.

El cálculo hidráulico de una línea de conducción por gravedad consiste en aprovechar "LA CARGA DISPONIBLE" para vencer las pérdidas de fricción (h_f). Para poder realizar el cálculo hidráulico primeramente deberemos contar con el "perfil" de la línea de conducción en el cual se trazará la "línea piezométrica" que corresponda al diámetro seleccionado, tratando que satisfaga la primera condición:



Datos para abastecer de agua a la comunidad de Cojaltitla, Municipio de Sultepec:

$Q_{MD} = 7.83$ lps.

$L_T = 4803.40$ m.

$DES\ NIVEL\ TOTAL = 994.5 - 909.00 = 85.50$ m.

Como se puede observar el desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización del presente proyecto es del orden de 100 m., es decir, se tiene un terreno

accidentado; por tal motivo se colocará una caja rompedora de presión en un punto estratégico, con el objeto de reducir considerablemente las cargas hidrostáticas y el costo de la tubería.

IV.2.2.1. Análisis, selección y operación de la línea de conducción.

Alternativa 1: Colocando la caja rompedora de presión a una distancia de 822.29m. de la captación.

Datos del primer tramo:

Desnivel topográfico = 38.56 m.

Longitud del tramo = 822.29 m.

Datos del segundo tramo:

Desnivel topográfico = 46.94 m.

Longitud del tramo = 3981.11 m.

1. Obtención de la pendiente topográfica (STOP).

- *Primer tramo:*

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{38.56}{822.29} = 0.047$$

- *Segundo tramo:*

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{46.94}{3981.11} = 0.012$$

2. Obtención del diámetro teórico; despejando D en la ecuación IV.1

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3n^2 L Q^2}{h} \right]^{3/16}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

h = Desnivel total en m.

- *Primer tramo:*

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 822.29 \times 0.00783^2}{38.56} \right]^{3/16} = 0.0762m.$$

Para evitar cargas hidráulicas negativas, tomaremos el Diámetro Comercial de 4"

- *Segundo tramo:*

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 3981.11 \times 0.00783^2}{46.94} \right]^{3/16} = 0.0987m \approx 4"$$

Por lo tanto tomaremos el Diámetro Comercial de 4"

3. Cálculo de las PERDIDAS REALES POR FRICCIÓN.

$$hf = \frac{10.3n^2 LQ^2}{D^{16/3}}$$

donde:

hf = pérdida de energía por fricción, en m.

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

- *Primer tramo:*

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 822.29 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 9.06m.$$

- Segundo tramo:

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 3981.11 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 43.87m.$$

4. Carga Hidráulica al final de la línea de conducción.

$$Carga H. = h - hf$$

donde:

h = Desnivel total en m.

hf = Perdidas por fricción en m.

- Primer tramo:

$$Carga H. = 38.56 - 9.06 = 29.5m.$$

- Segundo tramo:

$$Carga H. = 46.94 - 43.87 = 3.07m.$$

5. Comprobación del cálculo, por VELOCIDAD.

$$Q = V \cdot A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

$$V_{\text{m}} = \frac{Q}{A_{\text{m}}} = \frac{0.00783}{0.008103} = 0.9663 \text{ m / seg} \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

6. Cálculo del Golpe de Ariete y la Sobre Presión.

Para reducir la sobrepresión se colocará una válvula contra Golpe de Ariete, que absorberá el 80% del valor total y la tubería el 20% restante. El valor del golpe de ariete se determina con la siguiente expresión debida a Allievi:

$$h = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \times d}{Et \times e}}}$$

Donde:

h = Sobre presión por golpe de ariete en m.

V = Velocidad (m/seg).

Ea = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 Kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad de la tubería.

Para P.A.D. = 11,249.3 Kg/cm² (Dato del fabricante)

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

- *Primer tramo:*

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-21.0 \Rightarrow 5.6 Kg/cm² = 56 m.c.a., y con un e = 0.54 cm. (Datos del fabricante)

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.54}}} = 24.50 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 29.5 + (24.50 x 0.20) = 34.40 m.c.a. O.K.

- *Segundo tramo:*

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-41.0 \Rightarrow 2.8 Kg/cm² = 28 m.c.a., y con un e = 0.28 cm. (Datos del fabricante)

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.28}}} = 17.70 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = $3.07 + (17.70 \times 0.20) = 6.61$ m.c.a. O.K.

7. Obtención del Diámetro de las V.E.A.

Después de haber hecho el cálculo hidráulico de la tubería, se procede a seleccionar el diámetro de las válvulas de expulsión de aire; considerando que las presiones de trabajo de las válvulas para este proyecto, oscilan entre los 20 y 140 lb/pulg².

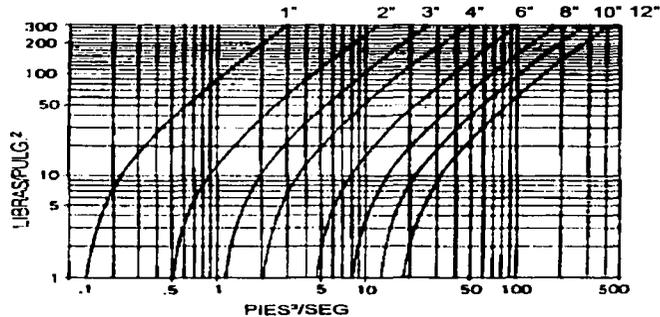
Datos:

$Q = 7.83$ l.p.s.

Factor de Transformación; 0.0353 pies³/seg. = 1 lps.

$Q = 0.28$ pie³/seg.

Con este valor entramos al NOMOGRAMA que nos proporciona el fabricante de las V.E.A.



Diámetro de V.E.A. = 1"

8. Determinación del Diámetro de los DESAGÜES.

Siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción".

Para diámetro de tubería de 4" $\theta = \frac{4}{3} = 1.33" = 1\frac{1}{2}"$

NOTA: Se colocarán 2 válvulas aisladoras tipo compuerta de 4" de diámetro, una a la salida de la obra de captación y otra a la salida de la C.R.P.

Alternativa 2: Colocando la caja rompedora de presión a una distancia de 2003.37m. de la captación.

Datos del primer tramo:

Desnivel topográfico = 72.97 m.

Longitud del tramo = 2003.37 m.

Datos del segundo tramo:

Desnivel topográfico = 12.53 m.

Longitud del tramo = 2800.03 m.

1. Obtención de la pendiente topográfica (STOP).

- *Primer tramo:*

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{72.97}{2003.37} = 0.036$$

- *Segundo tramo:*

$$STOP = \frac{DESNIVEL\ TOTAL}{LONGITUD\ TOTAL} = \frac{H}{L} = \frac{12.53}{2800.03} = 0.0045$$

2. Obtención del diámetro teórico.

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3n^2 LQ^2}{h} \right]^{3/16}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

h = Desnivel total en m.

- *Primer tramo:*

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2003.37 \times 0.00783^2}{72.97} \right]^{3/16} = 0.0799m.$$

Para evitar cargas hidráulicas negativas, tomaremos el Diámetro Comercial de 4"

- *Segundo tramo:*

$$D_{teórico} = \left[\frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2800.03 \times 0.00783^2}{12.53} \right]^{3/16} = 0.118m \approx 6''$$

Por lo tanto tomaremos el Diámetro Comercial de 6"

3. Cálculo de las PERDIDAS REALES DE FRICCIÓN.

$$hf = \frac{10.3n^2LQ^2}{D^{16/3}}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad de P.A.D. = 0.009

L = Longitud total en m.

Q = Gasto en m³/s

D = Diámetro comercial en m.

- *Primer tramo:*

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2003.37 \times 0.00783^2}{0.1^{16/3}} = 22.08m.$$

- *Segundo tramo:*

$$hf = \frac{10.3 \times 0.009^2 \times 2800.03 \times 0.00783^2}{0.15^{16/3}} = 3.55m.$$

4. Carga Hidráulica al final de la línea de conducción.

$$Carga H. = h - hf$$

donde:

h = Desnivel total en m.

hf = Perdidas por fricción en m.

- Primer tramo:

$$Carga H. = 72.97 - 22.08 = 50.89m.$$

- Segundo tramo:

$$Carga H. = 12.53 - 3.55 = 8.98m.$$

5. Comprobación del cálculo, por VELOCIDAD.

$$Q = V.A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

$$V_{4''} = \frac{Q}{A_{4''}} = \frac{0.00783}{0.008103} = 0.9663 \text{ m/seg} \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$V_{6''} = \frac{Q}{A_{6''}} = \frac{0.00783}{0.001823} = 0.429 \text{ m/seg} \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

6. Cálculo del Golpe de Ariete y la Sobre Presión.

Para reducir la sobrepresión se colocará una válvula contra Golpe de Ariete, que absorberá el 80% del valor total y la tubería el 20% restante. El valor del golpe de ariete se determina con la siguiente expresión debida a Allievi:

$$h = \frac{145 \times V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \times d}{Et \times e}}}$$

Donde:

h = Sobre presión por golpe de ariete en metros (m.c.a.).

V = Velocidad (m/seg).

Ea = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 Kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad de la tubería.

Para P.A.D. = 11,249.3 Kg/cm² (Dato del fabricante)

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

- *Primer tramo:*

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-13.5 = 9.0 Kg/cm² = 90 m.c.a., y con un $e = 0.85$ cm. (Datos del fabricante).

$$h = \frac{145 \times 1}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 10}{11249.3 \times 0.85}}} = 31.19 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 50.89 + (31.19 x 0.20) = 57.128 m.c.a. O.K.

- *Segundo tramo:*

Seleccionando una tubería de P.A.D. de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V., con un RD-41.0 = 2.8 Kg/cm² = 28 m.c.a., y con un $e = 0.41$ cm. (Datos del fabricante).

$$h = \frac{145 \times 0.442}{\sqrt{1 + \frac{20670 \times 15}{11249.3 \times 0.41}}} = 7.76 \text{ m.c.a.}$$

Sobre presión = Carga Hidráulica + Golpe de Ariete

Sobre presión = 8.98 + (7.76 x 0.20) = 10.532 m.c.a. O.K.

7. Obtención del Diámetro de las V.E.A.

Después de haber hecho el cálculo hidráulico de la tubería, se procede a seleccionar el diámetro de las válvulas de expulsión de aire; considerando que las presiones de trabajo de las válvulas para este proyecto, oscilan entre los 20 y 140 lb/pulg².

Datos:

Q = 7.83 l.p.s.

Factor de Transformación; 0.0353 pies³/seg. = 1 lps.

Q = 0.28 pie³/seg.

Con este valor entramos al NOMOGRAMA que nos proporciona el fabricante de las V.E.A.

Diámetro de V.E.A. = 1"

8. Determinación del Diámetro de los DESAGÜES.

Siendo el diámetro de estos "1/3 del diámetro de la tubería de conducción".

Para diámetro de tubería de 4" $\theta = \frac{4}{3} = 1.33" = 1 \frac{1}{2}"$

Para diámetro de tubería de 6" $\theta = \frac{6}{3} = 2" = 2"$

NOTA: Se colocarán 2 válvulas aisladoras tipo compuerta, una de 4" de diámetro a la salida de la obra de captación y otra de 6" de diámetro a la salida de la C.R.P.

Todas las V.E.A., Desagües y Válvulas Aisladoras llevaran una caja para operación de válvulas.

- Teniendo calculadas hidráulicamente las dos alternativas, se procede a clasificar las tuberías para finalmente obtener su costo (precios obtenidos de la empresa EXTRUMEX, S.A. DE C.V.).

ALTERNATIVA N° 1

CONCEPTO	CANTIDAD	P.U. (\$)	TOTAL (\$)
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 41.0 DE Ø = 4"	933.71 m.l.	26.68	24911.383
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 26.0 DE Ø = 4"	822.29 m.l.	35.16	28911.716
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 21.0 DE Ø = 4"	696.1 m.l.	45.21	31470.681
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 17.0 DE Ø = 4"	418.82 m.l.	54.29	22737.738
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 13.5 DE Ø = 4"	1613.44 m.l.	67.39	108729.720
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD - 11.0 DE Ø = 4"	319.04 m.l.	80.50	25682.720
CODO 22.5° DE Ø = 4"	51 Piezas	130.94	6677.940
CODO 45° DE Ø = 4"	24 Piezas	130.94	3142.560
CODO 60° DE Ø = 4"	22 Piezas	130.94	2880.680
CODO 90° DE Ø = 4"	8 Piezas	130.94	1047.520
		TOTAL:	256,192.660

ALTERNATIVA N°2

CONCEPTO	CANTIDAD	P.U. (\$)	TOTAL
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 41.0 DE Ø = 4"	475.46 m.l.	26.68	12685.273
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 26.0 DE Ø = 4"	346.83 m.l.	35.16	12194.543
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 21.0 DE Ø = 4"	351.58 m.l.	45.21	15894.932
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 17.0 DE Ø = 4"	582.13 m.l.	54.29	31603.838
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 13.5 DE Ø = 4"	247.37 m.l.	67.39	16670.264
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 41.0 DE Ø = 6"	693.18 m.l.	51.95	36010.701
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 32.5 DE Ø = 6"	395.18 m.l.	65.05	25706.459
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 21.0 DE Ø = 6"	679.98 m.l.	95.94	65237.281
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 17.0 DE Ø = 6"	712.65 m.l.	121.45	86551.343
TUBERÍA DE P.A.D. DE RD – 13.5 DE Ø = 6"	319.04 m.l.	146.02	46586.221
CODO 22.5° DE Ø = 4" = 13 PIEZAS	13 Piezas	130.94	1702.220
CODO 45° DE Ø = 4" = 8 PIEZAS	8 Piezas	130.94	1047.520
CODO 60° DE Ø = 4" = 7 PIEZAS	7 Piezas	130.94	916.580
CODO 90° DE Ø = 4" = 1 PIEZAS	1 Piezas	130.94	130.940
CODO 22.5° DE Ø = 6" = 37 PIEZAS	37 Piezas	211.98	7843.260
CODO 45° DE Ø = 6" = 15 PIEZAS	15 Piezas	211.98	3179.700
CODO 60° DE Ø = 6" = 14 PIEZAS	14 Piezas	211.98	2967.720
CODO 90° DE Ø = 6" = 7 PIEZAS	7 Piezas	211.98	1483.860
		TOTAL:	368,412.650

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Se puede apreciar que la alternativa ganadora es la N° 1, por lo que se seleccionará para llevarla a proyecto ejecutivo.

Para llevar a cabo el diseño geométrico de la línea de conducción, se aplican los pasos que a continuación se indican.

9. Vaciado del análisis hidráulico de las tuberías al plano.

En el plano Esc. 1:2000, en planta se indicarán las tuberías de la línea de conducción, con su correspondiente simbología.

10. Identificación y diseño de cruceros.

Se procede a enumerar todos los cruceros en forma progresiva a partir de la fuente hacia el tanque de regulación. Los cruceros se diseñarán básicamente en las deflexiones y localización de V.E.A. y Desagües.

