

5
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

**"SEMINARIO - TALLER EXTRACURRICULAR"
CONDUCCIONES A PRESION II**

**DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION,
MANANTIAL OJO DE AGUA-TANQUE DE
REGULACION DE LA SEGUNDA MANZANA,
MUNICIPIO DE ALMOLOYA DE ALQUISIRAS,
ESTADO DE MEXICO.**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
JUAN AMADO CABALLERO PEREZ**



ACATLAN, EDO. DE MEXICO.

1997

**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVANZADA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. JUAN AMARDO CABALLERO PÉREZ
ALUMNO DE LA ARREBA DE INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha de 6 de agosto de 1966, me permito manifestar ante esta Jefatura de Programa que a bien examinar el siguiente tema de trabajo profesional (tema): "DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN, MANANTIAL O JO DE AGUA-TANQUE DE REGULACIÓN DE LA REGIÓN MANZANA, MUNICIPIO DE ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, EDO. DE MÉXICO", el cual se encuentra en el siguiente:

INTRODUCCIÓN

- I. ANTECEDENTE.
 - II. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.
 - III. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Así mismo fue designado como asesor de tesis el ING. JORGE ATHALA MOLANO. Luego de haber tomado en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la autorización de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los empujes del trabajo profesional, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán Edo. de México a 7 de Mayo de 1966



J. NEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA
Inn. Enrique del Castillo Frágoso
Jefe del Programa de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN,
MANANTIAL OJO DE AGUA-TANQUE DE REGULACIÓN DE LA SEGUNDA
MANZANA, MUNICIPIO DE ALMOLOYA DE ALQUISIRAS, EDO. DE MÉXICO.**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

I.- ANTECEDENTES

- A) CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD.
- B) DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

II.- LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

- A) DEFINICIÓN .
- B) ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

III.- DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

- A) DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO Y EL MATERIAL DE LA TUBERÍA.
- B) ANÁLISIS ECONÓMICO BENEFICIO-COSTO.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ÍNDICE GENERAL

INCISO	TEMA	PAGINA
	INTRODUCCIÓN	1-5
I	ANTECEDENTES	6-37
A	CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD	7-10
	SITUACIÓN BIOGRÁFICA	7
A.1.	CLIMA	8
A.2.	HIROLOGÍA	8
A.3.	TOPOGRAFÍA	9
A.4.	COMUNICACIONES Y TRANSPORTE	9-10
A.5.	ASPECTO SOCIOECONÓMICOS	10
A.6.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11-37
B	DETERMINACIÓN DE DEMANDAS	11
B.1.	POBLACIÓN DE PROYECTO	12-14
B.2.	DOTACIÓN	14
B.3.	GASTO DE DISEÑO	15-17
B.4.	GASTO MEDIO DIARIO	15
B.4.1.	GASTO MAXIMO DIARIO	16
B.4.2.	GASTO MÁXIMO HORARIO	16-17
B.4.3.	ESTRUCTURAS PREVIAS A LA CONDUCCIÓN	17-19
B.5.	DEFINICIÓN, TIPOS Y APLICACIONES	17-18
B.5.1.	AGUAS SUPERFICIALES	18
B.5.2.	AGUAS SUBTERRÁNEAS	19
B.5.3.	CRITERIO DE DISEÑO	19-22
B.6.	OBRA DE CAPTACIÓN	19-20
B.6.1.	OBRAS DE CONDUCCIÓN	20
B.6.2.	POTABILIZACIÓN	20-21
B.6.3.	REGULACIÓN	21
B.6.4.	DISTRIBUCIÓN	21-22
B.6.5.	OBRAS DE TOMA EN MANANTIALES	22-23
B.7.	DISEÑO HIDRÁULICO	23
B.7.1.	CONDUCCIONES A GRAVEDAD	24-29
B.8.	CAPACIDAD	24
B.8.1.	FACTORES POR CONSIDERAR EN EL DISEÑO	25-26
B.8.2.	CÁLCULO HIDRÁULICO	26-28
B.8.3.	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	28
B.8.4.	CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO	28-29
B.8.5.	DISEÑO HIDRÁULICO DE TANQUES SUPERFICIALES	30-34
B.9.	CAPACIDAD	30
B.9.1.	ACCESORIOS DE LOS TANQUES	31-34
B.9.2.	DISEÑO HIDRÁULICO DE TANQUES ELEVADOS	35-36
B.10.	CAPACIDAD	35
B.10.1.	ENTRADA Y SALIDA	36
B.10.2.	TUBERÍA DE DEMASÍAS	36
B.10.3.	CAPACIDADES DE RESERVA	36-37
B.11.	CAPACIDAD DE RESERVA PARA INCENDIO	37
B.11.1.		

ÍNDICE GENERAL

INCISO	TEMA	PAGINA
II	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	38-54
A	DEFINICIÓN	39-41
A.1.	VENTAJAS	39
A.2.	UTILIDAD	40
A.3.	SEGURIDAD	40
A.4.	CONDICIONES PRÁCTICAS	40
A.5.	DISEÑO HIDRÁULICO	40
A.6.	TIPOS	40
B	ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	41-54
B.1.	TOPOGRAFÍA	42-43
B.2.	TUBERÍAS PARA AGUA POTABLE	43-45
B.2.1.	FIERRO FUNDIDO	44
B.2.2.	CONCRETO	44
B.2.3.	ASBESTO-CEMENTO	44
B.2.4.	ACERO	45
B.2.5.	POLIETILENO	45
B.3.	CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL SIFÓN	45-46
B.4.	PRESIONES NEGATIVAS EN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	46-49
B.5.	TRAZO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	49-53
B.5.1.	TOPOGRÁFICOS	50
B.5.2.	TIPOS DE TERRENO	51
B.5.3.	CRUZAMIENTOS Y AFECTACIONES	52
B.5.4.	COSTOS DE EJECUCIÓN	52
B.6.	ESTUDIO GENERAL DE LA TOPOGRAFÍA	53-54
III	DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN	55-63
A	DETERMINACIÓN DE DIÁMETRO Y EL MATERIAL DE LA TUBERÍA	56-62
A.1.	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA	56-58
A.2.	CLASE DE TUBERÍA	59
A.3.	TIPO DE TUBERÍA	60
A.4.	REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO	60-62
B	ANÁLISIS ECONÓMICO BENEFICIO-COSTO	63
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64-65
	BIBLIOGRAFÍA	66-67
	ANEXO I (OBRA DE CAPTACIÓN)	68-79
	ANEXO II (PIEZAS ESPECIALES Y GOLPE DE ARIETE)	80-95
	ANEXO III	96
	FIGURAS Y TABLAS	Fig. 1-24

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo fue elaborado dentro del Seminario Extracurricular con Opción a Titulación, denominado "CONDUCCIONES A PRESIÓN" II, orientado a pasantes de la carrera de Ingeniería Civil de la ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN".

Una de las características de este seminario, fue el de realizar proyectos que respondieran a condiciones reales y permitir la aplicación de los conceptos teóricos impartidos en las aulas, así como propiciar la investigación y el conocimiento de las acciones reales a las que se enfrenta el ingeniero en el ámbito de trabajo.

En este marco, se seleccionaron diferentes comunidades del Estado de México, a fin de generar abastecimiento de agua potable, considerando el aprovechamiento de las fuentes de abastecimiento existentes en la región.

Considerando que las comunidades rurales por su ubicación geográfica con respecto a los grandes centros de población, representan una serie de carencias de servicios municipales más indispensables, uno de ellos, es sin duda, el abastecimiento de agua potable. El crecimiento de su población y los asentamientos humanos en terrenos accidentados, y en forma dispersa, incrementan en gran medida su problema de abastecimiento. Sin embargo, el mejoramiento y saneamiento de las comunidades se basa en salud pública, por lo que toda la comunidad debe contar con un sistema de abastecimiento de agua potable capaz de satisfacer sus necesidades básicas.

Este sistema es bastante complejo, puesto que es necesario realizar un estudio integral que permita conjuntar todos los elementos de un abastecimiento de agua potable y sobre todo, si existe la fuente de abastecimiento que reúna las características adecuadas de calidad, reduciendo en gran medida su depuración o tratamiento.

Es por ello que un sistema de abastecimiento de agua potable a una comunidad determinada origina un estudio y proyecto que defina la

capacidad demandada no solo por las necesidades actuales sino también futuras, es decir, de acuerdo a su correlación de crecimiento en un período determinado.

Por tanto la elaboración de un proyecto de abastecimiento de agua potable implica reunir una serie de datos y elementos básicos que posibiliten un perfecto diagnóstico de la localidad que va a hacer abastecida, tales como, planos topográficos, información general económico-social, información de aspectos físicos de la localidad (clima, vegetación, recursos hidráulicos, etc.), determinación de la fuente de abastecimiento, datos demográficos y evaluación de demandas.

En base a lo anterior se pretende llevar a cabo el abastecimiento de agua potable a la localidad de la Segunda Manzana del Municipio de Almoloya de Alquisiras, teniendo este trabajo como finalidad el presentar el diseño de la línea de conducción por gravedad.

Por lo que en el primer capítulo, se darán a conocer las características físicas, geográficas y demográficas de la localidad, así como la descripción del proyecto.

En el capítulo número dos, se definirá en que consiste la línea de conducción, así como los elementos que la conforman.

En el capítulo número tres, se elaborará la memoria de cálculo para el dimensionamiento y características de la tubería, así como la revisión del funcionamiento hidráulico de la línea, haciendo simultáneamente un análisis económico.

CAPÍTULO I.
ANTECEDENTES.

I.- ANTECEDENTES

A).- CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD

A.1. SITUACIÓN GEOGRÁFICA

El poblado de la Segunda Manzana, forma parte del Municipio de Almoloya de Alquisiras, el cual se ubica en la parte sur del Estado de México, aproximadamente a los 18° 52' latitud norte y 99° 54' longitud oeste, con una altitud de 1,960 m (ver anexoll, figura 1).

Los límites del Municipio son: al norte con el Municipio de Coatepec Harinas y Texcaltitlán; al sur con Sultepec y Zacualpan; al oeste con Texcaltitlán y Sultepec; al este con Zacualpan y Coatepec Harinas (ver anexoll, figura 2).

La extensión territorial del Municipio es aproximadamente de 152 km², teniendo en sus características topográficas primordiales la presencia de zonas planas, semiplanas y accidentadas que ocupan el 10, 20 y 70%, respectivamente, de la superficie total Municipal (ver anexo III, figura 2).

La comunidad en estudio se desarrolla a orillas de la cabecera municipal de Almoloya de Alquisiras. La población se extiende sobre el parteaguas de un cerro alargado que se ubica en la ladera de una formación mayor. Actualmente cuenta con todos los servicios, agua potable, electricidad, drenaje y teléfono.

A.2. CLIMA

Esta región presenta clima semicálido, subhúmedo y con lluvias en verano, el régimen de lluvias se presenta de junio a septiembre y los meses más calurosos son mayo y junio, la dirección de los vientos es generalmente de sur a norte y los aspectos climatológicos presentan las siguientes características:

Temperatura media de 18°C y precipitación pluvial de 620 mm.

A.3. HIDROLOGÍA

El Municipio forma parte de la Cuenca Hidrológica Río Balsas Zirándaro, siendo sus colindantes La Cuenca del Río Cutzamala y La Cuenca del Río Amacuzac (ver anexo III, figura 3).

Los recursos hidrológicos del Municipio se componen básicamente de los siguientes elementos:

- a) 5 arroyos de caudal permanente: La Soledad, El Almoloya, Los Capulines, Escobedo y Tianievas.
- b) 3 arroyos de caudal solamente durante época de lluvia: Cuauhtémoc, Las Mesas y Hierbabuena.
- c) Manantiales de agua fría.