11. Armado de los planos ejecutivos.

Finalmente se procede a armar los planos ejecutivos de la línea de conducción, para tal efecto el plano contendrá.

En el área de la solapa:

- Croquis de Localización.
- Datos de proyecto.
- Simbología.
- Notas.
- Sello.

En el área del plano:

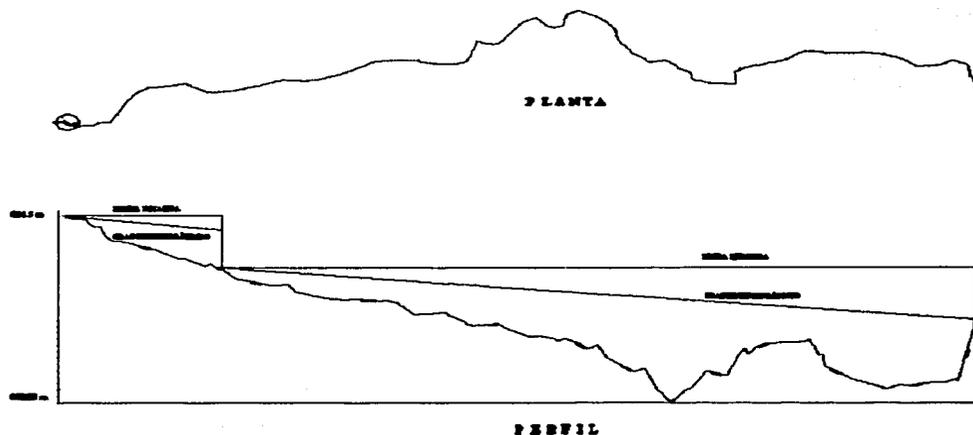
- Planta y perfil de la línea.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

- En el perfil indicar la clase de tubería (diámetro, clase, material y longitud de tubería), elevación piezométrica y de terreno a cada 20 ó 100m. y sus correspondientes kilometrajes.
- Escala gráfica y numérica.
- Diseño de cruceros.
- Cantidades de obra.
- Cantidades de tubería.
- Lista de piezas especiales.

Nota: Ver planos; Clave: PROY – COJAL – LC - 1 al 3.

IV.2.2.2. Gradiente hidráulico.

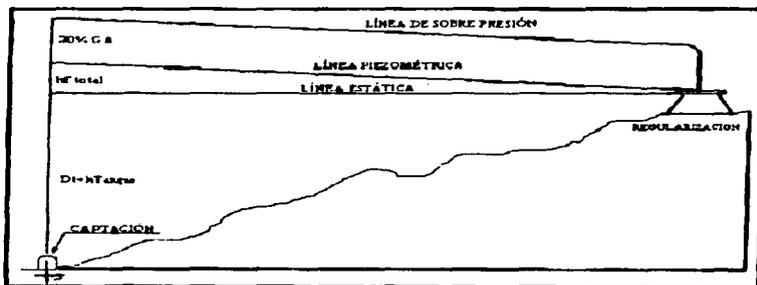


IV.3. Planeo y diseño de la línea de conducción a bombeo.

La planeación de una Línea de Conducción por Bombeo, básicamente se establece en función del tipo de terreno sobre el cual se localizará la tubería. En general siempre se presentan dos casos.

IV.3.1. Perfiles tipo y criterios básicos para el uso de una conducción por bombeo.

CASO N° 1 TERRENO PLANO y MEDIO. Cuando el desnivel topográfico ya es representativo entre la captación y el tanque de regularización (hasta 70 m), es decir, que se tenga un terreno tanto plano como medio, la solución será bombear directamente el agua desde la captación hasta el tanque de regularización, como se indica en la figura:



CASO N° 2 TERRENO ACCIDENTADO. Cuando el desnivel topográfico entre la captación y el tanque de regularización sea considerable (más de 70 m.), es decir, que se tenga un terreno muy accidentado, se recomienda colocar sobre la línea de conducción

IV.3.2. Diseño hidráulico de la línea de conducción.

Para determinar la clase de tubería que requiere la línea de conducción por bombeo, se toma como punto de referencia la “línea de sobrepresión”, ya que ésta representa las cargas más críticas que soportaría la tubería. La secuela para clasificar la tubería, se hace, desde luego, sobre el perfil topográfico aplicando los siguientes pasos:

PASO N° 1.- Se considera a la Línea de sobre presión con un valor relativo igual a **CERO**.

PASO N° 2.- El perfil del terreno se divide con líneas paralelas a la línea de sobre presión y la división se hace dependiendo del material comercial de la tubería que regularmente es A.C., P.V.C. y Polietileno de Alta Densidad.

En líneas de conducción por bombeo también se colocarán válvulas de expulsión de aire (V.E.A.) y desagües, de acuerdo con las recomendaciones dadas en las conducciones trabajando por gravedad. Básicamente una conducción requiere de bombeo cuando la posición de la obra de captación, con relación al sitio donde termina la línea de conducción, se encuentra topográficamente más abajo, es decir, se tiene un desnivel “desfavorable” y que es necesario vencer.

IV.3.2.1. Diámetro económico.

En toda línea de conducción por bombeo, se hará un “ANÁLISIS” del diámetro más económico, determinando el costo total de operación anual para varios diámetros (regularmente son tres que se estudian), y el “costo más bajo” será el que fije el “diámetro más económico”.

Todos los cálculos se realizan en la tabla de cálculo, en la que se toma en cuenta la sobre presión producida por el fenómeno transitorio denominado “golpe de ariete”.

IV.3.2.2. Golpe de ariete.

Se entiende por “Golpe de Ariete” al fenómeno transitorio que se produce al tenerse un incremento de presión en la tubería; este fenómeno se presenta principalmente en los siguientes casos:

- a) Por un cierre brusco en alguna válvula localizada en la línea de conducción.
- b) Por un paro automático en los equipos electromecánicos por falta de energía eléctrica.

Al tenerse cualesquiera de los dos casos mencionados, se incrementará la “presión” en la tubería y esto provocará que la “Línea piezométrica” empiece a elevarse hasta convertirse en “Línea de sobre presión”.

Como la tubería en su operación siempre estará expuesta a que se presenten cualquiera de los dos casos (principalmente el caso b), ésta tendrá que ser “clasificada” con la “Línea de sobre presión”.

Así mismo para evitar que la tubería resulte con clases altas, y por consiguiente poder bajar el costo de la línea de conducción, se colocará obligadamente una válvula contra golpe de ariete en la descarga de los equipos electromecánicos.

Dicha válvula contra Golpe de Ariete nos “absorberá” el 80% del valor total y la tubería el 20% restante. El valor del Golpe de Ariete se determina con la siguiente expresión debida a Allievi:

$$h = \frac{145 \cdot V}{\sqrt{1 + \frac{Ea \cdot d}{Et \cdot e}}}$$

Donde:

h = Sobre presión por golpe de ariete en metros (m.c.a.).

V = Velocidad (m/seg).

E_a = Módulo de elasticidad del agua = 20,670 Kg/cm²

E_t = Módulo de elasticidad de la tubería.

Para asbesto-cemento = 328,000 Kg/cm²

Para P.V.C = 28,100 Kg/cm²

Para acero = 2'100,000 Kg/cm²

d = Diámetro de la tubería en cm.

e = Espesor de la tubería en cm.

145 = Factor de conversión.

IV.3.2.3. Análisis, selección y operación de la línea de conducción.

1. Primeramente propondremos un diámetro tentativo, utilizando la siguiente fórmula que resulta de proponer una velocidad de $V \approx 0.9$:

$$\theta = \sqrt{Q} \times 1.2$$

De donde:

θ = Diámetro en m.

Q = Gasto de diseño en m³/s.

1.2 = Factor de ajuste

2. Se proponen 3 diámetros por analizar, partiendo del diámetro teórico y tomando el comercial cercano, los dos siguientes serán el inmediato superior e inferior a éste.

3. Obtención de las Áreas de cada uno de los 3 diámetros:

$$Area = \frac{\pi d^2}{4}$$

4. Determinación de las velocidades:

$$Q = V \times A \qquad \therefore V = \frac{Q}{A}$$

Se revisará que todas las velocidades sean permisibles. Con éstos datos ya podemos pasar a la Tabla de Cálculo.

5. PÉRDIDAS MENORES.- Se considerará un 10% adicional de “hf” a lo largo de la conducción por las pérdidas menores que se tienen en todas las deflexiones verticales y horizontales.

6. DETERMINACIÓN DEL DESNIVEL “H” EN CADA UNO DE LOS DIÁMETROS.

$$Desnivel\ Total = D_{top} + hf_r + 10\%hf_r$$

7. DETERMINACIÓN DEL GOLPE DE ARIETE.

Si analizamos la Tabla de Cálculo podemos observar que para calcular el golpe de ariete, primeramente tenemos que proponer un valor “Tentativo de presión de trabajo”, dado en kg/cm²:

Dicho valor lo podemos determinar considerando el 20% del desnivel topográfico, y ésto se hace con la finalidad de tener una línea de “sobrepresión Tentativa” y con ésta podemos proponer los espesores en los tres diámetros que se están analizando.

8. CÁLCULO DE LA PRESIÓN TOTAL.

Presión Total = H + 20% G.A real

9. CUANTIFICACIÓN DE LOS VOLÚMENES DE LAS TERRACERÍAS.

Se calculan los volúmenes de excavación, plantillas y rellenos de cada tubería analizada. La clasificación del material que se está excavando se hace directamente en campo, y ésta se maneja en forma porcentual.

10. CALCULO DEL COSTO DE ENERGÍA.

Para obtener el valor de los k.w.h., lo que hacemos es transformar la potencia requerida (H.P), con la siguiente equivalencia:

$$1 \text{ K.W.H.} = 0.7457 \text{ H.P.}$$

11. COSTO POR HORA DE BOMBEO.

Se obtiene tomando en cuenta el Valor presente del K.W.H.

12. CARGO ANUAL DE BOMBEO.

Se obtiene considerando el número de horas que tiene un año, siendo éste valor:

$$24 \times 365 = 8760 \text{ hrs.}$$

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES DE LA TABLA DE DIÁMETRO ECONÓMICO.

Como podrá observarse, el análisis del diámetro económico de una línea de conducción por bombeo, se resume en determinar en cada uno de los diámetros, tanto el costo anual de amortización de la tubería, como el costo anual de amortización de bombeo, y ya sumados, el que resulte más bajo, será el más económico.

DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Para llevar a cabo el diseño geométrico de la línea de conducción, se aplican los pasos que a continuación se indican:

Vaciado del análisis hidráulico de las tuberías al plano.

En el plano Esc. 1: 2000, en planta se indicarán las tuberías de la línea de conducción, con su correspondiente simbología.

Identificación y diseño de cruceros.

Se procede a enumerar todos los cruceros en forma progresiva y en el sentido de izquierda a derecha. Los cruceros se diseñarán básicamente en las deflexiones y localización de V.E.A. y Desagües.

Armado de los planos ejecutivos.

Finalmente se procede a armar los planos ejecutivos de la línea de conducción, para tal efecto el plano contendrá.

En el área de la solapa:

Croquis de localización
Datos de proyecto
Simbología
Notas
Sello

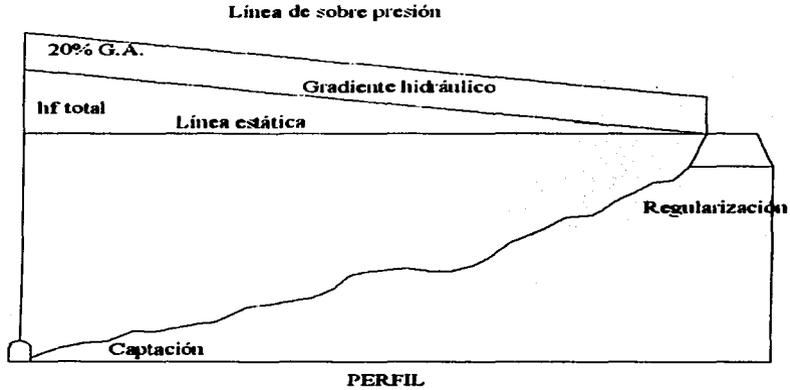
En el área del plano:

Escala gráfica y numérica
Diseño de cruceros
Cantidades de obra
Cantidades de tubería
Lista de piezas especiales

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV.3.2.4. Gradiente hidráulico.

El "Gradiente Hidráulico" es la representación de la presión hidrostática (presión interna) en la tubería y a su vez es el reflejo de las pérdidas de fricción a lo largo de la línea de conducción.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO V. TANQUE DE REGULARIZACIÓN OBJETIVO

V.1. Tipos de tanque de acuerdo a su funcionamiento, regularización y almacenamiento.

Dependiendo de las características topográficas de la zona donde se vaya a establecer el sistema de “Regularización – Distribución”, se propondrá el tipo de tanque. Existen dos tipos de tanques:

- Superficiales
- Elevados

TANQUES SUPERFICIALES.

De preferencia se debe procurar tener un depósito a nivel, se situará en una elevación natural que se tenga en la proximidad de la zona urbana, de manera que la diferencia de nivel entre el piso del tanque con respecto a los puntos más “ALTOS” y “BAJOS” de la población, sean de 15 y 50 metros columna de agua respectivamente. Este tipo de tanque se construye comúnmente de concreto armado y de mampostería (dependiendo lógicamente del material más próximo que se tenga en la zona de estudio).

TANQUES ELEVADOS.

La justificación de instalar un tanque elevado cuando no es posible construir un tanque superficial; es por no tenerse en la proximidad de la zona urbana, una elevación natural adecuada. De preferencia el tanque elevado conviene situarlo en la Cota Topográfica más alta de la localidad, con la finalidad de evitar que la torre sea tan alta. La altura de la torre del tanque podrá ser de 10, 15 y hasta 20 metros como mínimo, de acuerdo con la elevación del terreno en el sitio en que se elija su construcción y las presiones que se requieran en la red.

El tanque de regularización es una de las partes más importantes de un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, ya que éste cumple dos funciones sumamente imprescindibles en el sistema, siendo éstas:

1) Convertir una ley de aportaciones constantes en una ley de demandas variables, esto quiere decir que el tanque le está llegando de la conducción un “gasto constante” durante las horas de aportación, siendo éste el “gasto máximo diario”, durante las 24 hrs. del día la población demandará “gastos variables” que en algunas horas son “menores” a la aportación, por lo tanto, el agua no utilizada en esas horas se almacenará en el Tanque de Regularización.

2) Tiene como segunda función principal la de regular y controlar todas las presiones en la Red de Distribución.

V.2. Criterio para volumen por regularizar.

Para que los tanques cumplan su función principal en forma óptima, y a su vez resulte una obra económica, es conveniente, como ya se dijo, seleccionarlos de acuerdo a las condiciones topográficas que presenta la zona de estudio, para tal efecto su localización, tipo y forma, debe cubrir las siguientes condiciones de criterio.