A.4. TOPOGRAFÍA

Orográficamente el Municipio de Almoloya de Alquisiras, presenta tres formas características de relieve:

1) Zonas accidentadas que abarcan aproximadamente el 70% de la superficie y están localizadas en los extremos suroeste y noroeste del Municipio, formadas por el cerro.

2) Zonas semiplanas, que abarcan aproximadamente el 20% de la superficie y están localizadas en la porción noroeste y sureste del Municipio, formadas por los centros de población, las mesas, Buenos Aires, Pachuquilla y Tirantes.

3) Zonas planas y abarca aproximadamente el 10% de la superficie y están localizadas en la región noreste del Municipio y a su vez forman la región agrícola de San Andrés Tepetitlán, Quinta Manzana, Los Ranchos y Agua Fria (ver anexo III, figura 4).

A.5. COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Carreteras Pavimentadas autorizadas por el Municipio:

Entronque con Almoloya de Alquisiras Ahuacatitlán.

Sultepec las mesas.

Jaltepec - Capulmanca.

Almoloya de Alquisiras - Plan de viga-hierbabuena.

La labera - La sexta.

Entronque Almoloya de Alquisiras - Totoltepec.

La Tolba - Aquilapan.

Entronque de Almoloya de Alquisiras - Pachuquilla.

Tepehuan - Mesa del Río los Panchos.

Entronque Llano grande - Llano de las casas.

Línea de Autobuses Zinacántepec y Ramales.

Taxis y colectivos de la CNC.

A.6. ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS

La economía del municipio radica en las siguientes actividades de explotación del suelo:

AGRICULTURA	40%
GANADERÍA	20%
INDUSTRIA	5%
EXPLOTACIÓN FORESTAL	35%
TURISMO	10%
COMERCIO	90%

B).- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

B.1. DETERMINACIÓN DE DEMANDAS

Los elementos que integran el sistema de abastecimiento de agua potable, se proyectan con capacidad prevista para dar servicio durante un lapso futuro, después de su instalación, este lapso se denomina periodo de diseño. No siempre se proyectan sistemas para poblaciones estáticas, sino que existen incrementos de población.

Asimismo, el periodo de diseño es el lapso de tiempo en el que se estima que las obras por construir serán eficientes, es decir, el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados. Rebasando el periodo de diseño, la obra continuará funcionando hasta cumplir su vida útil en términos de una eficiencia cada vez menor.

Para el diseño del sistema de agua potable de la comunidad Segunda Manzana de Almoloya de Alquisiras, se calcula una población futura de la comunidad, a la que se denomina población de diseño. Para este proyecto se considera un periodo de diseño de 13 años, ya que es el tiempo en el que trabajara optimamente la tubería de fierro galvanizado(vida util proporcionada por el fabricante).

B.2. POBLACION DE PROYECTO

La mejor base para estimar la tendencia de la población futura de una comunidad es su pasado y desarrollo. La fuente de información más importante en México, son los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) cada 10 años. Los datos de los censos de población pueden adaptarse a un modelo matemático, como lo es el aritmético, geométrico, mínimos cuadrados, fórmula de interés compuesto, similitud, etc. Para este proyecto se analizan numéricamente los métodos para determinar la población y se considera que el más adecuado es el de "interés compuesto" (el cual se describe más adelante) En el caso particular de la localidad de la Segunda Manzana de Almoloya de Alquisiras, no existen censos de población, y en el año de 1984 no existía la localidad en estudio.

Según datos del proyecto proporcionados por el Municipio, la población en 1995 era de 1250 habitantes y sus tasas de crecimiento de 1980 a 1990 y de 1990 a 1996 eran de 6.01 y 2.98% anual respectivamente, es decir, la población se incrementó en un 60.14 y 17.90% en estos periodos. Con estos datos y por medio del Método seleccionado para el cálculo de población, se calcula el número de habitantes para el año 2010, que será el valor de proyecto. El método consiste en lo siguiente:

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

La expresión:

$$\ln P = \ln P_0 + K_c(T - t_0) \dots \quad (1)$$

Puede escribirse:

$$\ln P = \ln P_0 + K_c t \dots \quad (2)$$

donde:

P_0 = Población cuando $t = 0$

Sacando antilogaritmos a (1) se obtiene:

$$P = P_0 e^{K_c t} \dots \quad (3)$$

La ecuación (2) es la conocida como de capitalización con interés compuesto, es decir, el interés periódico se capitaliza aumentando el capital anterior y usualmente e^{K_c} se representa como $(1 + i)$, donde i es la tasa de interés y la expresión de P queda:

$$P = P_0 (1 + i)^t \dots \quad (4)$$

Ambas expresiones la (1) y la (4) corresponden al modelo geométrico de crecimiento, aunque comúnmente se ha aceptado el referirse a la expresión (4) como método de interés compuesto. Para este caso se calcula como sigue:

AÑO	POBLACION (habitantes)
1995	1250

PERIODO	TASA DE CRECIMIENTO	TASA DE CRECIMIENTO
	DEL PERIODO (%)	ANUAL (%)
1980 - 1990	60.14	6.01
1990 - 1996	17.90	2.98

Para este proyecto se toma la tasa de crecimiento anual correspondiente al último periodo de 1990 a 1996, cuyo valor se redondea a 3.0% ($i_{anual} = 0.03$), y se obtiene la población para el año 2010.

Tasa Anual $P_{2010} = 1250 (1 + 0.03)^{(2010 - 1996)} = 1947$ habitantes

$P_{2010} = 1947$ hab.

B.3. DOTACION

Para determinar los gastos que se requieren para las condiciones inmediatas del proyecto de la localidad en estudio, se utilizan los valores de dotación que se indican en las "Normas de Proyecto para Obras de Aprovisionamiento de Agua Potable en el Estado de México". A este poblado con clima templado le corresponde el valor de 150 l/hab./día.

B.4. GASTOS DE DISEÑO

Para el dimensionamiento y establecimiento de especificaciones de tuberías, estructuras, equipos y accesorios, en las obras que integran el sistema de abastecimiento de agua potable se utilizan los siguientes gastos (ver anexo III, figura 14):

B.4.1. Gasto Medio Diario (Q_m)

Este gasto es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio, asimismo, sirve para calcular el Gasto Máximo Diario (Q_{md}).

$$Q_m = \frac{D \cdot P}{86400}$$

Donde:

Q_m = Gasto medio diario (l. p. s.)

D = Dotación, 150 lts/hab./día.

P = Población, 1947 habitantes.

86400 = Cantidad de segundos en un día.

Con lo anterior, se obtiene el Q_m siguiente:

$$Q_m = \frac{(150) (1947)}{86400} = \frac{292.050}{86400} = 3,38$$

$$Q_m = 3,38 \text{ l. p. s.}$$

B.4.2. Gasto Máximo Diario (Q_{vd})

Con el Q_m , obtenido se podrá calcular el Q_{vd} , considerándose un coeficiente de variación diaria de 1.2.

El Q_{vd} , se utiliza para calcular el volumen de extracción diario de la fuente de abastecimiento, así como el diseño de la obra de captación, equipo de bombeo, línea de conducción, tanque de regularización y de almacenamiento. También sirve para calcular el Gasto Máximo Horario.

$$Q_{vd} = CV_d Q_m$$

Donde:

Q_{vd} = Gasto Máximo Diario. (l. p. s.)

CV_d = Coeficiente de variación diaria, 1.2 (adimensional).

Q_m = Gasto medio diario, 3.38 l. p. s.

Sustituyendo:

$$Q_{vd} = 3.38 \times 1.2 = 4.056$$

$Q_{vd} = 4.056 \text{ l. p. s.}$

B.4.3. Gasto Máximo Horario (Q_{vh})

Este Gasto es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en el día de máximo consumo, asimismo, se utiliza para calcular las redes de distribución.

$$Q_{vh} = Q_{vd} CV_h$$

Donde:

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

Q_{di} = Gasto Máximo Diario, 4.056 l. p. s.

CV_h = Coeficiente de variación horario, 1.5 (adimensional)

Sustituyendo:

$$Q_{\text{hor}} = 4.056 (1.5) = 6.084 \text{ l. p. s.}$$

$Q_{\text{hor}} = 6.084 \text{ l. p. s.}$

8.5. ESTRUCTURAS PREVIAS A LA CONDUCCIÓN

8.5.1. Definición, Tipos y Aplicaciones.

Como fuente de abastecimiento de agua para uso doméstico, se puede considerar desde el punto de vista teórico a cualquier etapa del ciclo hidrológico, desde la evaporación hasta el depósito en lagos o en los grandes océanos, pasando por la precipitación y los escurrimientos subterráneos y superficiales.

No obstante, la exploración de algunos medios resulta ser muy onerosa por la magnitud de la obra que se requiere o por el tratamiento posterior que se le debe dar para ponerla en condiciones de ser potable. Otros casos no son viables, por que la cantidad de agua obtenida de ellos solo favorece su uso en pequeña escala. En estos casos se encuentran los siguientes aprovechamientos:

- Captacion directa de lluvias
- Evaporaciones
- Mares
- Aguas Altamente Contaminadas

Es por ello que para fines prácticos y, en base a las características de nuestro país, en primera instancia se contemplan como fuentes de abastecimiento las aguas continentales superficiales, así como las subterráneas, dejando en segunda instancia y sólo para casos especiales el uso de otro tipo de captaciones.

B.5.2. Aguas Superficiales

Comprende a todos los escurrimientos, depósitos naturales y almacenamientos artificiales de agua que se encuentran sobre la superficie de la tierra. Poseen alto contenido de oxígeno y por su condición de estar expuestas a la atmósfera son susceptibles de contaminarse. aún así, estos depósitos superficiales atraen numerosos asentamientos humanos que los contaminan con sus desechos.

B.5.3. Aguas Subterráneas

Como aguas subterráneas, entendemos todas aquellas que se encuentran bajo la superficie de la tierra, incluyendo a los ríos subterráneos, aguas freáticas, aguas confinadas y manantiales. Por su mayor aislamiento de la atmósfera, muestran menor contaminación, pero contienen elementos como son sulfuro de hidrógeno, sílice, hierro y manganeso que no son favorables para el consumo humano; para el caso en estudio, se trata del manantial: "Ojo de agua", en donde su recarga lo proporciona la cuenca de 700.000 m² (ver anexo III, figura 5), que corresponde al área de aportación tributaria..

B.6. CRITERIO DE DISEÑO

B.6.1. Obra de Captación

La obra de captación se diseña con el Gasto Máximo Diario, siendo éste de 4.056 l.p.s., de acuerdo a los aforos realizados en la época de estiaje que lo justifican; en caso de que no sea así, se diseña con el Gasto que se obtiene más o menos en forma constante durante los años de operación; deduciendo éste de estudios de aforo realizados cuando menos en un año. El gasto faltante se debería tomar de otra obra de captación que pudiera ser igual o distinta, según sean las características topográficas, hidráulicas, de calidad del agua, usos, etc., de la fuente de abastecimiento por utilizar.

Es conveniente que la fuente de abastecimiento por utilizar garantice cuando menos la obtención del Gasto Máximo Diario para la etapa inmediata de proyecto, lo cual se cumple para el caso del manantial "Ojo de Agua", que será la fuente de abastecimiento para la Segunda Manzana de Almoloya de Alquisiras.

B.6.2. Obras de Conducción

La línea de conducción generalmente tiene por objeto efectuar el transporte del agua de la captación al depósito de regulación. También puede quedar conectada en un primer tramo a una planta potabilizadora y en su segundo tramo, con el tanque regulador ó directamente a la red. La línea de conducción también se diseñó con el gasto máximo diario de proyecto($Q_{ver.} = 4.056$ l.p.s.)