Entre el tanque de regularización y los puntos más altos y bajos de la población, debe haber una disponibilidad de carga de 15 m.c.a. y 50 m.c.a. respectivamente. Los 15 m. (de carga disponible mínima) se dejan para que el agua potable llegue hasta los tinacos de las casa. Desde luego que éstos 15 m. varían de acuerdo a las condiciones económicas, políticas y sociales del centro poblacional al cual se le está abasteciendo de agua potable, ya que, en ciudades como el Distrito Federal, Guadalajara, Monterrey, etc. en donde se tienen áreas metropolitanas, la carga mínima es de 15 m.c.a., y en poblaciones rurales dispersas puede dejarse una carga disponible de hasta 5 m.c.a. En el caso contrario, una red de

distribución por economía nunca deberá estar trabajando a una carga mayor de los 50 m.c.a., para así poder proponer tuberías de A.C. ó de P.V.C.

V.3. Diseño del tanque de regularización (volumen, dimensiones y estructuración).

La capacidad del tanque está en función del “gasto máximo diario” y de la ley de demandas de la localidad. Para obtener la demanda de una población determinada se deben instalar medidores en todas las tomas domiciliarias, en la captación y el Tanque de Regularización. Es decir, que se requiere de un sistema completo de medición instalado prácticamente en todo el sistema actual de abastecimiento de agua potable.

Como esto último es prácticamente imposible por lo costoso que resulta, la capacidad de regularización se determina en función de los factores que establece la C.N.A:

Tiempo de suministro al tanque (hr)	Coficiente de regularización (R)
24	11.0
20 (de las 4 a las 24 hrs.)	9.0
16 (de las 5 a las 24 hrs.)	19.0

En las tablas siguientes se presenta el análisis que realizo la C.N.A; considerando las leyes de demanda propuestas por el ex Banco de Obras y Servicios, combinado con el tiempo de explotación de la fuente.

TABLA A
COEFICIENTE DE REGULARIZACIÓN PARA SUMINISTRO DE 24 HORAS/DIA

HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	100	60.60	39.40	39.40
1-2	100	61.60	38.40	77.80
2-3	100	63.30	36.70	114.50
3-4	100	63.70	36.30	150.80
4-5	100	65.10	34.90	185.70
5-6	100	82.80	17.20	202.90
6-7	100	93.80	6.20	209.10
7-8	100	119.90	-19.90	189.20
8-9	100	130.70	-30.70	158.50
9-10	100	137.20	-37.20	121.30
10-11	100	134.30	-34.30	87.00
11-12	100	132.90	-32.90	54.10
12-13	100	128.80	-28.80	25.30
13-14	100	126.60	-26.60	-1.30
14-15	100	121.60	-21.60	-22.90
15-16	100	120.10	-20.10	-43.00
16-17	100	119.60	-19.60	-62.60
17-18	100	115.10	-15.10	-77.70
18-19	100	112.10	-12.10	-89.80
19-20	100	105.60	-5.60	-95.40
20-21	100	90.10	9.90	-85.50
21-22	100	78.40	21.60	-63.90
22-23	100	71.00	29.00	-34.90
23-24	100	65.10	34.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

R = Coeficiente de regularización.

CR = Capacidad de regulación.

$$ct = 209.10 + 95.4 = 304.50$$

$$R = (304.50 / 100) (3600 / 1000) = 10.96, \text{ se aproximara a } 11.00$$

$$CR = (11.00) (QMD)$$

TABLA B
COEFICIENTE DE REGULARIZACIÓN PARA SUMINISTRO DE 20 HORAS/DIA (de
las 4 a las 24 hrs.)

HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	0	60.60	-60.60	-60.60
1-2	0	61.60	-61.60	-122.20
2-3	0	63.30	-63.30	-185.50
3-4	0	63.70	-63.70	-249.20
4-5	120	65.10	54.90	-194.30
5-6	120	82.80	37.20	-157.10
6-7	120	93.80	26.20	-130.90
7-8	120	119.90	0.10	-130.80
8-9	120	130.70	-10.70	-141.50
9-10	120	137.20	-17.20	-158.70
10-11	120	134.30	-14.30	-173.00
11-12	120	132.90	-12.90	-185.90
12-13	120	128.80	-8.80	-194.70
13-14	120	126.60	-6.60	-201.30
14-15	120	121.60	-1.60	-202.90
15-16	120	120.10	-0.10	-203.00
16-17	120	119.60	0.40	-202.60
17-18	120	115.10	4.90	-197.70
18-19	120	112.10	7.90	-189.80
19-20	120	105.60	14.40	-175.40
20-21	120	90.10	29.90	-145.50
21-22	120	78.40	41.60	-103.90
22-23	120	71.00	49.00	-54.90
23-24	120	65.10	54.90	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

CR = Capacidad de regulación.

R = Coeficiente de regularización.

ct = 249.20

R = (249.20 / 100) (3600 / 1000) = 8.97, se aproximara a 9.00

CR = (9.00) (QMD)

TABLA C
COEFICIENTE DE REGULARIZACIÓN PARA SUMINISTRO DE 16 HORAS/DIA (de las 5 a las 21 hrs.)

HORAS	SUMINISTRO (ENTRADAS) %	DEMANDA DE SALIDAS		
		DEMANDA DIARIA EN %	DIFERENCIAS	DIFERENCIAS ACUMULADAS
0-1	0	60.60	-60.60	-60.60
1-2	0	61.60	-61.60	-122.20
2-3	0	63.30	-63.30	-185.50
3-4	0	63.70	-63.70	-249.20
4-5	0	65.10	-65.10	-314.30
5-6	150	82.80	67.20	-247.10
6-7	150	93.80	56.20	-190.90
7-8	150	119.90	30.10	-160.80
8-9	150	130.70	19.30	-141.50
9-10	150	137.20	12.80	-128.70
10-11	150	134.30	15.70	-113.00
11-12	150	132.90	17.10	-95.90
12-13	150	128.80	21.20	-74.70
13-14	150	126.60	23.40	-51.30
14-15	150	121.60	28.40	-22.90
15-16	150	120.10	29.90	7.00
16-17	150	119.60	30.40	37.40
17-18	150	115.10	34.90	72.30

18-19	150	112.10	37.90	110.20
19-20	150	105.60	44.40	154.60
20-21	150	90.10	59.90	214.50
21-22	0	78.40	-78.40	136.10
22-23	0	71.00	-71.00	65.10
23-24	0	65.10	-65.10	0.00
TOTAL	2400	2400		

QMD = Gasto Máximo diario.

CR = Capacidad de regulación.

R = Coeficiente de regularización.

$$ct = 314.30 + 214.50 = 528.80$$

$$R = (528.28 / 100) (3600 / 1000) = 19.0368, \text{ se aproximara a } 19.00$$

$$CR = (19.00) (QMD)$$

- Finalmente la capacidad de regularización se determina con la siguiente expresión:

$$C_r = R \times Q_{Max \text{ diario}}$$

donde:

C_r = Capacidad de Regularización, en m³.

R = Coeficiente de Regularización.

Qmd = Gasto máximo diario, en l.p.s.

El análisis económico correspondiente se recomienda realizarlo, cuando la capacidad total del tanque sea mayor de los 500 m³. Comúnmente este tipo de tanques se construyen de Concreto Armado y de Acero, teniéndose cuidado de no construirlos de éste último material, en las zonas costeras por la corrosión.

Por lo que respecta a la capacidad de regularización del tanque superficial no implica gran problema, ya que se determina en forma directa, es decir, que no importando

el valor de la capacidad siempre se diseñará una sola estructura. Cuando los tanques superficiales son menores de 1,500 m³, se proponen de dos formas geométricas: cuadrados ó rectangulares, y cuando son mayores a esa capacidad se diseñan de forma circular. Esto obedece a que los análisis económicos que se han venido realizando y un estudio estadístico indican esas recomendaciones

Secuela de Cálculo del Tanque Superficial.

Datos: Qmd = 7.83 Ips.

Factor de Regularización para 24 Hrs. de aportación = 11.00

Elevación de terreno = 906.00 m.

Altura de tanque (según plano tipo) = 3.00 m.

Cálculos:

1. Capacidad de regularización.

$$C_R = R \times Q_{Max \text{ diario}}$$

$$C_R = 11.00 \times 7.83 = 86.13 \text{ m}^3; \text{ que para fines prácticos se redondea a } 90.00 \text{ m}^3$$

2. Dimensionamiento propuesto para el tanque.

$$A = \frac{90 \text{ m}^3}{3 \text{ m}} = 30 \text{ m}^2$$

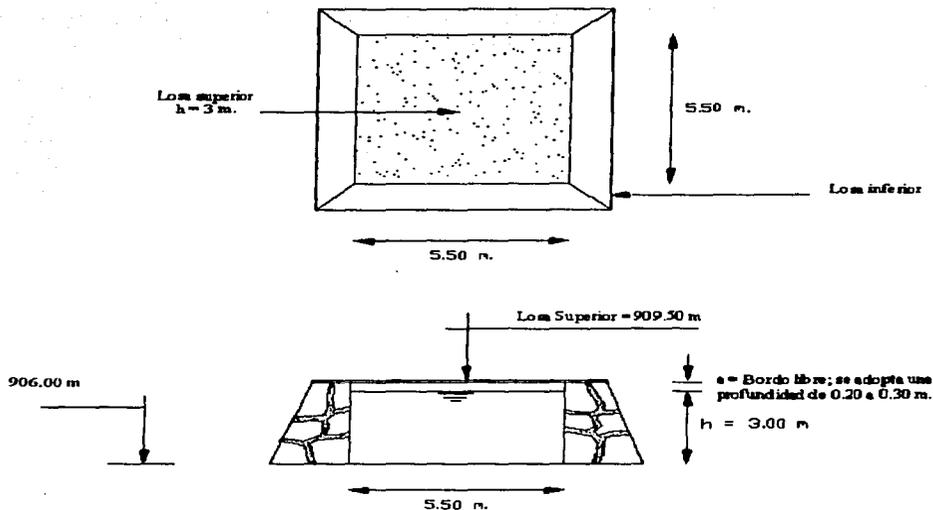
$$\text{Lados} = \sqrt{30} = 5.477 \text{ m}; \text{ que se redondea a } 5.5 \text{ m.}$$

Lado 1 = 5.5 m.

Lado 2 = 5.5 m.

Altura = 3 m.

$$\text{Volumen total} = 5.5 \text{ m} \times 5.5 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 90.75 \text{ m}^3$$



DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se hace con las siguientes condiciones de carga:

Con agua y sin empuje de tierra.

Con empuje de tierra y vacío.

Con agua y con empuje de tierra.

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

Los tirantes para tanques con muros de concreto reforzado, se recomiendan entre 2.0 metros y 5.5 metros, para capacidades que varían de 5,000 a 50,000 metros cúbicos,

Estos también se pueden construir de concreto presforzado, con tirantes de 5.0 metros a 9.0 metros en este caso gran parte de los elementos son prefabricados, y pueden ser todavía más grandes de que los anteriores.

Los tirante superficiales se sitúan en una elevación natural en la proximidad de la zona a que servirán de manera que la diferencia de altura entre el nivel del tanque estando lleno y el punto mas bajo por abastecer sea de 50 metros.

CAPÍTULO VI. RED DE DISTRIBUCIÓN

VI.1. Generalidades.

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

La mayor parte de las obras que se hacen en las redes de distribución en las ciudades son para mejorar o para ampliar las redes ya existentes, solamente una pequeña proporción son para dar servicio a zonas nuevas o aisladas. Por lo tanto, se requieren dos tipos de proyectos denominados de rehabilitación y nuevos. Los proyectos de rehabilitación se hacen cuando se debe modificar una parte de la red para mejorar su funcionamiento hidráulico, o bien, cuando se hacen cambios en el uso del suelo o ampliaciones a la zona de servicio obligan a incrementar la capacidad de la red de distribución.

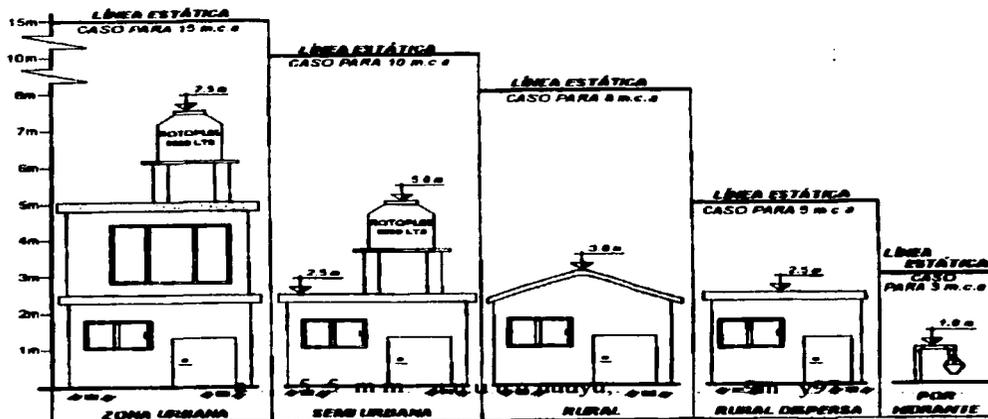
Los proyectos nuevos como es el caso de nuestro proyecto, se requiere cuando se debe dar servicio por primera vez a una zona, o cuando es necesario hacer una ampliación a una red existente que por su magnitud en proyecto ya no puede catalogarse como una rehabilitación.

Siempre se preferirá abastecer a la red por gravedad a través de tanques, en vez de bombeo directo. En aquellos casos en los que el sistema sea abastecido por gravedad, y cuando la fuente tenga la capacidad suficiente para proporcionar el gasto máximo horario, puede eliminarse el tanque regulador; sin embargo, debe hacerse un estudio económico que permita definir si es factible sustituir el almacenamiento por una conducción capaz de llevar dicho caudal.

VI.2. Criterios de diseño.

La revisión hidráulica consiste en determinar los gastos que circulan en las tuberías y los niveles piezométricos (cargas de presión) en varios puntos de la red. Para ello se requiere de la información siguiente: características físicas de las tuberías, conexiones entre tuberías, gastos de demanda, elevaciones de los tanques reguladores, etc.

El diseño hidráulico se refiere a la selección de los diámetros de las tuberías que forman la red para conducir el fluido hasta los sitios de demanda de modo que se cumpla con restricciones de presión. La presión en cualquier punto de la red debe ser mayor a una mínima ($h_{mín}$) para que el agua llegue a los domicilios y menor a una máxima ($h_{máx}$) para evitar la rotura de tuberías y excesivos gastos de fugas.



Escala Representativa

TIPO DE POBLACIÓN	PRESIONES (Mínimas en los puntos mas altos en la red de distribución)
Ciudades capitales y áreas metropolitanas.	15 m.c.a.
Semiurbanas.	10 m.c.a.
Rurales (Concentradas)	8 m.c.a.
Rurales (Dispersa)	5 m.c.a.
Rurales Dispersa (Por hidrantes)	3 m.c.a.