B.6.3. Potabilización

Los resultados de los análisis físico - químicos y bacteriológicos realizados en la fuente de abastecimiento Ojo de Agua, fueron los siguientes:

a).- Físico - Químico.- Favorables con respecto a los minerales, calcio, hierro y manganeso, de acuerdo con las normas establecidas (ver anexo III, tabla 6).

b).-Bacteriológicos.- Estos resultados no fueron tan favorables ya que se obtuvieron 86 coliformes totales y 10 coliformes fecales siendo la norma de " 0" para ambos casos, por lo que es necesaria una desinfección con cloro(ver anexosIII, tabla 7)

B.6.4. Regulación.

La capacidad del tanque regulador está en función del Gasto Máximo Diario (Q_{MD} = 4,056 l.p.s.) de proyecto y de la ley de demandas de la localidad, calculándose ya sea por métodos analíticos o gráficos. Las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable del Estado de México, indican que cuando no se conozca la ley de demandas, se deberá calcular la capacidad en función del Q_{MD} y del coeficiente de regulación para 4 horas de bombeo continuo ó gravedad, que es igual a 14.58.

B.6.5. Distribución

El cálculo hidráulico de la red de distribución a gravedad se debe diseñar con el gasto maximo horario(Q_{MH} = 6.084 l.p.s). ya que se tiene una sola línea de alimentación. En caso que se tuvieran dos o más, la suma de los gastos de ellos será igual al Q_{MH} de proyecto.

Tuberías principales.- Para las redes abiertas o de circuitos, se diseñarán las tuberías principales con los gastos acumulados que les correspondan, de acuerdo con la

distribución del agua previamente establecida y la situación de los puntos de alimentación y equilibrio de presiones.

Tuberías secundarias.- Su diámetro se da generalmente por especificación, para lo cual se consultarán las normas de proyecto para el abastecimiento del agua potable del Estado de México.

B.7. OBRAS DE TOMA EN MANANTIALES

El diseño de la obra de captación del manantial Ojo de Agua es tipo ladera, con afloramientos de agua freática.

Uno de los aspectos principales del proyecto es la protección de la captación del manantial, para que no se contamine y evitar así que los afloramientos se obturen, logrando ambos objetivos con la construcción de una caja en la que quede aislada el área de salida del agua; además, para evitar que los afloramientos trabajen contra carga en la época de lluvias, o sea cuando el gasto que aporta el manantial sea superior al de conducción, en la plantilla del tubo de demasías, la cresta del vertedor rectangular se situará un poco abajo del afloramiento más alto.

Como el manantial Ojo de Agua tiene caudal suficiente, el diseño se hace para captar el Gasto Máximo Diario durante todos los meses del año; inclusive en época de estiaje. Esta precaución es muy importante; principalmente para los manantiales de afloramiento de agua freática, dado que su gasto aumenta en la época de lluvias y disminuye o se agota en la de estiaje. El otro tipo de manantial corresponde al artesiano que tiene un régimen hidráulico más constante.

8.7.1. Diseño Hidráulico.

Para el diseño hidráulico de la caja de capitación, y en general de toda la línea de conducción, es indispensable estudiar con todo cuidado su localización topográfica (en planta y perfil) y ver en el área de los afloramientos de agua si se forma de inmediato una corriente en su salida, tal y como sucede en los manantiales tipo ladera. Esta información y los aspectos por considerar en el proyecto, se toman como base para el dimensionamiento de la caja y la ubicación del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías (ver anexo III, figura 8).

Además de la caja mencionada, se considera necesaria otra adosada para la protección de las dos válvulas de seccionamiento (la de desagüe y conducción).

El diámetro de la tubería de toma está dado por el cálculo de la línea de conducción. Su situación en la caja se dará de manera que su plantilla quede situada arriba del tubo de desagüe, procurando se obtenga la carga hidráulica requerida, cuyo valor mínimo estará dado por la siguiente expresión:

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{KV^2}{2g}$$

Donde:

H = Carga Hidráulica mínima, en m.

V = Velocidad de escurrimiento del agua en la conducción, en m/seg

V² = Carga de velocidad en m.

g = Aceleración de la gravedad (9.81m/seg²)

K = Constante de pérdida por entrada = 0.5

La carga hidráulica estará medida desde el eje del conducto de toma a la plantilla del vertedor de demasías.

B.8. CONDUCCIONES A GRAVEDAD.

Una línea de conducción a gravedad puede quedar unida al tanque regulador o a la planta potabilizadora. En este caso se tienen dos tramos de conducción; el primero de la captación a la planta y el segundo de ésta al tanque regulador. Dependiendo de la localización de la planta (generalmente de cloración), el segundo tramo puede ser bombeo (ver anexo III, figura 9).

En la gran mayoría de las obras de los sistemas de abastecimiento de agua potable, se utilizan tuberías para la conducción del agua, por lo que en este trabajo no se trata lo relativo a canales.

El escurrimiento del agua de las conducciones a gravedad se puede efectuar de dos maneras: trabajando los conductos como canal (sin ejercer presión) y funcionando a presión, siendo este caso el caso en estudio.

B.8.1. Capacidad

El diámetro de la línea de conducción se determinó con el gasto máximo diario de proyecto. Procurando que, cuando menos, se pueda obtener el gasto máximo diario inmediato.

$$Q_{m_1} = \frac{\text{Población de proyecto} \times \text{dotación} \times 1.2}{86400}$$

Q_{m_0} = Gasto máximo diario de proyecto en l. p. s.

1.2 = Coeficiente de variación diaria

En localidades rurales (menores a 2.500 hab.) se puede utilizar para el coeficiente de variación diaria un valor igual a 1.5.

B.8.2. Factores por considerar en el diseño.

Para el proyecto de la línea de conducción a gravedad de la localidad 2da. manzana de Almoloya de Alquisiras, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- a) **Gasto por conducir.**- El gasto que se requiere para localidades medianas y pequeñas es menos de 35 l. p. s. y las rurales menos de 10 l. p. s., se pueden utilizar tuberías de asbesto cemento o de P.V.C. Para gastos mayores y presiones de operación menores de 14 Kg/cm², es práctico el uso de tuberías de asbesto - cemento. Cuando se requieren diámetros de 600 mm y mayores para presiones superiores de 10 Kg/cm², se debe hacer un estudio económico comparativo respecto al uso de tuberías de asbesto - cemento y acero - concreto preesforzado.
- b) **Calidad del Agua.**- Si el agua por conducir es incrustante. (generalmente en los casos de aguas duras) y si tiene fierro y manganeso se deberá someter a procesos de ablandamiento o estabilización, para evitar que se reduzca la capacidad de las tuberías, no siendo este el caso en estudio.
- c) **Topografía.**- El trazo en campo se deberá realizar en forma muy cuidadosa, procurando no tener cambios bruscos de elevación y evitar tener grandes sifones, lo cual puede permitir en el diseño hidráulico tener cargas de operación bajas; además se tomará en cuenta lo que se indica en los siguientes puntos.

- d) **Geotecnia.**- Como en la totalidad de las obras de conducción las tuberías se instalan en zanja. Se procura al hacer el trazo topográfico de la línea, disminuir al máximo posible las excavaciones en roca.
- e) **Cruces.**- Se procura durante el trazo topográfico de la línea localizar los cruces más adecuados con vías de ferrocarril, caminos, corrientes superficiales, etc.
- f) **Afectaciones.**- Durante el trazo de la línea en campo se deberá evitar al mínimo posible las afectaciones de terrenos particulares y ejidales. Al hacer el trazo topográfico se utilizarán los derechos de vía de vías de ferrocarril, caminos, ríos, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos de terrenos.

8.8.3. Cálculo Hidráulico

El escurrimiento del agua en líneas de conducción a gravedad está definido por medio de la siguiente expresión:

$$H = \frac{V^2}{2g} = hf + hs$$

Donde:

H= carga hidráulica disponible, en m.

$\frac{V^2}{2g}$ = Carga de velocidad, en m.

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

hs = Suma de pérdidas secundarias(de entrada, cambios de dirección y diámetro), en m.

En el cálculo hidráulico de una conducción, el caso más frecuente que se presenta es el de diseño; es decir, conocida la carga disponible que es igual a la diferencia de nivel entre las superficies del agua en la obra de toma y el tanque regulador y la longitud de la línea, valores que se obtienen del plano topográfico, así como del gasto por conducir, y de acuerdo con el análisis de los factores indicados anteriormente, se determina el tipo de tubería (asbesto cemento, PVC, acero, etc), diámetro y clases por usar (en función de las presiones de operación). En los cálculos hidráulicos se deberán usar los diámetros internos reales de las tuberías por utilizar.

De acuerdo con las "Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en el Estado de México" para el cálculo hidráulico de conducciones se utilizará la fórmula de Manning; Las especificaciones dicen que: "Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

Se empleará la siguiente fórmula:

$$h_f = K L Q^2.$$

Donde:

h_f = Pérdida por fricción en la tubería, en m.

K = Constante para pérdida por fricción = $\frac{10.3n^2}{D^{10/3}}$

L = Longitud de la conducción, en m.

Q = Gasto por conducir, en m³/seg.

n = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro de la tubería, en m.

Los valores de "K" para diámetros que varían de 13 a 1 372 mm. y coeficiente de rugosidad con ámbito de variación de $n = 0.009$ a $n = 0.16$. Su utilización es aceptable para tuberías de asbesto cemento ($n = 0.010$) de concreto preesforzado ($n = 0.012$) y tuberías de acero galvanizado ($n = 0.014$).

B.8.4. Procedimiento de Cálculo

De acuerdo con lo establecido por las normas de proyecto de la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS), es recomendable el uso de nomogramas para la determinación del diámetro o diámetros requeridos considerando que la carga disponible "H" se utiliza prácticamente para vencer las pérdidas por fricción, dado que los valores de la carga de velocidad y las pérdidas secundarias son generalmente pequeñas (normalmente menos de 1 m.); sin embargo es necesario verificar la ecuación:

$$H = \frac{V^2}{2g} + LKQ^2$$

Y asegurar que es factible la utilización de los diámetros obtenidos, de acuerdo con el perfil topográfico de la línea (ver anexo III, figura 10 y 11).

B.8.5. Cálculo del Diámetro Económico.

a) A partir de los tres diámetros por utilizar se determinan las características hidráulicas para el gasto de diseño y la longitud de la línea: área hidráulica, velocidad, pérdidas por fricción y secundarias, así como la potencia requerida de bombeo en función de la pérdida total de energía. Se concederá el desnivel geométrico a vencer, el cual es constante para los tres diámetros. Para obtener

las pérdidas menores o secundarias, se considera del 3 al 5% la pérdida por fricción, de acuerdo con la longitud de la línea y cambio de dirección que se tengan.

- b) Conocida la carga normal de operación, que es igual a la suma del desnivel geométrico y la pérdida de carga total para cada diámetro, se establece la presión del trabajo de la tubería y en función del espesor de la pared de los tubos y velocidades, se obtienen las sobrepresiones del golpe de ariete, la que aliviara a la válvula (80%) del total, aquella que se le carga a la tubería (20%) y finalmente, la presión total en la descarga del equipo, que es igual a la suma de la carga normal de operación y el 20% de la sobrepresión del golpe de ariete. Se comprobará que la presión total sea aproximadamente igual a la presión del trabajo en la tubería (primera columna); de preferencia menor.
- c) Se obtiene el presupuesto de la conducción para los tres diámetros y sus presiones del trabajo, debidamente determinadas, utilizando precios unitarios vigentes.
- d) En la cuarta parte denominada resumen se obtiene para los diámetros el costo por hora de bombeo, el cargo anual del mismo, el cargo anual de amortización de la conducción y finalmente el costo anual de bombeo para operación de 365 días, cuyo valor mínimo corresponderá al valor más económico. El cargo anual de amortización se obtiene generalmente para 10 ó 15 años, con tasa de interés anual que generalmente varía del 12 al 15%.