En todos los casos la presión máxima admisible no deberá sobrepasar 5 Kg/cm² (50 m.c.a.), para condiciones en que se presenta el plano de cargas estáticas en la red. Lo anterior se basa en los Lineamientos de la C.N.A.

El proceso de selección de los diámetros de las tuberías de la red no es sencillo, ya que para llevar el agua a los sitios de consumo existen numerosas opciones que satisfacen las condiciones de operación hidráulica. Para las redes que son abastecidas desde uno o más tanques de regulación conviene escoger la opción que tiene el mínimo costo de adquisición e instalación.

En el diseño de la red de tuberías es importante su trazo. Este consiste en la unión de los puntos de demanda por medio de tuberías de modo tal que, sigan la configuración urbana y la topografía de la zona. Por lo general, el trazo de la red se define formando circuitos y atendiendo a criterios de carácter no hidráulico, por lo que no suele incluirse dentro de los métodos de diseño de redes.

VI.3. Clasificación de redes de distribución.

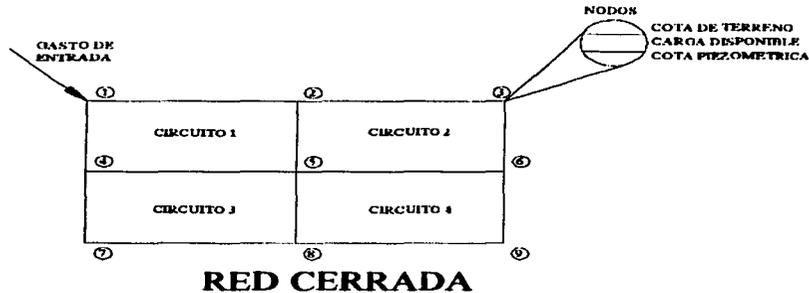
Los esquemas básicos o configuraciones se refieren a la forma en la cual se enlazan o trenzan las tuberías de la red de distribución para abastecer de agua a las tomas

domiciliarias. Se tienen tres posibles configuraciones de la red: Cerrada, Abierta y Combinada.

Antes de definir las posibles configuraciones de la red es conveniente definir qué es un circuito. Un circuito es un conjunto de tuberías conectadas en forma de polígono, donde el agua que parte de un punto puede volver al mismo después de fluir por las tuberías que la componen.

REDES CERRADAS

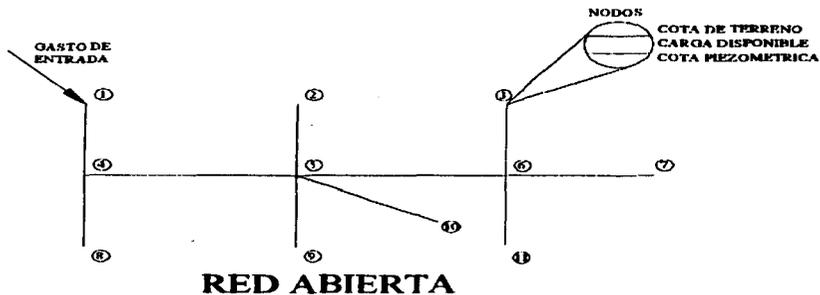
Cuando una red es cerrada (o tiene forma de malla), sus tuberías forman al menos un circuito. La ventaja de diseñar redes cerradas es que en caso de falla, el agua puede tomar trayectorias alternas para abastecer una zona de la red. Una desventaja de las mismas es que no es fácil localizar las fugas.



REDES ABIERTAS

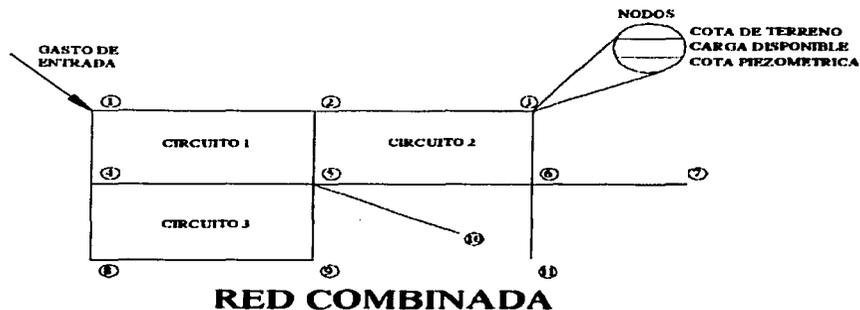
La red abierta se compone de tuberías que se ramifican sin formar circuitos (forma de árbol). Esta configuración de la red se utiliza cuando la planimetría y la topografía son irregulares dificultando la formación de circuitos o cuando el poblado es pequeño o muy disperso. Este tipo de red tiene desventajas debido a que en los extremos muertos pueden

formarse crecimientos bacterianos y sedimentación; además, en caso de reparaciones se interrumpe el servicio más allá del punto de reparación; y en caso de ampliaciones, la presión en los extremos es baja.



REDES COMBINADAS

En algunos casos es necesario emplear ramificaciones en redes cerradas, es decir, se presentan ambas configuraciones y se le llama red combinada.



Una red de distribución se divide en dos partes para determinar su funcionamiento hidráulico: la red primaria, que es la que rige el funcionamiento de la red, y la red secundaria o “de relleno”. La red primaria permite conducir el agua por medio de líneas principales y alimentar a las redes secundarias. Sin embargo, en colonias urbanas populares se puede aceptar de 75 mm y en zonas rurales hasta 50 mm. aunque en grandes urbes se puede aceptar a partir de 500 mm.

La red secundaria distribuye el agua propiamente hasta las tomas domiciliarias. Existen tres tipos de red secundaria:

a) Red secundaria convencional: En este tipo de red los conductos se unen a la red primaria y funcionan como una red cerrada. Se suelen tener válvulas tanto en las conexiones con la red primaria como en los cruces de la secundaria.

b) Red secundaria en dos planos: En una red de este tipo, las tuberías se conectan a la red primaria en dos puntos opuestos cuando la red está situada en el interior de los circuitos, o bien en un solo cruce de las tuberías primarias en los casos de líneas exteriores a ellos (funcionando como líneas abiertas). Su longitud varía entre 400 y 600 m., en función al tamaño de la zona a la que se le da el servicio. En este tipo de red las tuberías que se cruzan no necesariamente se unen.

c) Red secundaria en bloques: En este caso las tuberías secundarias forman bloques que se conectan con la red primaria solamente en dos puntos y la red principal no recibe conexiones domiciliarias. La longitud total de las tuberías secundarias dentro de un bloque normalmente es de 2,000 a 5,000 m. A su vez, la red secundaria dentro de un bloque puede ser convencional o en dos planos.

VI.4. Componentes del sistema de distribución.

Una red de distribución de agua potable se compone generalmente de:

Tuberías. La red de distribución está formada por un conjunto de tuberías que se unen en diversos puntos denominados nudos o uniones. De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en: red primaria y red secundaria. A la tubería que conduce el agua desde el tanque de regulación hasta el punto donde inicia su distribución se le conoce como línea de alimentación, y se considera parte de la red primaria.

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

Piezas especiales. Son todos aquellos accesorios que se emplean para llevar a cabo ramificaciones, intersecciones, cambios de dirección, modificaciones de diámetro, uniones de tuberías de diferente material o diámetro, y terminales de los conductos, entre otros.

Válvulas. Son accesorios que se utilizan para disminuir o evitar el flujo en las tuberías. También permiten drenar o vaciar una línea, controlar el gasto, regular los niveles en los tanques de almacenamiento, evitar o disminuir los efectos del golpe de ariete (cambios de presión que pueden colapsar la tubería), así como evitar contra flujos, es decir, prevenir el flujo en dirección contraria a la de diseño.

Tomas domiciliarias e Hidrantes públicos. Corresponden a la red, por medio de las cuales el usuario dispone del agua en su propio predio; los hidrantes públicos se proponen

en poblaciones rurales muy dispersas, en donde resulta muy costoso hacer llegar el agua potable a todos los predios, por lo que se seleccionan puntos de concentración poblacional (plazas publicas, iglesias, etc.), para instalarlas.

VI.5. Procedimiento de diseño de una red abierta.

El procedimiento a seguir en general, es el siguiente:

1. Se divide la ciudad en zonas de distribución, atendiendo al carácter de las mismas en: residencial, comercial e industrial. Resulta práctico colorearlas zonas con un color distinto para cada clase, con el fin de localizarlas rápidamente durante el diseño.

2. Se procede a un trazado tentativo, que tenga un conducto principal, que se ramifique para conducir el agua a cada zona o grupo de zonas de distribución y se anotan las longitudes de cada tramo de tubería, que se obtendrán con el uso de un escalímetro.

3. Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud virtual de toda la red. El concepto de "longitud virtual" se usará exclusivamente para definir qué gasto ha de circular por cada tramo de tubería al cual se le denomina gasto propio. Así por ejemplo, resulta evidente que un tramo de tubería que abastezca predios por un solo lado (ejemplo A-B), deberá conducir menos gasto que el tramo que abastezca predios localizados a ambos lados de la línea (ejemplo C-D). De acuerdo con este razonamiento expresamos que el tramo C-D tiene una longitud real de 100 metros, pero que virtualmente (existencia aparente y no real) tiene una longitud de 200 metros. Para el tramo A-B, que solo abastece predios por un solo lado, la longitud real es igual a la longitud virtual.

4. Se numeran los cruces que se tengan en la red.

5. Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto “q” por la longitud virtual del tramo de tubería.

6. Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al más cercano al depósito de regularización, sumando, cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios.

7. Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir, considerándolo concentrado en el extremo o nudo terminal.

8. Se determina el nudo de la red con la presión más desfavorable. Este puede ser aquel al que para llegar se requiera consumir la mayor pérdida de carga y que a la vez exista la presión requerida (entre 1.5 y 5 Kg/cm²). En general, son puntos de presión desfavorable:

- a) Los más distantes al tanque regularizador.
- b) Los nudos de nivel topográfico más alto.
- c) Los más distantes y más altos, simultáneamente

El que presente mayor pérdida de carga será el punto más desfavorable que gobierna el diseño. Las pérdidas de carga pueden calcularse con la fórmula de Manning o con la fórmula de Hazen y Williams.

9. Se procede a situar las válvulas de seccionamiento, para cada proyecto se recomienda estudiar con todo cuidado la situación de las válvulas procurando utilizar el menor número posible de estos accesorios.

10. Una vez terminado el diseño, se procede a dibujar el plano definitivo de la red de distribución, donde debe aparecer: a) Diámetros y longitudes, b) Piezas de conexión,

válvulas, etc. y c) En cada nudo un círculo con los siguientes datos: Cota piezométrica, Cota del terreno y Carga disponible.

VI.6. Procedimiento de diseño de una red cerrada.

El diseño de una red cerrada para una nueva área puede mecanizarse como se explica a continuación.

1 .Obtener un plano topográfico del área a ser servida, escala 1 :2000 con curvas de nivel equidistantes 0.50 m o por lo menos con cotas en las intersecciones de las presentes y futuras.

2. Basado en la topografía, seleccione la posible localización de los tanques regularización. Si el área a ser servida es muy grande puede dividirse en varias subáreas con sistemas de distribución separados.

3. Disponer un “esqueleto” de una red cerrada que muestre la o las líneas de alimentación.

4. Estime el gasto máximo horario para el área o para cada subárea, según sea el caso, teniendo en cuenta el crecimiento futuro.

5. Asigne una dirección al flujo en las tuberías y calcule el gasto propio de cada tramo de tubería utilizando el criterio de la longitud virtual que se menciono anteriormente. Cuando se considera un consumo uniforme, el gasto propio se estima empleando un caudal unitario, es decir, por metro de longitud de tubería, que resulta de dividir el gasto máximo horario total demandado por la población entre la longitud virtual total de los circuitos principales. Si se consideran zonas de distintos consumos, se calcula según su amplitud, a partir de un gasto por unidad de área, distinto para cada zona consumo.

6. En forma ficticia, suponer que se interrumpe la circulación del agua en unos tramos para formar una red abierta, con el objeto de definir perfectamente cuál tubería alimenta a otras. Así se llegan a definir puntos en los que ya no existe posibilidad de alimentación a otros tramos, los cuales reciben el nombre de "puntos de equilibrio".

7. Acumular los gastos propios calculados en el paso 5 en sentido contrario al escurrimiento, partiendo de los puntos de equilibrio hasta llegar al punto de alimentación a la red.

8. Estimar el diámetro de las tuberías utilizando el gasto acumulado en cada tramo.

9. Usando alguno de los varios métodos que a continuación se mencionan: De relajación, De secciones, De la tubería equivalente, Del círculo, De análisis de computadora y de Analogía eléctrica; analizar los gastos y presiones en la red de distribución. Un análisis por separado debe efectuarse para cada subárea.

10. Ajuste el diámetro de las tuberías para corregir irregularidades de presión en la red.

11. Con los diámetros ajustados, reanalice la capacidad hidráulica del sistema.

12. Añada las tuberías secundarias o de relleno.

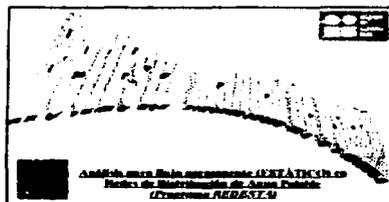
13. Localice las válvulas necesarias

14. Prepare los planos de diseño final.

VI.7. Diseño de la red de distribución.

El análisis de redes por computadora es el proceso de emplear un modelo matemático contenido en un programa de computadora para simular el funcionamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua potable, así como para definir las características del sistema para cumplir con criterios preestablecidos de diseño en lo referente a gastos y presiones disponibles. El modelo de computadora o “programa de redes”, está compuesto de dos partes: un archivo de datos de la red que define el sistema en términos de tuberías, nudos y parámetros operacionales de tanques, estaciones de bombeo y válvulas; y un programa que resuelve una serie de ecuaciones hidráulicas de presión y gasto basadas en leyes físicas.

A continuación se presenta el programa “Análisis para flujo permanente (estático) en redes de distribución de agua potable (programa REDESTA) desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.



La red de distribución para la localidad de Cojaltitla fue desarrollada con el empleo del programa REDESTA considerando una red primaria con un total de 43 nudos de donde se extrae el gasto necesario para poder abastecer a la red secundaria de alimentación en bloque, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Como primer paso en la captura de datos, se enumeraron progresivamente los nudos (uniones o extremos de tuberías, tanques, etc.) y los tubos que unen dichos nudos.

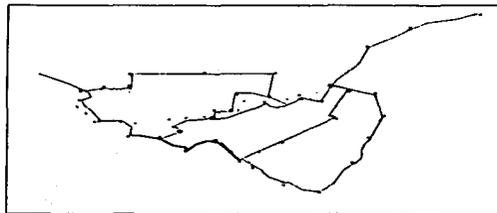
En general, durante la captura de datos se realizaron las siguientes actividades:

1) En tuberías: Asignar un número de identificación. Establecer la longitud entre nudos. Determinar el diámetro y coeficiente de rugosidad de cada segmento de tubería.