B.9. DISEÑO HIDRÁULICO DE TANQUES SUPERFICIALES

B.9.1. Capacidad

La capacidad de un depósito regulador se obtiene generalmente en función del Gasto Máximo Diario de proyecto (Q_{md}) y de la ley de demanda de la localidad. Las normas de proyecto para obras de aprovisionamiento de agua potable en el Estado de México, indican que cuando se conoce la ley de demanda (en los casos de sistema de distribución en operación con medición completa y eficiente) la capacidad del regulador se calculará en la siguiente forma:

$$Cr = 14.58 \times Q_{md}, \text{ en m}^3$$

En donde :

Cr = capacidad de regulación en m^3 .

14.58 = Coeficiente de regulación para 24 hrs.

Q_{md} = gasto máximo diario de proyecto en l. p. s.

Sin embargo, para los tanques superficiales es conveniente tener la capacidad de regulación como se indica a continuación:

$$Cr = (14.58 \times Q_{md})(1.1)$$

Es conveniente destacar que en la casi totalidad de las obras de abastecimiento de agua potable, el suministro de agua al tanque es continuo durante las 24 hrs. En conducciones a gravedad y a bombeo es difícil justificar económicamente el diseño de una conducción de menos de 24 hrs (ver anexo III, figuras 12 y 13).

B.9.2. Accesorios de los Tanques

Para el diseño hidráulico de los accesorios de los tanques tales como la entrada, salida a la red, desagüe y vertedor de demasías, se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Entrada.- El diámetro de la tubería de entrada corresponderá al de la conducción. La descarga podrá ser por encima del espejo de agua (para tirantes pequeños), por un lado del tanque o por el fondo (para tirantes grandes y tanques preesforzados). En cualquier caso el proyectista pondrá especial cuidado al revisar y tomar las providencias necesarias para protección de la losa de fondo por efecto del impacto de la caída o velocidades altas del flujo de entrada para niveles mínimos en el tanque.

Es conveniente dotar a la tubería de entrada y antes del tanque, de una válvula de control de niveles máximos, la cual puede ser de tipo flotador.

De igual manera y en particular para tanques importantes dentro del sistema al que dan servicio, se recomienda proyectar la fontanería de entrada haciendo que la tubería se bifurque, colocando una válvula de flotador en cada rama salida y luego unir dos ramas para entrar el tanque con una sola tubería.

Este arreglo contará además con sus correspondientes válvulas de seccionamiento, de tal forma que pueda repararse o dar mantenimiento a una de las válvulas de flotador, mientras la otra rama está proporcionando el servicio de control de niveles.

Normalmente estarán operando las dos válvulas de flotador y sus diámetros serán diseñados para esta condición de servicio.

El gasto de diseño para la fontanería de entrada será el Q_{in} , el máximo que proporcione la fuente de abastecimiento, o el que indique la planeación general de las obras.

Salida. La tubería de salida puede quedar alojada en una de las paredes del tanque o en la losa de fondo. En tanques que tienen una superficie proporcionalmente grande o tubería de salida de gran diámetro, resulta más conveniente que la salida quede ubicada en el fondo del tanque, ya que para niveles bajos es el tanque y el gasto de extracción puede manejarse en forma más eficiente que en una sala lateral. En especial para tanques de concreto preesforzado es conveniente que la salida quede ubicada en el fondo del tanque.

Por otra parte, para dar mantenimiento o hacer alguna reparación a los tanques de regularización, es indispensable dotar a esta estructura de un by - pass, entre las tuberías de entrada y salida, con sus correspondientes válvulas de seccionamiento.

Los medidores de gasto se instalarán preferentemente en la línea de salida o entrada, si resulta conveniente. En este punto, deberá ponerse especial cuidado en las recomendaciones de los fabricantes, respecto a las distancias aguas arriba y aguas abajo de los medidores, en que no haya interferencias o cambios de dirección del flujo.

El gasto de diseño de las tuberías de salida será el Q_{des} , o el que se indique en la planeación general de las obras.

Cajas rompedoras de presión.- Dentro de las instalaciones del by - pass y cuando la alimentación al tanque sea por gravedad, se instalará una caja rompedora de presión, con el objeto de mantener la presión estática en las líneas de salida, a la misma cota que la generada con los niveles dentro del tanque.

Esta caja puede eliminarse, si al revisar las condiciones de las tuberías de salida y redes distribución abastecidas por el tanque, se determina que estas pueden absorber el incremento de presión estática.

La caja rompedora estará dotada a su vez de una obra de excedencias y de válvulas para controlar el flujo de entrada en función de las demandas. Se recomienda instalar por lo menos una válvula de mariposa en la línea de entrada a la caja; para este proyecto no fue necesario el diseño ni la ubicación de estos elementos hidráulicos, debido a la poca carga hidráulica de la que se disponía.

Desagüe de fondo.- Generalmente en caso de una fuga o reparación, los tanques se vaciarán a través de las líneas de salida, que son las tuberías de mayor diámetro. El volumen último remanente se extraerá en función del tiempo requerido para la reparación del tanque. Generalmente se puede adoptar un tiempo de dos a cuatro horas para el vaciado de este remanente, aunque se puede variar este lapso en función de las condiciones particulares de cada caso.

Tubería de demasías.- Con el propósito de impedir la entrada de roedores y animales en general la tubería de demasías se instalará verticalmente en el interior del depósito y adosada a las paredes del mismo. El tubo vertedor estará dotado en su parte interior de una trampa hidráulica, que además proporciona un colchón amortiguador para efectos del impacto de caída del flujo de excedencias. Es conveniente unir la línea de descarga de excedencias, desagüe de fondo y aguas pluviales, a fin de proyectar una sola descarga general.

Para la determinación del diámetro de la sección vertedora con descarga al tubo de excedencias se empleará la siguiente fórmula

$$Q = C A \sqrt{2 g H}$$

$$H = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{CA} \right)^2$$

Donde:

Q = Gasto de la sección vertedora, en m³/seg.

C = Coeficiente de descarga (C = 0.8)

L = Longitud de la sección vertedora, en m.

H = Carga hidráulica sobre la cresta, en m.

Su valor podrá variar de 8 a 12 cm., de acuerdo con la situación de las ventilas y el valor del bordo libre.

B.10. DISEÑO HIDRAULICO DE TANQUES ELEVADOS

B.10.1. Capacidad.

La determinación de la capacidad de un tanque elevado se efectúa como ya se indicó (en función del gasto máximo diario de proyecto; es decir, $C = 14.58 \times Q_{\text{máx}}$). Sin embargo, en algunos casos se puede justificar económicamente construirlos para la mitad de la capacidad de proyecto y complementar ésta con el período económico de diseño. Este criterio deberá estar complementado con el bombeo en la etapa inmediata de construcción del $Q_{\text{máx}}$ requerido, para satisfacer las necesidades inmediatas de la localidad.

La localización del segundo depósito se puede hacer en otro sitio de acuerdo con la situación de otro pozo o pozos perforados que se requieran, para complementar el gasto máximo diario de proyecto y también para mejorar las presiones disponibles en zonas críticas o de zonas de ampliación nuevas o no previstas en el proyecto original.

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

B.10.2. Entrada y salida.- En la gran mayoría de los casos en los tanques elevados (de concreto y metálicos) se utiliza para las funciones de llenado y vaciado el mismo conducto. Su diámetro debe coincidir de preferencia con el de la alimentación a la red. Dicho conducto se aprovecha también para efectuar la limpieza del depósito, utilizando las piezas especiales y válvulas de depósito, utilizando las piezas especiales y válvulas de seccionamiento adecuadas

B.10.3. Tubería de demasías.- Deberá asegurarse que en los tanques elevados no se tengan demasías, dado que representaría un desperdicio inadmisibles de agua, cuyo bombeo representa un costo de operación con cargo a la administración del sistema. Se evita por medio de válvulas de flotador, electroneveles o de preferencia con válvulas de altitud. Sin embargo, como un requisito de máxima seguridad, es conveniente instalar el vertedor de demasías, el cual estará constituido por una tubería situada en el interior del depósito, la que se continuará en la torre unida a una de las columnas. Su diámetro se determinará con la fórmula indicada para los depósitos superficiales.

B.11. CAPACIDADES DE RESERVA

Como se indicó anteriormente, para ciudades grandes se puede llegar a justificar alguna de las siguientes capacidades de reserva como adicional a la de regularización.

8.11.1. Capacidad de reserva para incendio.

De acuerdo con lo indicado, el tiempo mínimo recomendable es de dos horas. Por tanto, el volumen mínimo será el siguiente:

$$\text{Volumen mínimo} = \frac{Q \times 2 \times 3600}{100} = 7.2 Q ; \text{ en m}^3$$

La protección contra incendio en nuestro medio se deberá dar únicamente para las zonas que deben contar con una mayor seguridad, como son los sectores comerciales. El tiempo máximo recomendable puede ser de cuatro horas.

El número de hidrantes por instalar y los que se pueden usar en forma simultánea, estará en función del área por proteger, de las condiciones estructurales de los edificios, los métodos para dar presión al agua contra incendio y principalmente de la capacidad del cuerpo y equipo de bombeo por disponer.

El método más recomendable en nuestro medio para dar presión al agua contra incendio, es por medio de bombas móviles en carros tanque que tomen el agua de hidrantes contra incendio o de cajas de inundación.

CAPÍTULO II

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

II.- LÍNEA DE CONDUCCIÓN

CONCEPTOS BÁSICOS

Una vez definida la fuente de abastecimiento que en nuestro caso fue el Manantial Ojo de Agua el presente capítulo contempla el diseño de la línea de conducción que suministre agua para consumo doméstico a un tanque de regulación superficial desde el cual se distribuirá hacia el poblado por medio de su red de distribución.

A).- DEFINICIÓN.

La línea de conducción es la parte del sistema de agua constituida por el conjunto de conductos y accesorios o piezas especiales destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento (captación), hasta un punto que puede ser un tanque de regulación, una planta potabilizadora o donde principia la línea de alimentación; en nuestro caso, la línea de conducción será el sistema que trasladará agua para consumo humano.

A.1. VENTAJAS.

Un conducto a presión es una tubería que transporta un líquido a sección transversal llena, con una presión interna diferente de la atmosférica. Frecuentemente menos costosos que los canales o acueductos por seguir una ruta más corta.

A.2. UTILIDAD.

Evitan pérdidas de agua por infiltración y evaporación en comparación con canales abiertos.

A.3. SEGURIDAD.

Son preferibles para abastecimiento de agua por la menor oportunidad de contaminación.

A.4. CONDICIONES PRÁCTICAS.

En la gran mayoría de los casos se trabaja casi exclusivamente con el escurrimiento turbulento en las tuberías a presión.

A.5. DISEÑO HIDRÁULICO.

Selección del diámetro más pequeño posible en la conducción, para un dimensionamiento óptimo económico (costo mínimo), a satisfacer los requisitos de carga de presión y de caudal.

A.6. TIPOS.

Cualquier línea de conducción para que cumpla su cometido necesitará forzosamente de una energía para que funcione, esta energía se obtiene de un

sistema de bombeo o de la fuerza gravitatoria terrestre. de lo anterior se distinguen tres tipos de línea conductora de agua, en cuanto a energía de funcionamiento.

- 1.- Por bombeo.
- 2.- Por gravedad.
- 3.- Combinado.

El tipo que usaremos para este proyecto depende de dos factores importantes que son la topografía de la región por la que se colocará la línea y el costo de la obra.

B).- ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Normalmente la línea de conducción esta constituida por una serie de elementos conectados entre si que en conjunto forman un sistema y que su eficiencia dependerá de la correcta elección de cada uno de ellos, dentro de los cuales podemos citar:

- a). Equipos (motores, bombas, transformadores eléctricos, etc.).
- b). Tuberías (tubos de diversos diámetros y materiales con sus respectivos aditamentos de unión).
- c). Piezas especiales (para cambiar de dirección, de diámetro, de materiales, accesos a válvulas, etc).

- d).- Dispositivos de protección y control (válvulas de seccionamiento, de control, de alivio de presión, admisión y expulsión de aire y agua, etc.).
- e).- Accesorios complementarios (silletas, atraques, estructuras de apoyo, etc.)
- f). Tanques (de oscilación, reguladores, cajas rompedoras de presión, etc.).

B.1. TOPOGRAFÍA

Para proyectar una línea de conducción se requiere de planos topográficos de conjunto y perfiles desde el sitio inicial (captación) hasta el final (tanque de regularización, planta de tratamiento, línea de alimentación, etc.)

Para un anteproyecto las curvas de nivel pueden equidistar un metro, para proyectos definitivos es preferible que estén separados de 30 a 50 cm.

La escala de planos, debe ser tal que muestre todos los puntos importantes de diseño, habiendo ocasiones en que sea necesario dibujar algunos detalles a otra escala. Se recomiendan escalas que van de 1:2,000 hasta 1:10,000.

La carga hidráulica disponible se obtiene de la diferencia de niveles entre la superficie del agua en la obra de toma (captación) y el tanque regulador (o cualquier otro punto final).

La longitud de la línea de conducción se obtiene a partir del trazo en campo, el cual deberá realizarse en forma muy cuidadosa, procurando, no tener cambios bruscos de elevación y evitar tener grandes sifones, lo cual puede permitir en el diseño hidráulico obtener cargas de operación bajas.

Como en la casi totalidad de las obras de conducción las tuberías se instalan en zanjas, se procurara al hacer el trazo topográfico de la línea, el disminuir al máximo posible el tener que hacer excavaciones en roca.

Se procurará durante el trazo topográfico de la línea localizar los cruces más adecuados con vías de ferrocarril, caminos, corrientes superficiales, etc.

Durante el trazo de la línea en campo se deberá evitar al mínimo posible las afectaciones de terrenos particulares y ejidales. Al hacer el trazo topográfico se utilizarán los derechos de vía de vías de ferrocarril, caminos ríos, líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos de terrenos.

B.2. TUBERÍAS PARA AGUA POTABLE.

Las conducciones recomendadas a utilizarse en sistemas de conducción de agua potable deberán ser cerradas, evitando con esto la posible contaminación al no estar expuesta el agua al medio exterior.

las tuberías empleadas generalmente para agua potable, según la presión a la que conducirán el agua y de allí el tipo y material seleccionada son:

B.2.1. Hierro fundido.- No se emplean en la actualidad con tanta frecuencia, sin embargo, se siguen usando las piezas especiales de este material.

B.2.2. Concreto.- Pueden ser simples(agua sin presión y diámetros hasta de 60 cm). y armadas (agua a presión y diámetros mayores de 60 cm). La durabilidad de la tubería de concreto es de uno 75 años, con la edad disminuyen los coeficientes de fricción(por ejemplo, se supone al principio en el coeficiente de Hazen-Williams CHW de 130, después de 10 años de uso se consideran de 110, a los 20 años de 100 y posteriormente de 80). Las velocidades recomendadas para evitar erosión y grandes pérdidas por fricción varían de 1 a 1.5 m/s.

B.2.3. Asbesto-Cemento.- Son de costos relativamente bajos, rápida y fácil colocación y mínima necesidad de conservación y se corta y perfora con suma facilidad (no obstante su alta resistencia), sus diámetros van desde 76mm (3") hasta 914 mm (36") y en cuatro tipos denominados a-5, a-7,a-10 y a-14 indicando el número la presión de trabajo en atmósferas (kg/cm^2). La velocidad recomendable varía de 60 cm/s en los diámetros menores hasta 1.5m/s en los mayores. La durabilidad de estas tuberías se estima entre 75 y 100 años.

B.2.4. Acero - son empleadas en los casos de conducciones de agua a elevadas presiones y para velocidades hasta de 5 a 6 m/s para lograr diámetros menores y por lo tanto mayor economía. La durabilidad se estima entre 25 y 50 años. De acuerdo con su edad los coeficientes de fricción varían, recomendándose en la fórmula de Hazen-Williams un CHW de 135 cuando es nueva y 100 para sus últimas etapas.

B.2.5. Polietileno - La más comercial a emplearse es la de cloruro de polivinilo (PVC). Es muy resistente a la acción de diversos productos químicos; no aporta olores ni sabores al agua; su poco peso facilita su transporte y colocación. Ofrece poca resistencia al escurrimiento. Se fabrican en diámetros que varían de 3.16 mm (1/8") a 152 mm (6").

B.3. CONDICIONES HIDRÁULICAS DEL SIFÓN.

En algunos casos de conducción de agua puede que se interponga algún obstáculo. Para salvar ese obstáculo se usa lo que se llama un sifón que puede ser de la forma de la figura 15(ver anexo III) o bien como la figura 16(anexo III); en este último caso se le llama sifón invertido y se presenta con mucha frecuencia en la conducción de agua en canales, cuando el obstáculo por salvar es alguna depresión.

En el caso de la figura 45, para que se origine la circulación del líquido y suba, hay que hacer el vacío en la parte superior del sifón, entonces el agua sube por la

acción de la presión atmosférica que se ejerce sobre la superficie libre del líquido, por lo tanto para iniciar la acción de la gravedad la que origina la circulación, justificada por el desnivel entre la entrada y la salida: el principio de los vasos comunicantes está aplicado aquí.

B.4. PRESIONES NEGATIVAS EN LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.

Una línea de conducción (tubería) se utiliza para transportar agua desde un depósito a otro a través de grandes distancias usualmente siguiendo el contorno del terreno. Ocasionalmente, un tramo de la tubería puede ser elevada a una altura que se ubique por arriba de la línea de Gradiente Hidráulico (piezométrico), como se muestra en la figura 17 (ver anexo III).

La distancia vertical medida entre la Línea de Energía y la Línea de Gradiente Hidráulico en un punto localizado a lo largo de la tubería es la carga de velocidad, ($v^2/2g$); y la distancia vertical medida entre la Línea de Gradiente Hidráulico y la posición de la tubería es la carga de presión en un punto, (P/γ).

En la vecindad de la cima de la tubería (S), la carga de presión puede tomar valores negativos. Esto es por que la carga total de energía

$$H = (v^2/2g) + h_s + (P/\gamma)$$

siendo: H= Carga Máxima.

v =velocidad.

g =gravedad.

P =presión.

γ =peso específico del agua.

h_s =carga de posición (en m.)

debería igualar la distancia vertical entre el Plano de Referencia Horizontal y la Línea de Energía en cualquier punto localizado en la tubería.

En la cima, por ejemplo, la elevación (h_s) es conocida y la carga de velocidad ($v^2/2g$) es también un valor positivo fijo. La suma ($v^2/2g + h_s$) puede ser mayor que (H_s) entonces, la carga de presión, (P_s/γ), debería ser negativa.

La presión negativa se presenta (con respecto a la presión atmosférica siendo cero, ($P_{atm} = 0$)) dondequiera que la línea de conducción se eleve por arriba de la línea de gradiente hidráulico entre P y Q , fig. 17 (ver anexo III)

Esta presión negativa alcanza un valor máximo en la cima, $-(P_s/\gamma)$.

El flujo del agua desde (S) a (R) podría fluir contra el gradiente de presión.

En otras palabras, el flujo es de un punto de baja presión hacia un punto de alta presión.

Esto es posible por que el agua siempre fluye de puntos de alta-energía a puntos de baja-energía, y en conductos cerrados la carga de posición es convertida a compensar la carga de presión a lo largo de la línea de gradiente.

Por ejemplo, si un peso unitario de agua fluye de (S) a (R) experimentándose un incremento de presión igual a 3 m de columna de agua, la elevación de (S) debería ser al menos 3 m mayor que la elevación de (R). La diferencia en elevaciones entre (S) y (R) debería ser exactamente igual a 3 m más las pérdidas de carga entre (S) y (R).

O, más generalmente, la diferencia de elevación entre cualquiera de dos puntos (1) y (2) en una línea de conducción es

$$h_{1-2} = (P_2/\gamma - P_1/\gamma) + hf_{1-2}$$

donde: h_{1-2} = carga parcial

$(P_2/\gamma - P_1/\gamma)$ = Diferencia de presiones

hf_{1-2} = pérdidas del punto 1 al 2

Sin embargo, es importante mantener la presión en todos los puntos en una línea de conducción por arriba de la presión de vapor de agua. la presión de vapor del agua es aproximadamente igual a una columna de agua negativa de 10 m a 20°C. Cuando la presión en una tubería desciende por debajo de este valor, el agua se vaporizará localmente al formar bolsitas de vapor que separan el agua en la tubería. Estas bolsitas de vapor se colapsan en regiones de alta-presión aguas abajo. La acción del colapso del vapor es más violenta, causando vibraciones y sonidos que pueden en gran medida dañar la línea de conducción.

Teóricamente, una línea de conducción puede ser diseñada a permitir presiones que caigan a un nivel de presión de vapor en ciertas secciones o tramos en la línea de conducción. En la práctica, sin embargo, la mayoría de las veces el agua contiene gases disueltos que salen de la solución del agua antes de que el punto de presión de vapor sea alcanzado. Dichos gases regresan a la solución muy lentamente. Estos gases usualmente se mueven con el agua en forma de grandes burbujas que reducen el flujo en la sección transversal de la tubería y tienden a interrumpir el flujo en la sección transversal de la tubería y tienden a interrumpir el flujo. Por esta razón, la presión negativa no debería ser permitida a exceder aproximadamente de $(2/3)$ de la carga barométrica en cualquier sección de la línea de conducción (normalmente, 7 a 8 metros)

B.5. TRAZO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Consideraciones Básicas..

Los aspectos que deben tomarse en cuenta para tomar la decisión de un trazo definitivo de la línea de conducción son:

B.5.1. TOPOGRÁFICOS.

Para efectos del presente trabajo, se obtuvo en el INEGI una carta topográfica de la región Ixtapan de la Sal a escala 1:50,000 como apoyo para el trazo de la línea. Una vez trazada la ruta, se procedió a obtener el perfil con las características topográficas para evitar que, con respecto a la línea piezométrica, se tengan puntos o cargas muy altas porque influyen en el tipo y clase de la tubería incrementando el costo de la obra, por lo tanto se tiene que cuidar que la línea trabaje a las menores cargas posibles.

Cabe aclarar, que debido a lo accidentado del terreno (existen grandes pendientes, ya que el manantial se ubica en las faldas de una ladera) y además, de que existe infraestructura hidráulica (canal para riego y tuberías de 3 y 4 pulgadas, que abastecen a la Cabecera Municipal), que se puede aprovechar para evitar que se incremente el costo, se propone que nuestro trazo siga la misma trayectoria de la infraestructura existente.

B.5.2. TIPOS DE TERRENO.

Este concepto es importante puesto que se tiene que conocer que tipo de suelo es a lo largo del trazo de la línea por la posible realización de excavaciones para enterrar la tubería si fuera necesario por el material de los tubos a usar, si se diera el caso de topar con un monto rocoso, la excavación o perforación en este material incrementa considerablemente el costo y dificulta más la maniobra de instalación; también se debe considerar la dirección del escurrimiento para evitar filtraciones o deslaves en las instalaciones propias de la conducción durante la construcción y la vida útil de la misma.

Auxiliándonos de una carta geológica editada por el INEGI se ubicaron los lugares por donde cruza nuestra línea e identificamos el tipo de subsuelo y sus características. Las zonas adyacentes a la línea son en su mayor parte boscosas por lo que la superficie del terreno está cubierta por una capa vegetal que va desde los 40 hasta los 120 cm. de profundidad, más abajo se localizan estratos de material tepetate bien consolidados y en algunas zonas hay mantos de conglomerados y aluviones, también existen macizos rocosos que se ubican a mayor profundidad, los que afloran se localizan en las partes más altas de la serranía o en los márgenes de los arroyos pero no representan ningún problema para la línea de conducción.