2) Para los nudos: Asignar un número de identificación. Establecer la cota topográfica.

3) Para las válvulas reguladoras: Asignar nudos o segmentos de línea a cada válvula. Determinar las disposiciones de operación (gasto o presión) tanto aguas arriba como aguas abajo (las disposiciones de gasto aguas arriba de cada válvula reguladora de presión se obtuvo haciendo una primera corrida con el arreglo sin considerar válvulas). Establecer las cotas superficiales en cada válvula.

4) En el tanque de regularización: Asignar la localización del tanque. Indicar un nodo en el tanque. Definir la capacidad, dimensiones, gasto y rango de operación. Establecer la cota topográfica y elevación del nivel del agua en el tanque. Fue necesario reducir la red en cuanto al número de nudos o de tuberías, ya sea excluyendo tuberías de diámetros pequeños o dividiendo la red en zonas de presión.



Trazado de la red primaria

Una vez habiendo hecho todas las consideraciones anteriores se procedió a realizar la captura de datos. En algún procesador de texto como Word Pad de la siguiente manera:

Nombre del proyecto	Ejemplo
Indique si grave o no el armado de la red	si
Número de tuberías de la red	7
Tubería, nudo inicial, nudo final, longitud del tramo(m) diámetro(pulgadas)y factor de fricción. (rugosidad absoluta)	1,1,2,300,3,0.0015 2,2,3,250,2,0.0015 3,1,6,60,2,0.0015 4,6,5,300,2,0.0015 5,2,5,60,1.5,0.0015 6,5,4,1.5,0.0015 7,3,4,60,1,0.0015
Número de tanques	1
Nudo del tanque, cota de desplante del tanque, área del tanque (m²), altura del tanque (m), relación de llenado (entre 0 y 1), gasto de entrada m³/seg.	1,906.94,133,3,1,0.00452
Indica que grave o no el armado de la red en el archivo	no
Número de nudos	6
Número de nudo y cota de terreno	1,906.94 2,900.53 3,894.87 4,858.7 5,892.18 6,898.24
Número de nudos con demanda	5
Nudo y su demanda respectiva en (m³/seg)	2,0.00106 3,0.00088 4,0.00109 5,0.00127 6,0.00021
Número de bombas	0
Número de fugas	0
Número de gastos constantes de ingreso	0
Factor Q/Qmed de los gastos demandados en los nudos	1
Indica que grave o no (si/no) resultados	si
Indicador para realizar simulación (M para el estático modificado que considera déficit y T para el tradicional)	T
Indicador para realizar ajustes (si/no) al factor de fricción	no

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

fricción

Número de accesorios reductores de presión 0

Si el número de bombas es distinto de cero se debe incluir lo siguiente: Número de identificación de la bomba, carga de la bomba (m), b0, b1, b2 (coeficientes obtenidos de la curva característica), se darán tantos renglones como bombas tenga la red.

Si el número de fugas es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente: Número de nudo con fuga, coeficiente de fuga. Serán tantos renglones como fugas tenga la red.

Si el número de gastos constantes de ingreso es distinto de cero se deberá incluir lo siguiente: Número de nudo con gasto constante de ingreso, gasto constante de ingreso (m³/seg).

Si el número de accesorios reductores de presión es distinto de cero, entonces se debe incluir lo siguiente: Número de nudo donde se ubica el accesorio reductor de presión, nudo aguas abajo del accesorio, serán tantos renglones como accesorios tenga la red.

Para calcular la red de distribución de la localidad de Cojaltitla tenemos los siguientes datos de entrada para el programa red esta:

Alternativa 1. Sin considerar válvulas reductoras de presión:

Coj SIN VALVULAS REDUCTORAS DE

PRESION

SI

41

1,1,2,202.27,6,0.0015

2,42,3,60.90,4,0.0015

3,3,4,40.07,3,0.0015

4,4,5,77.17,3,0.0015

5,5,6,290.82,3,0.0015

6,6,7,274.24,3,0.0015

...continua en forma de lista

7,7,8,132.52,3,0.0015

8,8,9,137.94,3,0.0015

9,9,10,110.95,3,0.0015

10,10,11,68.56,3,0.0015

11,11,12,58.16,3,0.0015

12,12,13,146.26,3,0.0015

13,13,14,43.96,3,0.0015

14,14,15,102.24,3,0.0015

15,15,16,127.59,4,0.0015

16,16,17,186.75,4,0.0015

...continua en forma de lista

17,17,18,144.75,4,0.0015
18,18,2,98.52,4,0.0015
19,15,19,134.14,4,0.0015
20,19,20,122.76,3,0.0015
21,20,21,154.72,3,0.0015
22,22,23,262.90,3,0.0015
23,21,22,197.25,3,0.0015
24,23,24,209.64,3,0.0015
25,24,25,68.9,3,0.0015
26,25,26,101.05,3,0.0015
27,26,27,81.4,3,0.0015
28,28,27,177.85,3,0.0015
29,12,28,248.34,3,0.0015
30,43,29,138.31,3,0.0015
31,29,30,156.06,3,0.0015
32,30,31,232.24,3,0.0015
33,31,32,148.99,3,0.0015
34,32,33,145.6,3,0.0015
35,33,34,132.21,3,0.0015
36,34,24,109.57,3,0.0015
37,25,35,258.22,2,5,0.0015
38,35,36,200.76,2,5,0.0015
39,36,37,265.24,2,5,0.0015
40,2,42,88.09,4,0.0015
41,21,43,83.40,3,0.0015

1

1,906.94,63.38,2,1,0.012134

NO

39

1,906.94
2,889.95
3,886.87
4,880.03
5,892.59
6,878.5
7,866.57
8,858.75
9,865.39
10,851.47
11,854.75
12,849.96
13,853.59
14,855.31
15,863.91
16,863.02
17,873.01
18,882.84
19,861.96
20,862.47
21,863.36
22,851.81
23,839.12

...continua en forma de lista

24,832.38
25,831.68
26,835.17
27,829.53
28,839.52
29,855
30,869.85
31,856.28
32,845.4
33,838.52
34,833.49
35,806.29
36,793.3
37,788.57
42,887.57
43,864.07
38
2,0.000413
3,0.000124
4,0.000082
5,0.000158
6,0.000594
7,0.00056
8,0.00027
9,0.000282
10,0.000227
11,0.00014
12,0.000418
13,0.00009
14,0.00021
15,0.00026
16,0.000382
17,0.000296
18,0.000201
19,0.000274
20,0.000251
21,0.000316
22,0.000403
23,0.000537
24,0.000632
25,0.000347
26,0.000166
27,0.000363
28,0.000507
29,0.000283
30,0.000319
31,0.000508
32,0.000304
33,0.000298
34,0.00027
35,0.000323

...continua en forma de lista

36,0.00041
 37,0.000542
 42,0.000179
 43,0.000283
 0
 0
 0
 1
 SI
 T
 NO
 0

Una vez ingresados los datos requeridos el programa nos dio los siguientes resultados:

Archivo de resultados: C:\ERICK\COJALTITLA\Co35RTRA.RES Fecha:07-15-2003
 hora03:26:30

Coj SIN VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION

**ESTATICO TRADICIONAL
 PROGRAMA ESTADEF (1)**

Instituto de Ingenieria, UNAM (OAFM/JOR)

Avance: 100 %		PE=1.00		K0=1	E=0.00 %		S/D=100.00 %			
Nudos del tubo	Gasto (lps)	No. tubo	Perdida carga(m)	Nudo	Nivel Piez.	Carga Terr.	Gasto Sumi.	Gasto Dem.	Def.	
21 a 43	1.825	41	0.25	37	895.7	107.12	0.542	0.542	0.000	
42 a 03	3.626	02	0.16	02	908.3	18.31	0.413	0.413	0.000	
03 a 04	3.502	03	0.42	42	908.0	20.45	0.179	0.179	0.000	
04 a 05	3.420	04	0.77	03	907.9	20.99	0.124	0.124	0.000	
05 a 06	3.262	05	2.64	04	907.4	27.41	0.082	0.082	0.000	
06 a 07	2.668	06	1.70	05	906.7	14.09	0.158	0.158	0.000	
07 a 08	2.108	07	0.53	06	904.0	25.54	0.594	0.594	0.000	
08 a 09	1.838	08	0.42	07	902.3	35.77	0.560	0.560	0.000	
09 a 10	1.556	09	0.25	08	901.8	43.07	0.270	0.270	0.000	
10 a 11	1.329	10	0.12	09	901.4	36.01	0.282	0.282	0.000	
11 a 12	1.189	11	0.08	10	901.1	49.68	0.227	0.227	0.000	
13 a 12	2.241	12	0.65	11	901.0	46.28	0.140	0.140	0.000	
14 a 13	2.331	13	0.21	12	901.0	50.99	0.418	0.418	0.000	
15 a 14	2.541	14	0.58	13	901.6	48.01	0.090	0.090	0.000	
16 a 15	7.125	15	1.19	14	901.8	46.50	0.210	0.210	0.000	
17 a 16	7.507	16	1.93	15	902.4	38.48	0.260	0.260	0.000	
18 a 17	7.803	17	1.61	16	903.6	40.56	0.382	0.382	0.000	
02 a 18	8.004	18	1.15	17	905.5	32.50	0.296	0.296	0.000	
15 a 19	4.323	19	0.48	18	907.1	24.27	0.201	0.201	0.000	
19 a 20	4.049	20	1.68	19	901.9	39.95	0.274	0.274	0.000	
20 a 21	3.798	21	1.87	20	900.2	37.75	0.251	0.251	0.000	
22 a 23	1.254	22	0.40	21	898.4	34.99	0.316	0.316	0.000	
21 a 22	1.657	23	0.50	22	897.9	46.04	0.403	0.403	0.000	
23 a 24	0.717	24	0.11	23	897.5	58.34	0.537	0.537	0.000	
25 a 24	0.355	25	0.01	24	897.3	64.96	0.632	0.632	0.000	
26 a 25	1.977	26	0.36	25	897.4	65.67	0.347	0.347	0.000	

27 a 26	2.143	27	0.33	26	897.7	62.54	0.166	0.166	0.000
28 a 27	2.506	28	0.98	27	898.0	68.51	0.363	0.363	0.000
12 a 28	3.013	29	1.93	28	899.0	59.50	0.507	0.507	0.000
43 a 29	1.542	30	0.31	43	898.1	34.03	0.283	0.283	0.000
29 a 30	1.259	31	0.24	29	897.8	42.79	0.283	0.283	0.000
30 a 31	0.940	32	0.21	30	897.6	27.70	0.319	0.319	0.000
31 a 32	0.432	33	0.03	31	897.3	41.07	0.508	0.508	0.000
32 a 33	0.128	34	0.00	32	897.3	51.91	0.304	0.304	0.000
34 a 33	0.170	35	0.01	33	897.3	58.79	0.298	0.298	0.000
24 a 34	0.440	36	0.02	34	897.3	63.83	0.270	0.270	0.000
25 a 35	1.275	37	1.00	35	896.4	90.06	0.323	0.323	0.000
35 a 36	0.952	38	0.45	36	895.9	102.60	0.410	0.410	0.000
36 a 37	0.542	39	0.21	01	908.9	2.00	0.000	0.000	0.000
02 a 42	3.805	40	0.25						
01 a 02	12.222	01	0.68						

Suma = 12.222

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
41	0.400	30503	0.028
2	0.447	45445	0.026
3	0.768	58521	0.026
4	0.750	57151	0.026
5	0.715	54511	0.026
6	0.585	44585	0.027
7	0.462	35228	0.028
8	0.403	30717	0.028
9	0.341	26005	0.029
10	0.291	22212	0.030
11	0.261	19872	0.030
12	0.492	37453	0.028
13	0.511	38957	0.027
14	0.557	42466	0.027
15	0.879	89286	0.024
16	0.926	94073	0.024
17	0.962	97782	0.024
18	0.987	100301	0.024
19	0.533	54178	0.025
20	0.888	67659	0.026
21	0.833	63465	0.026
22	0.275	20948	0.030
23	0.363	27682	0.029
24	0.157	11976	0.033
25	0.078	5928	0.039
26	0.433	33031	0.028
27	0.470	35804	0.028
28	0.549	41870	0.027
29	0.661	50341	0.027
30	0.338	25774	0.029
31	0.276	21045	0.030

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

32	0.206	15715	0.031
33	0.095	7227	0.037
34	0.028	2147	0.052
35	0.037	2832	0.047
36	0.096	7344	0.037
37	0.403	25565	0.030
38	0.301	19089	0.031
39	0.171	10868	0.034
40	0.469	47688	0.026
I	0.670	102110	0.022

Carga promedio = 46.76

Tenemos una carga mínima de 14.09 m.c.a. en el nudo # 5, una carga máxima de 107.12 m.c.a. en el nudo # 37, lo cual sale de las normas permisibles por lo tanto es indispensable colocar algún accesorio reductor de presión. En cuanto a las pérdidas por fricción la mayor se encuentra en el tramo # 5 que va del nudo 5 al 6 con 2.64 m lo cual es tolerable ya que la longitud de la tubería de ese tramo es de 290.82 m con un $\varnothing = 3''$.

Después de haber realizado varias interacciones modificando diámetros para obtener el menor número de pérdidas de fricción posibles y colocando accesorios reductores de presión se llegó a lo siguiente:

Coj 2 VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION	19,15,19,134,14,4,0.0015
SI	20,19,20,122,76,3,0.0015
43	
1,1,2,202,27,6,0.0015	21,20,21,154,72,3,0.0015
2,38,3,60,90,4,0.0015	22,22,23,262,90,3,0.0015
3,3,4,40,07,3,0.0015	23,21,22,197,25,3,0.0015
4,4,5,77,17,3,0.15	24,23,24,209,64,3,0.0015
5,5,6,290,82,3,0.0015	25,24,25,68,9,3,0.0015
6,6,7,274,24,3,0.0015	26,25,26,101,05,3,0.0015
7,7,8,132,52,3,0.0015	27,26,27,81,4,3,0.0015
8,8,9,137,94,3,0.0015	28,28,27,177,85,3,0.0015
9,9,10,110,95,3,0.0015	29,12,28,248,34,3,0.0015
10,10,11,68,56,3,0.0015	30,39,29,138,31,3,0.0015
11,11,12,58,16,3,0.0015	31,29,30,156,06,3,0.0015
12,12,13,146,26,3,0.0015	32,30,31,232,24,3,0.0015
13,13,14,43,96,3,0.0015	33,31,32,148,99,3,0.0015
14,14,15,102,24,3,0.0015	34,32,33,145,6,3,0.0015
15,40,16,5,4,0.0015	35,33,34,132,21,3,0.0015
16,16,17,186,75,4,0.0015	36,34,24,109,57,3,0.0015
17,17,18,144,75,4,0.0015	37,25,41,5,2,5,0.0015
18,18,2,98,52,4,0.0015	38,35,36,200,76,2,5,0.0015
...continua en forma de lista	...continua en forma de lista

39,36,37,265.24,2.5,0.0015
40,2,38,88,09,4,0.0015
41,21,39,83,40,3,0.0015
42,15,40,122.59,4,0.0015
43,41,35,253.22,2.5,0.0015
3
1,906.94,63.38,2,1,0.012134
40,863.02,1,23,1,1
41,831.68,1,10,1,1
NO
41
1,906.94
2,889.95
3,886.87
4,880.03
5,892.59
6,878.5
7,866.57
8,858.75
9,865.39
10,851.47
11,854.75
12,849.96
13,853.59
14,855.31
15,863.91
16,863.02
17,873.01
18,882.84
19,861.96
20,862.47
21,863.36
22,851.81
23,839.12
24,832.38
25,831.68
26,835.17
27,829.53
28,839.52
29,855
30,869.85
31,856.28
32,845.4
33,838.52
34,833.49
35,806.29
36,793.3
37,788.57
38,887.57
39,864.07
40,863.02

...continua en forma de lista

41,831.68
38
2,0.000413
3,0.000124
4,0.000082
5,0.000158
6,0.000594
7,0.00056
8,0.00027
9,0.000282
10,0.000227
11,0.00014
12,0.000418
13,0.00009
14,0.00021
15,0.00026
16,0.000382
17,0.000296
18,0.000201
19,0.000274
20,0.000251
21,0.000316
22,0.000403
23,0.000537
24,0.000632
25,0.000347
26,0.000166
27,0.000363
28,0.000507
29,0.000283
30,0.000319
31,0.000508
32,0.000304
33,0.000298
34,0.00027
35,0.000323
36,0.00041
37,0.000542
38,0.000179
39,0.000283
0
0
0
1
SI
T
NO
2
40,15
41,35

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con estos datos el programa nos lleva al siguiente resultado:

Archivo de resultados: C:\ERICK1\COJALTITLA\Co38RTRA.RES Fecha:07-24-2003 hora01:23:33
Coj 2 VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION

ESTATICO TRADICIONAL
PROGRAMA ESTADEF (I)

Instituto de Ingenieria,UNAM (OAFM/JOR)

Avance: 100 % PE=1.00 K0=1 E=0.00 % S/D=100.00 %

Nudos	Gasto	No. tubo	Perdida	Nudo	Nivel	Carga	Gasto	Gasto	Def.
del tubo	(lbs)	carga(m)		Piez.	Terr.	Sumi.	Dcm.		
36 a 37	0.542	39	0.21	35	840.7	34.41	0.323	0.323	0.000
38 a 03	5.813	02	0.39	02	908.3	18.31	0.413	0.413	0.000
03 a 04	5.689	03	1.06	38	907.7	20.10	0.179	0.179	0.000
04 a 05	5.607	04	1.98	03	907.3	20.42	0.124	0.124	0.000
05 a 06	5.449	05	7.06	04	906.2	26.20	0.082	0.082	0.000
06 a 07	4.855	06	5.33	05	904.3	11.66	0.158	0.158	0.000
07 a 08	4.295	07	2.03	06	897.2	18.70	0.594	0.594	0.000
08 a 09	4.025	08	1.87	07	891.9	25.30	0.560	0.560	0.000
09 a 10	3.743	09	1.31	08	889.8	31.09	0.270	0.270	0.000
10 a 11	3.516	10	0.72	09	888.0	22.58	0.282	0.282	0.000
11 a 12	3.376	11	0.56	10	886.7	35.19	0.227	0.227	0.000
13 a 12	0.308	12	0.02	11	885.9	31.20	0.140	0.140	0.000
14 a 13	0.398	13	0.01	12	885.4	35.42	0.418	0.418	0.000
15 a 14	0.608	14	0.04	13	885.4	31.81	0.090	0.090	0.000
02 a 38	5.992	40	0.59	14	885.4	30.10	0.210	0.210	0.000
17 a 16	5.320	16	1.00	15	885.5	21.54	0.260	0.260	0.000
18 a 17	5.616	17	0.86	36	840.2	46.95	0.410	0.410	0.000
02 a 18	5.817	18	0.62	16	905.8	42.77	0.382	0.382	0.000
15 a 19	4.070	19	0.43	17	906.8	33.77	0.296	0.296	0.000
19 a 20	3.796	20	1.49	18	907.6	24.80	0.201	0.201	0.000
20 a 21	3.545	21	1.64	19	885.0	23.06	0.274	0.274	0.000
22 a 23	1.114	22	0.32	20	883.5	21.07	0.251	0.251	0.000
21 a 22	1.517	23	0.42	21	881.9	18.53	0.316	0.316	0.000
23 a 24	0.577	24	0.08	22	881.5	29.66	0.403	0.403	0.000
25 a 24	0.608	25	0.03	23	881.1	42.03	0.537	0.537	0.000
26 a 25	2.230	26	0.45	24	881.1	48.69	0.632	0.632	0.000
27 a 26	2.396	27	0.41	25	881.1	49.42	0.347	0.347	0.000
28 a 27	2.759	28	1.17	26	881.5	46.38	0.166	0.166	0.000
12 a 28	3.266	29	2.26	27	882.0	52.43	0.363	0.363	0.000
39 a 29	1.428	30	0.27	28	883.1	43.61	0.507	0.507	0.000
29 a 30	1.145	31	0.20	39	881.7	17.60	0.283	0.283	0.000
30 a 31	0.826	32	0.16	29	881.4	26.40	0.283	0.283	0.000
31 a 32	0.318	33	0.02	30	881.2	11.35	0.319	0.319	0.000
32 a 33	0.014	34	0.00	31	881.0	24.76	0.508	0.508	0.000
34 a 33	0.284	35	0.01	32	881.0	35.62	0.304	0.304	0.000
24 a 34	0.554	36	0.04	33	881.0	42.50	0.298	0.298	0.000
21 a 39	1.711	41	0.22	34	881.0	47.54	0.270	0.270	0.000
35 a 36	0.952	38	0.45	37	840.0	51.47	0.542	0.542	0.000
01 a 02	12.222	01	0.68	01	908.9	2.00	0.000	0.000	0.000
16 a 40	4.938	15	0.02	40	886.0	23.00	0.000	0.000	0.000

25 a 41	1.275	37	0.02	41	841.7	10.00	0.000	0.000	0.000
40 a 15	4.938	42	0.57						
41 a 35	1.275	43	0.98						

Suma = 12.222

TUBO	VELOCIDAD	# REYNOLDS	f
39	0.171	10868	0.034
2	0.717	72852	0.025
3	1.248	95063	0.025
4	1.230	93693	0.025
5	1.195	91053	0.025
6	1.065	81128	0.026
7	0.942	71771	0.026
8	0.883	67259	0.026
9	0.821	62547	0.026
10	0.771	58754	0.026
11	0.740	56415	0.026
12	0.068	5144	0.040
13	0.087	6648	0.037
14	0.133	10157	0.034
40	0.739	75095	0.024
16	0.656	66666	0.025
17	0.693	70375	0.025
18	0.717	72894	0.025
19	0.502	51003	0.025
20	0.832	63425	0.026
21	0.777	59231	0.026
22	0.244	18621	0.030
23	0.333	25355	0.029
24	0.127	9648	0.034
25	0.133	10162	0.034
26	0.489	37264	0.028
27	0.525	40038	0.027
28	0.605	46104	0.027
29	0.716	54575	0.026
30	0.313	23867	0.029
31	0.251	19138	0.030
32	0.181	13808	0.032
33	0.070	5320	0.040
34	0.003	240	0.266
35	0.062	4739	0.041
36	0.121	9250	0.035
41	0.375	28596	0.029
38	0.301	19089	0.031
1	0.670	102110	0.022
15	0.609	61879	0.025
37	0.403	25565	0.030
42	0.609	61879	0.025
43	0.403	25565	0.030

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Carga promedio = 30.49

Se puede observar que la carga máxima es de 52.43 m.c.a. en el nudo # 27 mientras que la carga mínima es de 10 m.c.a. justo después del nudo # 41 en el lugar donde se pretende colocar una válvula reductora de presión.

Por otra parte la pérdida de fricción máxima es de 7.06 metros en el tramo # 5. Una pérdida de fricción justificable ya que la carga en los extremos de dicha tubería es mayor a 10 m.c.a.

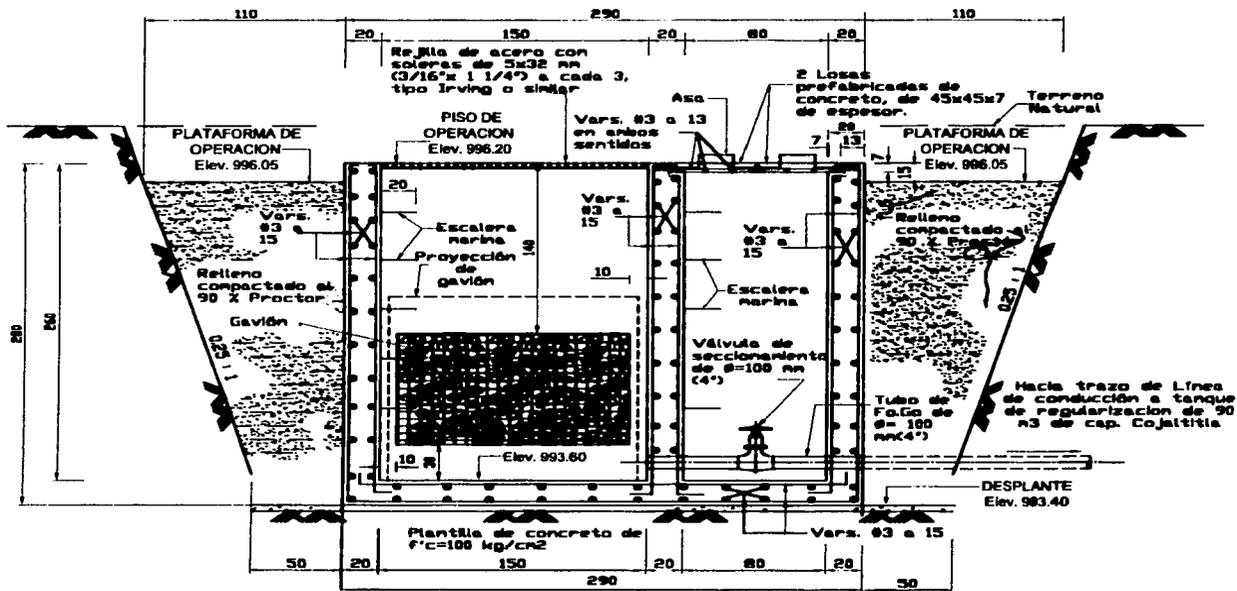
Los resultados del programa REDESEA se representan en el plano general de la red de distribución con clave: Red - 01

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CAPÍTULO VII. ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

VII.1. Planos.

VII.2. Especificaciones.

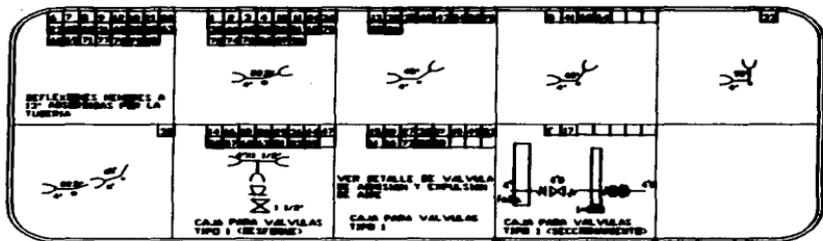


CORTE B - B
ACOTACION: CM

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COAJALTITLA", MUNICIPIO DE Sultepec, ESTADO DE MEXICO.		
OBRA DE CAPTACION		
ALUMNO	CORTE B - B	ÁMBITO DE TESIS
DEL GRUPO OBRAS		DEL MEMBRANDO ANTES DEBIDO
SEMESTRE 2003	PLANO 3 DE 3	CLAVE: CIP-63

119-4



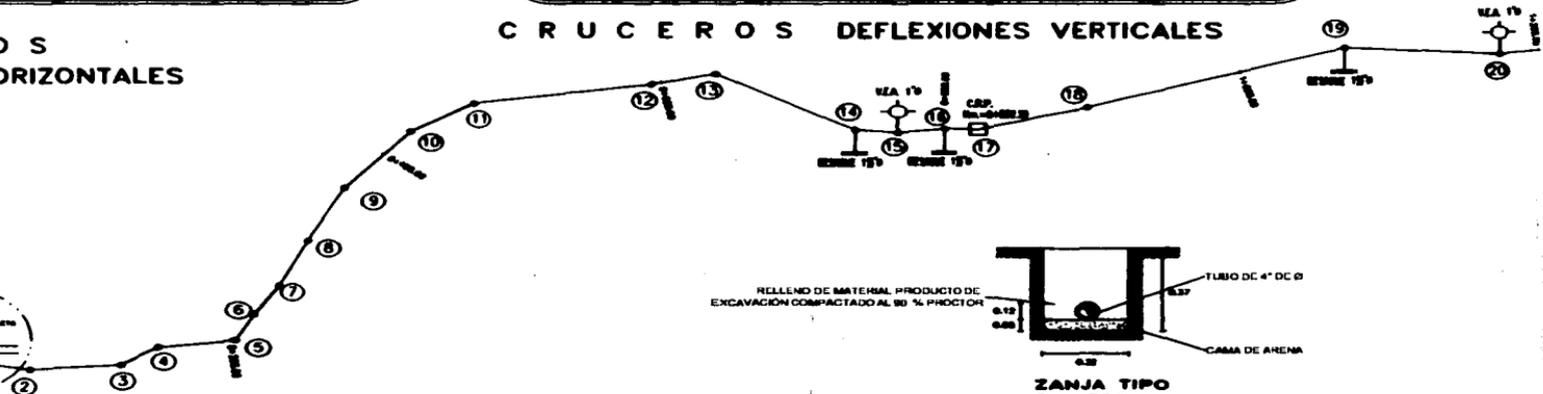
CRUCEROS DEFLEXIONES HORIZONTALES



CRUCEROS DEFLEXIONES VERTICALES

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

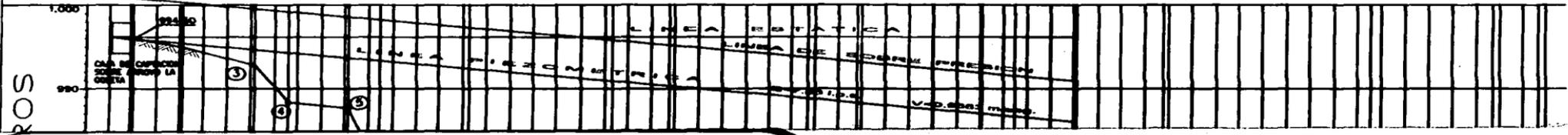
CASA DE CASPACION SOBRE ARROJO LA OLETA



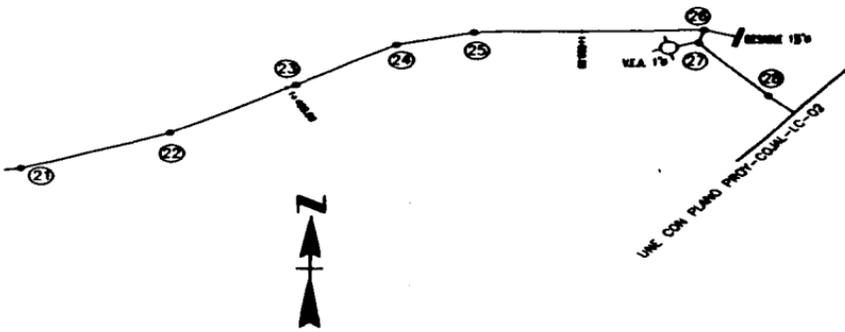
RELLENO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION COMPACTADO AL 90 % PROCTOR



ZANJA TIPO SIN ESCALA ACOTACIONES EN METROS

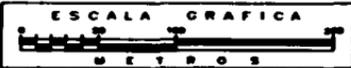


419-5.