B.5.3. CRUZAMIENTOS Y AFECTACIONES.

Una vez definida la ruta que seguirá la línea de conducción trazada en la carta topográfica es obligada la realización de uno o varios recorridos a pié para verificar personalmente que no haya cruces de la línea por terrenos ejidales o propiedades privadas que puedan acarrear conflictos de tipo social afectando considerablemente a nuestro diseño. Ese mismo recorrido servirá para ubicar en caso de existir los sitios más apropiados para hacer cruces en carreteras, caminos rurales, arroyos, etc. procurando llevar la línea, de ser posible, por zonas comprendidas dentro de los derechos de vía federal asignados para carreteras, vías férreas, líneas de energía eléctrica, etc.

B.5.4. COSTOS DE EJECUCIÓN.

El objetivo primordial después de realizado el análisis preliminar del proyecto, es que la línea sea óptima en cuanto a funcionamiento hidráulico y que los costo de ejecución y mantenimiento sean mínimos, para ello deben analizarse todas las posibilidades existentes como son: el tipo y clase de la tubería a usar, el diámetro económico, si será superficial o enterrada, que en nuestro caso fue superficial sin protección y su funcionamiento será por gravedad.

B.6. ESTUDIO GENERAL DE LA TOPOGRAFÍA.

Como se menciona en el capítulo anterior la región que nos ocupa es muy irregular con accidentes topográficos de consideración que impidieron realizar otras alternativas de trazo, además de contar con infraestructura existente que se puede aprovechar, lo cual se puede apreciar en las ilustraciones. Por ser un clima templado se tienen en época de lluvias, tormentas que durante el paso del tiempo han creado arroyos de tipo torrencial e intermitentes. También existen algunos precipicios que restan libertad al proyecto, restringiendo la cantidad de posibles rutas para línea de conducción.

A pesar que se intentaron realizar algunos otros estudios topográficos los cuales se hicieron en base en la carta topográfica que contiene curvas de nivel a cada 10 mts. y por ello, la precisión se tomo con reservas

La línea seguirá las curvas de nivel procurando que la pendiente sea suave, con cotas que varían desde los 999.79m a los 984.39 m, en total tenemos una carga de 15.40 mts. que es la diferencia de niveles entre la obra de toma y el tanque de llegada.

En la figura 18 (ver anexo III) se muestran trazadas sobre una sección de la carta topográfica las tres alternativas para la línea de conducción desde el manantial ojo de agua hasta el tanque regulador ubicado en la parte alta de la localidad de la segunda manzana. Si trazamos una línea recta entre el manantial y el tanque de llegada se observa que la línea quedaría suspendida, ya que atravesaría un gran desnivel.

CAPÍTULO III

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE

CONDUCCIÓN

III.- DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

Puesto que la alternativa seleccionada será del funcionamiento por gravedad, se tuvo que cuidar que se consuma por pérdidas cierta carga disponible del perfil en cuestión.

Con los datos que se obtuvieron de los trazos planimétricos y altimétricos se pudo determinar el tipo de tubería, el diámetro teórico y comercial y la clase de tubería, que está en función de la presión de trabajo.

A).- DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO, MATERIAL Y CLASE DE TUBERÍA.

A. 1. DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.

$$Q_{md} = 1.056 \text{ Lps} = 0.004056 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para este espacio se estiman las pérdidas secundarias (h_s) como un 5% de las pérdidas por fricción (h_f).

$$h_t = h_f + h_s$$

$$\text{pero } h_s = 0.05 h_f$$

$$h_t = h_f + 0.05 h_f = 1.05 h_f$$

La carga disponible es de 15.40 m. y la longitud es de 1,625.10

$$h_t = 15.40 \text{ m.}$$

$$\text{de donde } h_f = 15.40/1.05 = 14.66 \text{ m.}$$

Existen varias fórmulas para el cálculo de las pérdidas por fricción en seguida mencionaremos algunas.

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

Darcy-Weisbach

$$V = 0.355 C D^{0.54} S^{0.54}$$

Hazen-Williams

$$V = C (R, S)^{1/2}$$

Chezy

$$C = \frac{87}{1 + [A / (R, S)^2]}$$

Bazin

$$V = \frac{1}{n} R h^{2/3} S^{1/2}$$

Manning

Se empleará:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{10}}$$

Despejando "D" nos queda:

$$D = \left[\frac{10.3 n^2 Q^2 L}{h_f} \right]^{1/4}$$

Tomaremos para este cálculo tubería de hierro galvanizado con $n = 0.014$ (coeficiente de rugosidad de Manning)

$$D = \left[\frac{10.3 (0.014)^2 (0.004056)^2 (1.625 \cdot 10)}{14.66} \right]^{1/4} = 0.0957484 \text{ m} = 9.5748 \text{ cm} = 3.7696 \text{ pulg}$$

$D = 0.0957484 \text{ m}$, que es el diámetro teórico, el diámetro comercial inmediato es $D = 0.1016 \text{ m}$, que son 4 pulgadas, entonces las pérdidas por fricción para un diámetro de 4 pulgadas serán:

$$h_f = \frac{10.3 (0.014)^2 (0.004056)^2 (1.625 \cdot 10)}{(0.1016)^{4.75}} = 10.6836$$

$h_f = 10.6836 \text{ m} \leq 14.66 \text{ m}$ revisando la velocidad tenemos:

$$Q = VA \text{ donde}$$

$A = 0.0081073 \text{ m}^2$ para 4 pulgadas de diámetro, entonces:

$$V = \frac{0.004056}{0.0081073} = 0.5002898$$

$V = 0.5002898 \text{ m/s}$ $0.3 \text{ m/s} \leq (0.5002898 \text{ m/s}) \leq 5 \text{ m/s}$ aceptable

Concluyendo, el diámetro que tomaremos como base es el de 4 pulgadas (100mm).

A.2. CLASE DE TUBERÍA.

La carga de velocidad será $h_v = V^2 / 2g$ $h_v = 0.0127569$

La carga de presión al final de la línea será:

$$h_p = h_t - h_f - h_s - h_v$$

sustituyendo tendremos:

$$h_p = 15.40 - 10.6836 - 0.5342 - 0.0127569 = 4.1694 \text{ m.}$$

donde:

h_t = carga total disponible.

h_f = pérdidas por fricción

h_s = pérdidas locales o secundarias (que para este caso se supusieron como el 5% de h_f)

h_v = carga de velocidad.

La presión a la que trabaja la tubería, al final de la ruta será de 3.1694 m. columna de agua, que son 0.41694 Kg./cm². Hay que tener en cuenta que estos resultados son de carácter preliminar, ya que el análisis definitivo se hará por partes, examinando tramo por tramo a lo largo de la línea tomando en cuenta los fenómenos transitorios.

A.3. TIPO DE TUBERÍA.

Para tomar la decisión final sobre qué tipo de material que se empleará en la tubería, se debe hacer un análisis de costos de toda la línea, pero por ahora son suficientes las siguientes razones para elegir al al fierro galvanizado (Fo. Go.) como material a usar ya que por el tipo de terreno (accidentado es el más conveniente para su construcción exterior superior a algunos otros como el asbesto-cemento y p.v.c.), por esta causa se toma la decisión de que la tubería se instalará en forma exterior.

Por otra parte debido a la presión que se someterá la tubería, se deduce que la clase de tubería debe ser clase "N" con número de cédula 40, que son las especificaciones para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado del Gobierno del Estado de México.

A.4. REVISIÓN DEL FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

Para hacer la revisión hidráulica se toman en cuenta las pérdidas por fricción y las pérdidas locales como un 5% de las anteriores para simplificar los cálculos, pero posteriormente se analizarán dichas pérdidas de manera individual aplicando el método correspondiente. Otro parámetro involucrado es el coeficiente de Manning (n), y para facilitar la evaluación nos auxiliamos de la tabla que se muestra a continuación que nos da como resultado un factor que multiplicado por la longitud

de cada tramo nos da las pérdidas por fricción que le corresponde al mismo para lo cual tenemos las siguientes expresiones:

$$hf = KLQ^2 \quad \text{donde}$$

$$k = \frac{10.3 n^2}{D^{5.33}}$$

L= Longitud de cada tramo(m)

Q= Gasto(m³/s)

D= Diámetro en (m)

La tabla número 19 (ver anexo III), nos permitió analizar 4 diámetros diferentes, con el material que es el más favorable a utilizarse (fierro galvanizado): a continuación se mencionan los resultados que se obtuvieron de las tablas números: 20, 21,22 y 23 (ver anexo III), así como de la figura número 24 (ver anexo III) para cada uno de los diámetros, estudiados y analizados.

En la tabla número 20 y figura número 24(ver anexo III), que corresponde a la tubería de 3 pulgadas, se puede apreciar claramente, que tiene demasiadas perdidas de carga a todo lo largo de la tubería, ocasionando que la línea piezométrica pase por debajo del perfil del terreno, provocando con ello presiones negativas (por debajo de la presión atmosférica), lo cual se debe evitar a toda costa, para no transportar el agua en dos estados físicos (parte en estado líquido y parte en estado gaseoso).

En el caso de la tabla número 21 y figura 24 (ver anexo III), que corresponde a la tubería de 4", se tienen pérdidas de carga aceptables, que permiten que el agua se transporte con presiones y velocidades adecuadas.

Para los últimos casos analizados, que corresponden a las tuberías de 6 y 8 pulgadas, se ilustran en las tablas con números 22 y 23, así como gráficamente en la figura 24 (ver anexo III). sucede exactamente lo contrario de la tubería de 3 pulgadas, es decir se tienen pérdidas de carga muy pequeñas lo que provoca que las presiones de trabajo sean elevadas y con velocidades muy bajas (por debajo de las especificaciones y recomendaciones del Gobierno del Estado de México: es decir: 0.3 m/s ($D_{\text{int}} = 0.22235 \text{ m}$, $v = 0.125072 \text{ m/s}$) $\leq 5 \text{ m/s}$), lo cual provocaría azolvamiento y sedimentación a lo largo de la línea.

Por lo ya expuesto en capítulos anteriores, el material de la línea de conducción deberá ser de fierro galvanizado y colocada en forma exterior (debido a la Topografía, Geología e Infraestructura existente); a demás, con este análisis comparativo se confirma que el diámetro deberá ser de 4 pulgadas.

B).- ANÁLISIS ECONÓMICO BENEFICIO COSTO.

Considerando que el objetivo primordial, de la realización de un proyecto, consiste básicamente, en brindar un beneficio mayor y óptimo (a habitantes, comunidades, industria, etc.) con un costo bajo; partiendo de esta idea, se analiza el costo de cada una de las tuberías que se estudiaron en el inciso "A)", para lo cual por medio de la tabla que se muestra a continuación se realiza esta comparación. No se efectuó un análisis con diferentes materiales que no sea fierro galvanizado, debido a lo expuesto anteriormente en el capítulo 2 y en el inciso A.4 de este mismo, se expone nuevamente que por lo accidentado del terreno y a su conformación geológica y a demás de que la tubería será instalada en forma superficial, no se justifica emplear P.V.C. , Fo.Fo. ó algún otro material.