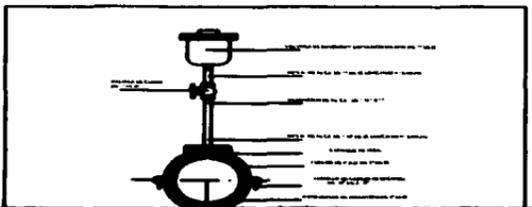
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

PLANTA



LISTA DE PIEZAS ESPECIALES			
SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
	CODO DE PND DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
	CODO DE PND DE 60° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
	CODO DE PND DE 45° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
	CODO DE PND DE 22.5° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
	VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
	VALVULAS DE DESAGUE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	15	PZA.
	VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	2	PZA.
	CASA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



CROQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO	
PERLACION ACTUAL (AÑO 2002) PERLACION DE PROYECTO (AÑO 2017) BRANQUIA CAPACIDAD DE VARIACION BRANQUIA CAPACIDAD DE VARIACION PERLACION CARGO BRANQUIA BRANQUIA CARGO BRANQUIA PERLACION CARGO BRANQUIA PERLACION FUGAS DE ABASTECIMIENTO	3165 lts. 3925 lts. 125 lts/hora/dia 1.20 11.20 (24 hrs.) 5.800 l.p.a. 7.80 l.p.a. 12.134 l.p.a. Zona superficial Almacenamiento en Cisterna
CONSTRUCCION FORMULACION CAPACIDAD REGULACION	Construcción en la obra de captación Caja de Captación sobre el Almacenamiento Construcción Capacidad en la obra de captación Caja de Captación sobre el Almacenamiento Tiempo superficial de 60.75 m3 de capacidad (PROYECTIVO)

CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
EXTRACCION:	89.21	m3
Obra de captación con material producido de la extracción	486.43	m3
CASA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	Caja

119-8



LINE CON PLANO PROJ-COAL-02

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

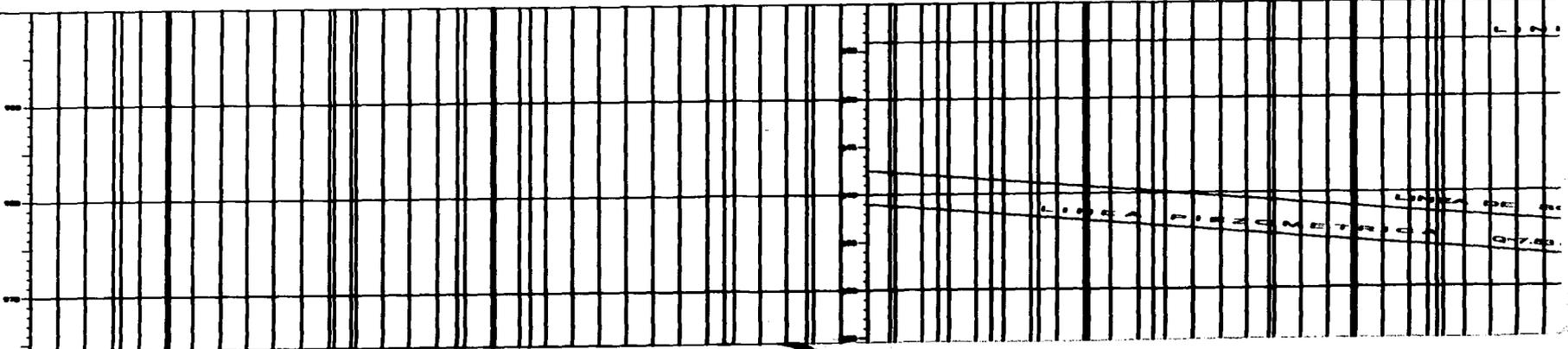
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

RELLENO DE EXCAVACION COMPAL

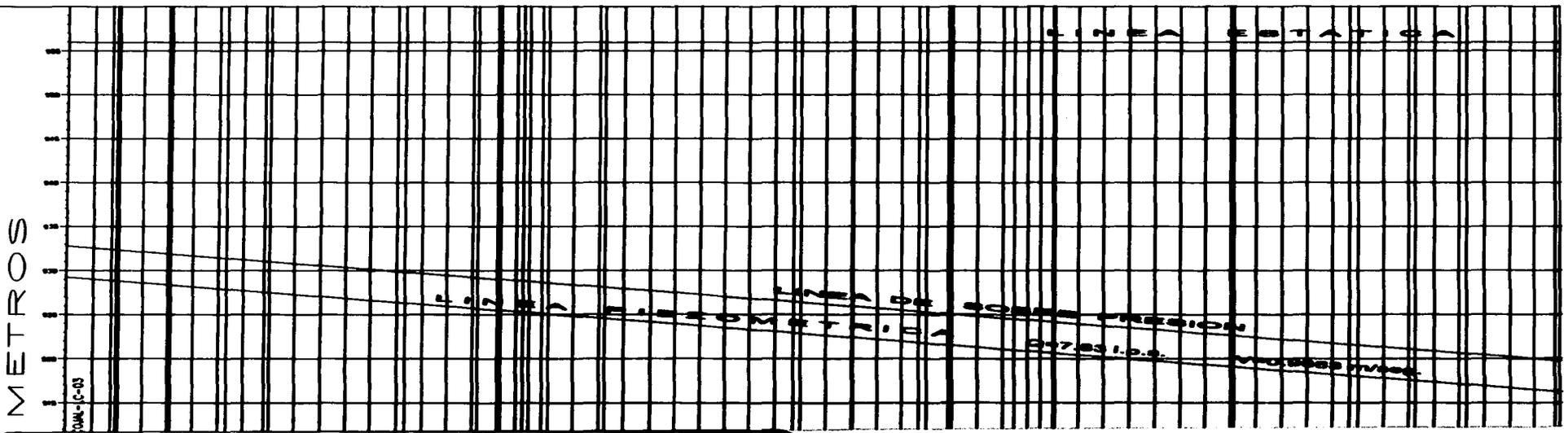
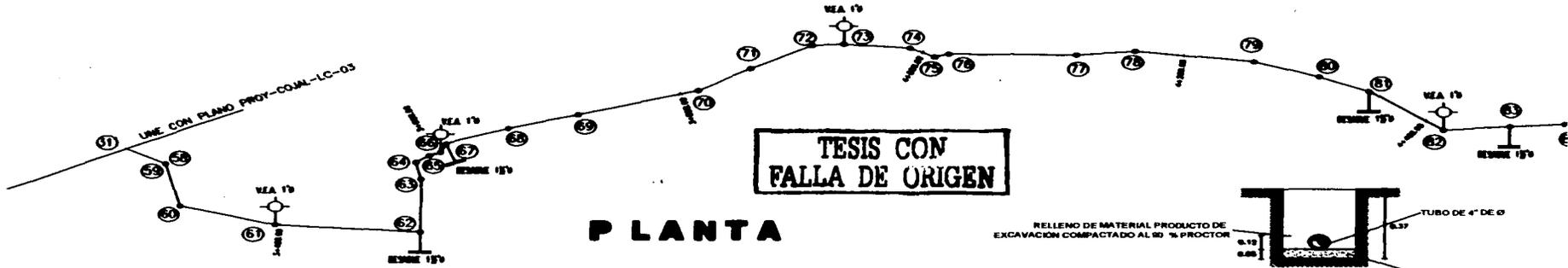
LINE CON PLANO PROJ-COAL-1

PLANTA

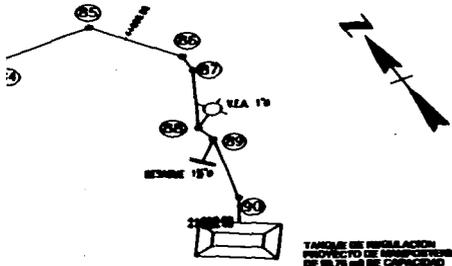
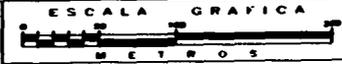
METROS



119-12

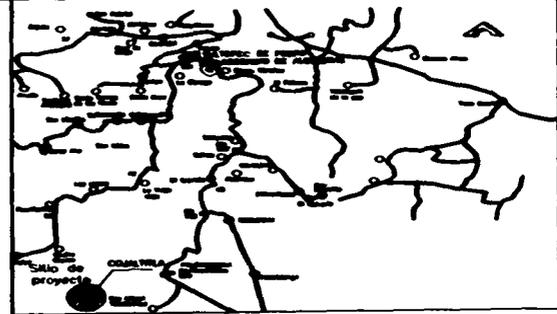


119-13



TANQUE DE REGULACION
PROYECTO DE ABRASAMIENTO
DE 100 MM DE DIAMETRO
COTA PLANTA 100.00

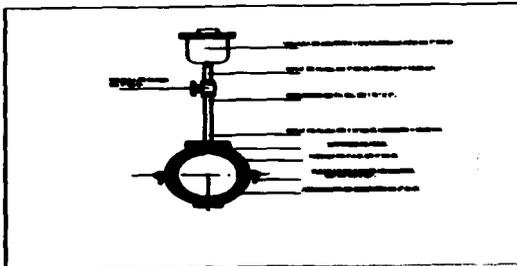
LISTA DE PIEZAS ESPECIALES			
SIMBOLO	CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
└─┘	CODO DE PVD DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	8	PZA.
└─┘	CODO DE PVD DE 90° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	22	PZA.
└─┘	CODO DE PVD DE 45° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	24	PZA.
└─┘	CODO DE PVD DE 22.5° DE: 100 mm (4") DE DIAMETRO	51	PZA.
○	VALVULAS DE EXPULSION DE AIRE DE 25 mm (1") DE DIAMETRO	13	PZA.
└─┘	VALVULAS DE DESAGÜE DE 38 mm (1 1/2") DE DIAMETRO	15	PZA.
⊗	VALVULAS DE SECCIONAMIENTO DE 100 mm (4") DE DIAMETRO	2	PZA.
	CASA PARA OPERACION DE VALVULAS TIPO 1	30	PZA.



CROQUIS DE LOCALIZACION

DATOS DE PROYECTO	
POBLACION ACTUAL (AÑO 2007)	3180 Hab.
POBLACION DE PROYECTO (AÑO 2017)	3800 Hab.
SECTOR	125 Ha/Hab/año
COCIENTE DE SERVICIO SANA	1.48
COCIENTE DE SERVICIO POROSO	1.30
COCIENTE DE REGULACION	11.9 (26 hrs.)
CAUDAL MEDIO ANUAL	5.989 l.p.s.
CAUDAL MEDIO DIARIO	7.83 l.p.s.
CAUDAL MEDIO HORARIO	12.134 l.p.s.
TUBERIA DE ABRASAMIENTO	Apoyo Intermitente Alto y Bajo
CONSTRUCCION	Gravel
POSIBILIDAD	Clasificación en la obra de aplicación
CAPACIDAD	Capa de Capas sobre el Tipo de SUELO
REGULACION	Tamaño superficial de 88.75 m ² de capacidad (PROYECTO)

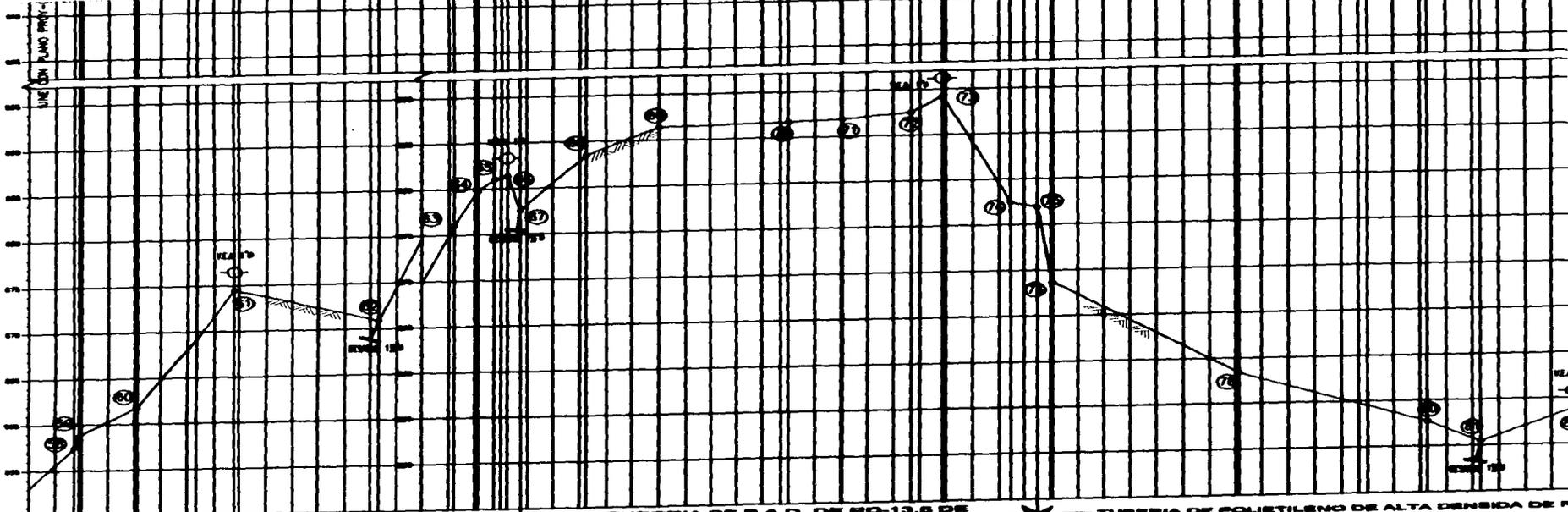
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



CANTIDADES DE OBRA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
ESTRUCTURA:	881.91	m ²
Refractario Compuesto con material producido de la actividad	488.43	m ³
CASA PARA OPERACION DE VALVULAS: TIPO 1	30	Cap

CANTIDADES DE TUBERIA		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
MATERIAL DE PROYECTO DE ALB. MEDIO DE		

ELEVACIONES EN



CLASE DE TUBERIA	TUBERIA DE P.A.D. DE PD-13.6 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=218.00 m.	TUBERIA DE P.A.D. DE PD-13.6 DE 100 mm (4") DE DIAMETRO L=395.18 m.	TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE R
CARGA DISPONIBLE			
ELEVACION PEZOMETRICA			
ELEVACION DE PLANTILLA			
ELEVACIONES DE TERRENO			
ADORNAMENTOS			

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

PERFIL

ESCALA 1:1

119-14

**DETALLE DE VALVULA DE
EXPULSION DE AIRE SIN ESCALA**

10-110	3900	EL
10-115	1,013.00	EL
10-120	410.00	EL
10-125	680.00	EL
10-130	82.00	EL
10-135	638.71	EL

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



SIMBOLOGIA

TUBERIA DE 30 mm (1 1/8") DE DIAMETRO
HELOMETRAJE 1 : 100.00

NUMERO DE CRUCEO \odot

VALVULA DE EXPULSION DE AIRE \oplus

DESARDE \downarrow

OBRA DE CAPTACION \square

TANQUE DE REGULARIZACION PROYECTO \square

NOTAS:

LAS ELEVACIONES Y LONGITUDES ESTAN DADAS EN METROS
ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS:
PROY-0098-1C-02

LOS SEÑALES, LINEAS DE PLENO ESPECIAL Y CORRENTES DE FUERZA CORRESPONDEN AL PLAN PROY-0098-1C-02

LOS SEÑALES DE FUERZA A 1 P. SEAN APLICADOS POR LA FUERZA
LA FUERZA DE LOS SEÑALES DE FUERZA SEAN DE 100 KG/CM²
LOS SEÑALES DE FUERZA DE 100 KG/CM² SEAN DE 100 KG/CM²

ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS:
PROY-0098-1C-02

LOS SEÑALES DE FUERZA DE 100 KG/CM² SEAN DE 100 KG/CM²

LOS SEÑALES DE FUERZA DE 100 KG/CM² SEAN DE 100 KG/CM²

LOS SEÑALES DE FUERZA DE 100 KG/CM² SEAN DE 100 KG/CM²

LOS SEÑALES DE FUERZA DE 100 KG/CM² SEAN DE 100 KG/CM²

diametro nominal	altura	lado "A"	lado "B"	Vol. por atracajo
mm	in	cm.	cm.	m ³
30	4"	30	30	0.022

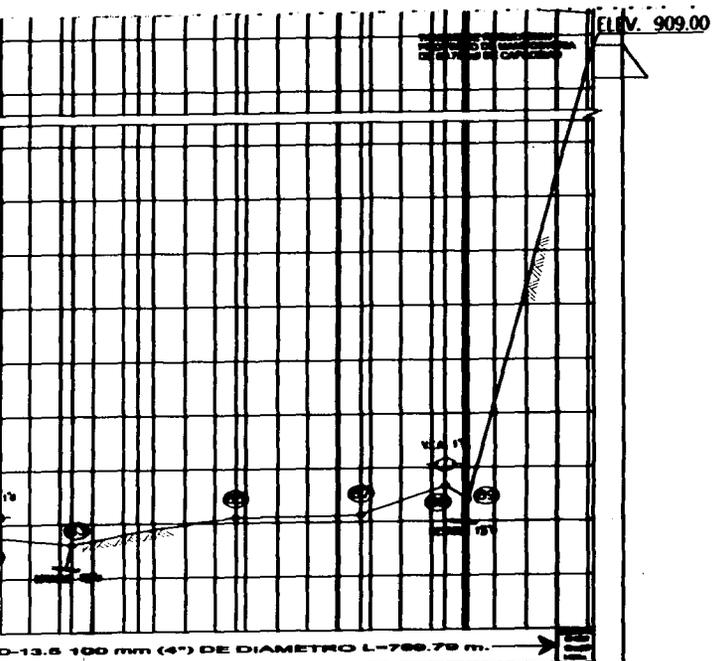
**ATRAJOS DE CONCRETO PARA
PIEZAS ESPECIALES**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

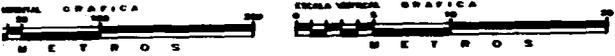
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

PROYECTO EJECUTIVO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE.
"COAHUILA", MUNICIPIO DE BALTATEPEC, ESTADO DE MEXICO.
LINEA DE CONDUCCION
KM 3+240.10 AL KM 4+803.40

ALUMNO: FELIPE DE JESUS JUAREZ GARCIA
ASESOR: ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO

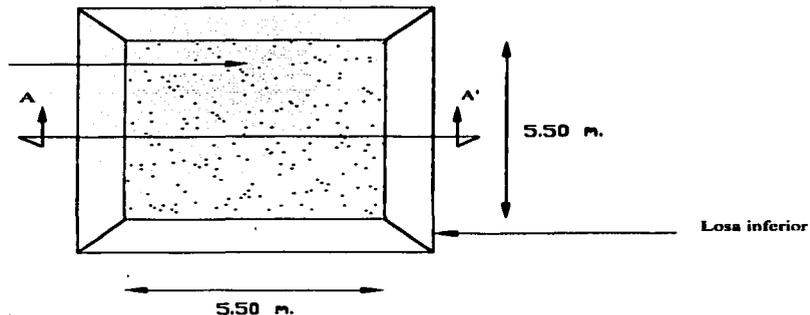


PROY-0098-1C-01	PROY-0098-1C-02	PROY-0098-1C-03	PROY-0098-1C-04	PROY-0098-1C-05	PROY-0098-1C-06	PROY-0098-1C-07	PROY-0098-1C-08	PROY-0098-1C-09	PROY-0098-1C-10	PROY-0098-1C-11	PROY-0098-1C-12	PROY-0098-1C-13	PROY-0098-1C-14	PROY-0098-1C-15	PROY-0098-1C-16	PROY-0098-1C-17	PROY-0098-1C-18	PROY-0098-1C-19	PROY-0098-1C-20	PROY-0098-1C-21	PROY-0098-1C-22	PROY-0098-1C-23	PROY-0098-1C-24	PROY-0098-1C-25	PROY-0098-1C-26	PROY-0098-1C-27	PROY-0098-1C-28	PROY-0098-1C-29	PROY-0098-1C-30	PROY-0098-1C-31	PROY-0098-1C-32	PROY-0098-1C-33	PROY-0098-1C-34	PROY-0098-1C-35	PROY-0098-1C-36	PROY-0098-1C-37	PROY-0098-1C-38	PROY-0098-1C-39	PROY-0098-1C-40	PROY-0098-1C-41	PROY-0098-1C-42	PROY-0098-1C-43	PROY-0098-1C-44	PROY-0098-1C-45	PROY-0098-1C-46	PROY-0098-1C-47	PROY-0098-1C-48	PROY-0098-1C-49	PROY-0098-1C-50
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------



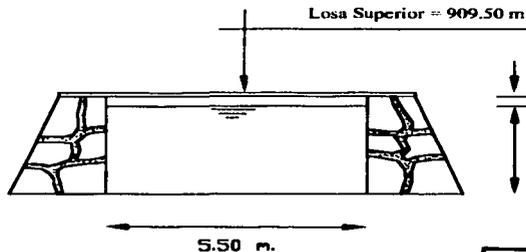
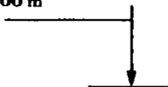
119-15

Losa superior
h = 3 m.



PLANTA

906.00 m



CORTE A - A'

a = Bordo libre; se adopta una
profundidad de 0.20 a 0.30 m.

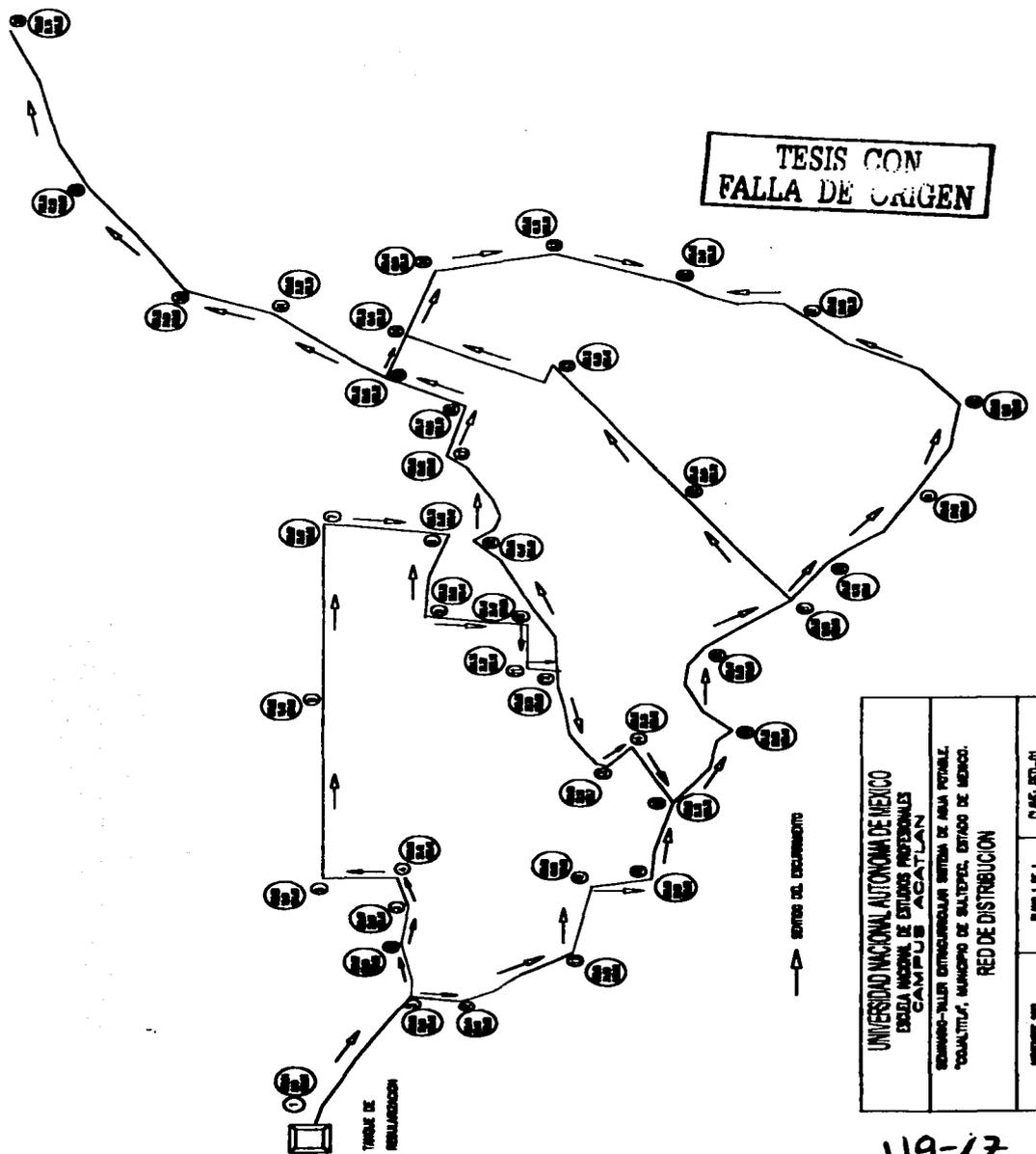
h = 3.00 m

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS ACATLAN		
SEMINARIO-TALLER EXTRACURRICULAR SISTEMA DE AGUA POTABLE, "COJALTIULA", MUNICIPIO DE Sultepec, ESTADO DE MEXICO. TANQUE DE REGULARIZACION		
ALUMNO		AUTOR DE TESIS
FELIPE DE JESUS JUAREZ GARCIA		ING. HERNANDEZ ARDAS SERRANO
NOVIEMBRE 2003	PLANO 1 DE 1	CLAVE: REC-01

119-16

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



↑ SENTIDO DEL ENCAMBIENTO

TABLA DE
REGULACION

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES CAMPUS AGUILAR	
EDIFICIO-VALLER CENTRO-REGULAR SISTEMA DE AREA POTABLE. TOLUACA, MUNICIPIO DE SALTEPE, ESTADO DE MEXICO.	
MEXICO 200	PLANO 1 DE 1
RED DE DISTRIBUCION	C.A.G. RED-01

119-17

CONCLUSIONES

De acuerdo al estudio realizado al poblado de Cojaltitla, ubicado en el Municipio de Sultepec Edo. de México, la población requiere una dotación media diaria de 7.83 lts./s., mientras que el arroyo de donde se suministrará el vital líquido, tiene una capacidad de abastecimiento de 7000 lts./s. en época de lluvia, cabe mencionar que, en época de estiaje el arroyo abastece sin problema el gasto de diseño, motivo por el cual este cubre la demanda social.

Al analizar el funcionamiento de la “Línea de Conducción” se llegó a la conclusión, de que como el terreno es muy accidentado, se colocará una caja rompedora de presión a una distancia de 822.29 m. con respecto a la obra de toma, lo anterior es para reducir considerablemente las presiones hidrostáticas en la tubería y por lo tanto su costo.

La tubería con mayor eficiencia en toda la longitud de la “Línea de Conducción”; obtenida por el análisis hidráulico y económico, para este proyecto, es la de polietileno de alta densidad de 4” de diámetro.

Con el fin de que este proyecto ofrezca las mejores condiciones de eficiencia y economía, se debe tener cuidado por parte de los constructores, en seleccionar adecuadamente el tipo de maquinaria, herramienta y equipo; así como la mano de obra y los procedimientos constructivos a emplear.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

BIBLIOGRAFÍA

Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas

Pedro López Alegría

Instituto Politécnico Nacional

México 1985

Planeación y diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable

Ing. José Luis de la Fuente Severino

Instituto Politécnico Nacional

México 1998

Abastecimiento de agua potable Volumen I

Enrique César Valdez

Universidad Nacional Autónoma de México

México 1994

Fundamentos de hidráulica general

Paschoal Silvestre

Editorial Limusa

México 1983

Manual de normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en localidades urbanas de la República Mexicana

Universidad Nacional Autónoma de México

México 1979

Manual de diseño de agua potable alcantarillado y saneamiento

Comisión Nacional del Agua

México 2001



Ciencias de la Tierra una introducción a la geología física

Tarbuck, Lutgens

Editorial Pentrice Hall

España 1999

Mecánica de los fluidos e hidráulica

Giles, Evett, Liu

Editorial Mc Graw Hill

España 1994

Hidráulica general

Gilberto Sotelo Ávila

Editorial Limusa

México 2000

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**