# OBL.	COSTO P/ M. (S)	COSTO TOTAL PARA 1625 10 m (S)	FUNCIONAMIENTO	BENEFICIO PARA 1947 HABITANTES.	OBSERVACIONES.
3	145.54	236,517.05	MALO	NULO	No por ser el más económico es la mejor opción
4	211.43	343,594.89	BUENO	BUENO	Es la mejor opción, tiene economía como por funcionamiento
6	366.07	594,900.35	MALO	NULO	Son escasos y para este proyecto poca funcionales
8	526.60	855,875.17	MALO	NULO	Son escasos y para este proyecto poca funcionales

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a los resultados de los análisis físico-químicos, que realizó el Gobierno del Estado de México, se recomienda que el agua a suministrar reciba un tratamiento previo a la entrega, que puede ser aplicando gas-cloro por medio de un dosificador rustico

Con los datos obtenidos del análisis y diseño de la línea de conducción, se concluye que el diámetro de la tubería debe ser de 4 pulgadas, para conducir el gasto de diseño de 4.056 lps. y debido a la topografía, geología e infraestructura de la zona, se recomienda que la tubería sea colocada en forma exterior, por lo que el material sugerido a utilizar con relación a su resistencia y aun menor costo posible, debe ser de fierro galvanizado (f.o.g.), por otra parte, tomando en cuenta las especificaciones del Gobierno del Estado de México, se dice que por la presión (tanto normal, como por la provocada por el golpe de ariete, al cerrar alguna válvula) a la que se someterá dicha tubería deva ser clase "N" con número de cédula "40", que tiene una resistencia a la presión de 85 a 135 Kg/cm².

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- A) Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia.-A.2.3.,Conducciones a Presión, C.F.E., México, 1981.**
- B) Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, Linsley R.K. y Franzini J.B., Edit., CECSA, México, 1984.**
- C) Fundamentos de Hidráulica, Silvestre Paschoal, Edit. Limusa, México, 1983.**
- D) Hidráulica General, Sotelo G., Edit. Limusa, México, 1974**
- E) Abastecimiento de Agua Potable y Disposición y Eliminación de Excretas, Pedro López Alegria, Edit. Instituto Politécnico Nacional, México 1990.**
- F) Teoría del Golpe de Ariete y sus aplicaciones en Ingeniería Hidráulica, Mancebo del Castillo Uriel, Edit. Limusa, México, 1987**
- G) Bases para el Diseño Hidráulico de Sistemas de agua Potable y Alcantarillado, Edit. Gobierno del Estado de México.**
- H) Guía para elaborar Proyectos de Sistemas de agua Potable y Alcantarillado, Edit. Gobierno del Estado de México.**
- I) Normas, Especificaciones Generales y Técnicas para la construcción de Sistemas de agua Potable y Alcantarillado, Edit. Gobierno del Estado de México.**

ANEXO I CAPTACIÓN

OBRAS DE CAPTACIÓN

GENERALIDADES

La obra de toma en un manantial, es aquella por medio de la que se aprovecha el afloramiento del agua subterránea que brota a la superficie.

Antes de efectuar la obra de captación, se realiza un estudio metódico de las fuentes de abastecimiento de que se disponen, las cuales deben estar contenidas en un radio que racionalmente justifique su elección.

De acuerdo a las características del manantial motivo del proyecto, éste se puede clasificar como tipo ladera, ya que presenta una topografía que permite realizar una cámara colectora con un mínimo trabajo de excavación para utilizarlo como aprovechamiento del proyecto de abastecimiento de agua para la Segunda Manzana de Almoloya de Alquisiras, dado que cuenta con un gasto suficiente para sus requerimientos.

Manantiales

Los manantiales pueden tener su afloramiento en fisuras de la roca o de los paramentos expuestos de estratos porosos o en cualquier parte donde el agua del subsuelo tiene salida a la superficie.

- 1º- Los que manan de las fisuras de las capas de roca.
- 2º- Los que brotan de los estratos de roca meteorizada por encima o al lado del lecho de roca
- 3º- Aquellos que brotan en terreno aluvial.

d) Manantiales en estratos de roca

Se procede a quitar toda la tierra y roca meteorizada por encima y alrededor del punto donde emerge el agua, de manera que quede desnudo el lecho de la roca. El agua que brota de la roca se recoge en un pequeño depósito que se construye y a partir del cual se conduce mediante tuberías al sitio de consumo.

e) Manantiales en roca meteorizada

En este caso el agua brota de las capas de rocas parcialmente sueltas, arrastrando mucha arena. Las fuentes son depósitos pequeños o poco profundos en los cuales entra el agua de lluvia, por lo que frecuentemente son turbias en razón del contenido de materia en suspensión, por lo que se debe construir un desarenador o cámara de sedimentación antes de entrar en el tanque o depósito de agua clara, es necesaria también una conducción auxiliar por la que pueda pasar el agua cuando se va a limpiar o dar mantenimiento al desarenador.

f) Manantiales en terrenos aluviales

Los manantiales en regiones inferiores de terreno aluvial, se presentan principalmente en depresiones de tipo de canal, como los valles de los grandes ríos.

g) Galerías filtrantes

Una galería intercepta el agua en forma más completa que un pozo, consiste en construir canalizaciones por debajo del nivel freático, en los estratos acuíferos próximos a los cursos de agua, de modo que recojan las infiltraciones de la corriente.

Las principales fuentes de abastecimiento de aguas subterráneas son los pozos y manantiales. Desde el punto de vista bacteriológico, son buenos estos tipos de aguas, pero presentan inconveniente en sus propiedades físicas y químicas.

Obras de toma en la captación de aguas subterráneas

Toda obra de captación requiere de una obra de toma, y en el caso de las aguas subterráneas se pueden clasificar en:

a) Obra de Toma en Manantial.

Es la obra mediante la cual se aprovecha el escurrimiento subterráneo que brota a la superficie.

La captación se lleva a cabo en cámaras colectoras, cerradas e impermeables, generalmente de concreto reforzado, mampostería de tabique o piedra cimentada directamente en un suelo impermeable, se tienen que llevar a cabo excavaciones, para propiciar con esto que se retire del lugar el cieno, las rocas intemperizadas y otros fragmentos de material mineral, por lo regular carbonato de calcio, que el agua deposita al escurrir.

Esta operación se realiza cuidadosamente, sobre todo en terrenos fisurados, para evitar que el manantial se desvíe o desaparezca por una fisura, se debe evitar el uso de explosivos, ya que esto puede originar que la corriente subterránea y el propio manantial cambien su escurrimiento.

Previo a la selección de este tipo de obra de captación se hace un reconocimiento con el fin de obtener información sobre las características y cualidades del acuífero, la calidad del agua, el rendimiento en las distintas épocas del año, la topografía de la zona circundante, así como el detectar las posibles fuentes de contaminación que puedan afectar nuestro aprovechamiento.

Este tipo de captación se realiza aprovechando la fuerza de gravedad para recolectar en las cámaras colectoras el agua que emana del subsuelo y posteriormente su conducción hasta el sitio donde se le dará uso a esta agua recolectada.

Los diseños de obras de captación de manantiales se realizan para los dos tipos más comunes que existen:

- Manantiales de tipo ladera, con afloramiento de agua freática.
- Manantiales con afloramiento vertical, tipo artesiano.

El diseño de la obra se hace para captar el Gasto Máximo Diario de proyecto, siempre y cuando se obtenga en el mayor número de meses del año, principalmente en el estiaje. Esta precaución es muy importante para los manantiales con afloramiento de agua freática, dado que su gasto aumenta en época de lluvias y disminuye, o a veces se agota en el estiaje. Los manantiales artesianos tienen un régimen hidráulico menos irregular.

Para el diseño hidráulico y en general para el proyecto de la caja de captación, es indispensable estudiar con todo cuidado su localización topográfica (en planta y perfil), el área de los afloramientos, si se forma de inmediato una corriente en su salida como sucede en los manantiales tipo ladera, o una pequeña laguna, antes de formar el escurrimiento, se mide el tirante en la zona de afloramiento en los meses de máxima aportación. Esta información y los aspectos del proyecto, se toman como base para el dimensionamiento de la caja, la localización del tubo de desagüe, la toma y el vertedor de demasías.

Es conveniente tomar en cuenta, que la elevación de la plantilla de la toma, se ubicará por arriba del tubo de desagüe, asegurando la carga hidráulica requerida, cuyo valor mínimo está dado por la siguiente expresión:

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{k v^2}{2g}$$

Donde:

h = Carga hidráulica mínima, m.

v = Velocidad de escurrimiento del agua, m/seg

g = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/seg²

k = constante de la pérdida por entrada, 0.5

La carga hidráulica se mide desde el eje del conducto de toma hasta la plantilla del vertedor de demasías.

- b) Obras de toma en norias o pozos someros excavados.
- c) Obras de toma a través de pozos perforados, someros y profundos.

DISEÑO DE LA OBRA DE CAPITACIÓN

DESCRIPCIÓN

Las obras hidráulicas de captación para el manantial Ojo de Agua, consisten básicamente de una caja empotrada en posición completa de retroacuífero y construidas de mampostería y, constan de: un desarenador con bocatoma y desagüe con válvula y, caja de válvulas adosada a la de captación.

Este tipo de captaciones poseen la virtud de completa libertad de afloramiento ya que las presiones hidrostáticas de la captación quedan bajo el nivel mínimo del acuífero.

Obra de Desvío

La obra de desvío se lleva a cabo por medio de costalera, trabajando por etapas, para evitar que el agua afecte los trabajos.

CARACTERÍSTICAS HIDROMÉTRICAS E HIDRÁULICAS

El caudal del manantial quedará dividido en cinco gastos, dos para la Cabecera Municipal uno para la zona de riego, uno para la Segunda Manzana (5 l.p.s.) y otro más para la Cuarta Manzana de Almoloya de Alquisiras (5 l.p.s.). La línea de conducción se diseña con el Q_{max} , que para este caso es de 4,056 l.p.s., requiriendo tubería con diámetro de 0.10 m (4") debido a condiciones topográficas e hidráulicas y situación de área servida, esta línea es de régimen hidráulico supercrítico por lo que la bocatoma debe calcularse como tubería a presión con la siguiente fórmula:

$$H = (1 + K) \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

H = Carga de presión en la clave de la bocatoma

K = Coeficiente de fricción causante de la pérdida de carga

K = 0.5

g = Aceleración debida a la gravedad

v = Velocidad en la bocatoma y en la línea de conducción, en este caso es:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(0.004056)}{3.1416(0.1016)^2} = 0.5 \text{ m/seg}$$

entonces la carga a lomo de tubo es:

$$H = \frac{1.5(0.5)^2}{19.62} = 0.0191 \text{ m}$$

ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA OBRA DE CAPTACIÓN

Los elementos que conforman una obra de captación deben tomarse muy en cuenta, ya que con ellos se puede obtener un sistema óptimo en su operación. (Agregar más)

Estructuras de Entrada

Son estructuras que como su nombre lo indica, se instalan al inicio o a la entrada de este tipo de obra y consisten en: desarenadores, rejillas y orificios.

Rejillas

Con el propósito de impedir la entrada de cuerpos sólidos en la tubería de la línea de conducción, se utiliza una rejilla. La caja es apoyada directamente en la estructura de la pared de la caja de captación, ésta se construye con alambre galvanizado y con una separación de 3 mm.

Tanque Desarenador

Esta estructura se diseña para que en ella se decanten y eliminen las partículas con diámetro mínimo que ocasionan daños o degradación en las tuberías, bombas y válvulas.

Cuando se diseña un tanque desarenador, la variable que influye en mayor medida es la velocidad de caída de las partículas. El primer paso es determinar el diámetro de las partículas que deben depositarse en el tanque.

Para estar en condiciones de proyectar el desarenador de la obra de captación del manantial, se debe conocer la velocidad de caída, la cual se puede definir como la precipitación de una partícula dentro de un líquido en reposo ya que su peso sumergido tiende a equilibrarse con la fuerza que se opone a su caída, es decir, con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella.

En el instante en que ambas fuerzas se equilibran, la partícula alcanza su velocidad de caída terminal o final, ya que a partir de ese instante comienza a caer con velocidad uniforme.

a) Sedimentos

En forma genérica los sedimentos son las partículas procedentes de las rocas o suelos, que son acarreados por las aguas que escurren o por los vientos. El sedimento que se deposita en un gran cuerpo de agua recibe de ésta su estructura y carácter final.

b) Material que constituye el fondo del cauce

El granito forma aproximadamente el 95% de la parte superior de la corteza terrestre, aunque su mayor parte no está al descubierto, es la roca madre o fuente original de los sedimentos. Por la desintegración mecánica, el granito se convierte esencialmente en un conjunto de fragmentos o granos sueltos de feldespato y cuarzo que son acarreados por los ríos o corrientes de agua en forma de grava y arena; por acción química, parte del feldespato se convierte en arcilla que a diferencia del cuarzo es mucho más resistente.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

ANEXO II

PIEZAS ESPECIALES Y GOLPE DE ARIETE

SELECCIÓN DE PIEZAS ESPECIALES EN LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

PIEZAS ESPECIALES.

Las líneas de conducción deberán de ajustarse a los accidentes topográficos del terreno y a los cambios de dirección requeridos, por lo que es indispensable el uso de ciertas estructuras como los atraques, las cajas rompedoras de presión, para darle continuidad a la línea y a su flujo, así como los distintos accesorios para lograr los cambios de dirección de la línea, las conexiones de las tuberías, los cambios de diámetros, accesos a válvulas, etc.; a estas estructuras y accesorios se les denomina "Piezas especiales".

Para el llenado y el vaciado de la línea de conducción son de gran importancia las distintas clases de válvulas y de obras especiales.

Las válvulas se clasifican de acuerdo al servicio que ofrezcan, por ejemplo en la reparación y limpieza de la línea de conducción se encuentran las válvulas de control de compuerta y de mariposa, otras como válvulas de retención o check reductoras de presión; Por su modo de accionamiento pueden ser manuales, automáticas, y programables, y el dispositivo puede ser volante directo con reductor o por indicadores externos automáticos.

Para la selección de las válvulas se deberá de tomar en cuenta su función y servicio, el material de construcción, su capacidad de presión y temperatura. Una consideración muy importante es que estas cumplan con las normas y especificaciones que regulan la construcción y el uso de las mismas como lo son:

ANSI (American National Standard Institute)

MSS (Manufacturers Standard Society of the Valve and fitting Industry)

ASTM (American Society Testing of Materials)

API (American Petroleum Institute)

VÁLVULAS, CRITERIOS DE SELECCIÓN, USOS Y TIPOS.

Las válvulas en operación por estar a la intemperie deberán de ser protegidas con pintura epóxica para no ser destruidas por la corrosión.

Las válvulas de acuerdo a su funcionamiento se clasifican de la siguiente forma:

- a) Válvulas de control
- b) Válvulas eliminadoras de aire
- c) Válvulas de admisión y expulsión de aire
- d) Válvulas de desfogue
- e) Válvulas reductoras y reguladoras de presión.
- f) Válvula de no retorno

VÁLVULAS DE CONTROL.

Su función es de bloquear el paso del agua; generalmente se utilizan para interrumpir el servicio y efectuar alguna reparación o mantenimiento.

Las válvulas de compuerta también se instalan con el fin de drenar y vaciar la línea de conducción en las depresiones o cumpios, para que por gravedad se produzca el vaciado.

Como ejemplos de las válvulas de control tenemos las de Compuerta, Mariposa y de Globo.

VÁLVULAS ELIMINADORAS DE AIRE

Este tipo de válvulas expulsa aire que se acumula en los puntos mas altos de una línea de conducción, pues de lo contrario se reduce el paso del agua provocando perdidas de presión que incluso pueden llegar a romper la tubería por compresión de la bolsa de aire. La salida del aire al exterior es automática.

Esta válvula permite dar salida al aire que contiene el agua que circula en un tubería de conducción, este aire se va acumulando en los puntos altos y cambios de pendiente y conforme aumenta el volumen reduce el área efectiva de flujo;

pudiendo ocasionar inclusive una interrupción de toda la sección, por lo que, con la instalación de estas válvulas se evitan estos problemas, ya que irá eliminando continuamente el aire acumulado. Existen varios modelos de estas válvulas, pero básicamente constan de una cámara donde elevan un flotador para cerrar un orificio existente en la parte superior y que baja cuando la cantidad de aire adquiere cierto volumen, permitiendo automáticamente la salida del aire acumulado

VÁLVULAS DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE

Estas válvulas expulsan grandes cantidades de aire cuando una tubería se esta llenando y por otro lado dejan entrar aire del exterior cuando un tubería se esta vaciando, aliviando de esta forma la presión negativa y evitando que la tubería se oplaste por el efecto de la presión atmosférica.

La válvula combinada para aire esta constituida por dos válvulas, un eliminadora de aire, acoplada a otra de admisión y expulsión de aire; la primera permite desvargar pequeñas y continuas cantidades de aire, lo que por su diseño la segunda no lo permite realizar.

VÁLVULAS DE DESFOGUE

Esta válvula se coloca en los puntos mas bajos de la línea de conducción, con la finalidad de drenar la tubería para posibles inspecciones o reparaciones.

Las válvulas de desfogue generalmente son de compuerta y se instalan en la generatriz inferior del tubo, el desagüe se efectúa hacia un barranco o cauce cercano.

VÁLVULAS REDUCTORAS Y REGULADORAS DE PRESIÓN

Estas válvulas reducen automáticamente la presión aguas abajo de las mismas, dependiendo del caudal circulante y de la presión aguas arriba hasta regularlo a un valor prefijado y admisible para la línea aguas abajo.

El pisto de cierre se autorregula, por medio de conexiones, con la presión existente antes y después de la válvula.

Se usa para proteger el equipo de bombeo y las tuberías, de las sobrepresiones producidas por los fenómenos transitorios. Esta válvula puede calibrarse y esta diseñada para abrir automáticamente y descargar al exterior, cuando la presión en la línea sea mayor que aquella a la que fue calibrada. Según el modelo consta de un pistón que es accionado por la presión del agua para moverse hacia arriba del cuerpo de la válvula, a este movimiento se opone un resorte con presión controlable, según se desee calibrar la presión de flujo.

VÁLVULA DE NO RETORNO

El objeto de esta válvula consiste en dejar pasar el agua en un solo sentido y automáticamente impedir que lo haga en sentido inverso. para ello consta de una placa con charnela a manera de compuerta y casi equilibrada con su peso para ser movida y quedar abierta, con la ayuda del agua que circula en el sentido deseado. La válvula check es un ejemplo típico de estas funciones

VÁLVULAS DE SECCIONAMIENTO

UTILIZACIÓN. Las válvulas de seccionamiento se emplean en una línea de conducción para lograr el aislamiento de ciertos tramos de la tubería con el objeto de proporcionar mantenimiento o bien provocar el suministro en otros tramos ya que de no hacerse de esta manera el abastecimiento se interrumpiría.

CRITERIO DE DISEÑO. El criterio para diseñar este tipo de válvulas es comparar el costo de la válvula contra el costo que producen sus pérdidas a diferentes aperturas, de este modo se selecciona la válvula que presente poca variación de pérdidas de energía para un amplio rango de aperturas en diferentes condiciones de funcionamiento.

VÁLVULAS DESFOGUE.

CRITERIO DE UTILIZACIÓN. La válvula de descarga o desfogue se utiliza para vaciar la tubería en un tiempo determinado con el objeto de darle mantenimiento. Estas válvulas se instalan en los puntos mas bajos de la línea de conducción. Para este fin se pueden utilizar las válvulas de compuerta, de mariposa, de esfera y de globo.

CRITERIO DE DISEÑO. Se diseña para vaciar el volumen de agua contenido en las tuberías en un determinado tiempo el modelo que se emplea es el de la descarga a través de un orificio de un depósito con carga variable

PIEZAS ESPECIALES Y JUNTAS DE DILATACIÓN

CODOS (Deflexiones horizontales y verticales)

De acuerdo al diseño del diámetro, material y clase para nuestra línea de conducción se utilizaran codos de 4" de diámetro, Clase 40 en Fierro Galvanizado. Los codos serán marca MYMACO de 11° 15', 22°30', 45°, 90°

A continuación la ubicación y cuantificación de piezas de distintos ángulos.

CODOS HORIZONTALES.

Codo	Cadenamiento	Angulo de	Tipo de Codo
C-2	0+030.15	169	22° 30'
C-3	0+053.15	173	11°15'
C-4	0+071.80	165	11°15'
C-5	0+085.58	171	11°15'
C-6	0+103.45	163	11°15'
C-7	0+129.60	166	11°15'
C-8	0+152.61	167	11°15'
C-9	0+197.32	171	11°15'
C-10	0+228.35	175	-
C-11	0+245.35	177	-
C-12	0+282.10	166	11°15'
C-13	0+308.70	176	-

Codo	Cadenamiento	Angulo de	Tipo de Codo
C-14	0+342.52	179	-
C-15	0+366.63	155	22° 30'
C-16	0+400.25	162	11° 15'
C-17	0+442.42	163	11° 15'
C-18	0+460.22	155	22° 30'
C-19	0+494.70	179	-
C-20	0+528.60	163	22° 30'
C-21	0+560.35	151	22° 30'
C-22	0+580.25	160	22° 30'
C-23	0+610.78	151	22° 30' + 11° 15'
C-24	0+653.80	153	22° 30'
C-25	0+683.55	173	11° 15'
C-26	0+710.15	145	45°
C-27	0+751.70	167	11° 15'
C-28	0+820.00	167	11° 15'
C-29	0+845.90	169	11° 15'
C-30	0+881.30	169	11° 15'
C-31	0+896.05	154	22° 30'
C-32	0+921.75	179	-
C-33	0+955.70	106	22° 30' + 45°
C-34	0+993.12	104	22° 30' + 45°
C-35	1+007.50	152	22° 30'
C-36	1+040.00	167	11° 15'
C-37	1+048.80	157	22° 30'
C-38	1+072.30	157	22° 30'
C-39	1+084.60	145	45°
C-40	1+101.40	154	22° 30'
C-41	1+112.20	166	11° 15'
C-42	1+125.10	168	11° 15'
C-43	1+135.00	135	45°
C-44	1+153.80	104	45°
C-45	1+222.00	147	45°
C-46	1+241.80	145	45°
C-47	1+284.30	154	22° 30'
C-48	1+293.80	159	22° 30'
C-49	1+312.10	159	22° 30'
C-50	1+321.00	167	11° 15'
C-51	1+355.00	174	-
C-52	1+381.10	97	90°
C-53	1+419.00	178	-
C-54	1+454.00	180	-
C-55	1+494.10	164	11° 15'
C-56	1+509.00	155	11° 15'
C-57	1+526.00	146	45°

Codo	Cadenamiento	Angulo de	Tipo de Codo
C-58	1+535.50	148	45°
C-59	1+558.70	163	11°15'
C-60	1+590.40	145	11°15'

CODOS VERTICALES.

Codo	Cadenamiento	Angulo de	Tipo de Codo
C-2	0+030.15	179	-
C-3	0+053.15	158	22° 30'
C-4	0+071.80	161	11°15'
C-5	0+085.58		11°15'
C-6	0+103.45	165	11°15'
C-7	0+129.60	169	11°15'
C-8	0+152.61	151	22° 30'
C-9	0+197.32	173	11°15'
C-10	0+228.35	166	11°15'
C-11	0+245.35	140	45°
C-12	0+282.10	124	45°+11°30'
C-13	0+308.70	146	45°
C-14	0+342.52	129	45°
C-15	0+366.63	162	11°15'
C-16	0+400.25		11°15'
C-17	0+442.42	171	11°15'
C-18	0+460.22	163	11°15'
C-19	0+494.70	142	11°15'
C-20	0+528.60	149	22° 30'
C-21	0+560.35	171	11°15'
C-22	0+580.25	169	22° 30'
C-23	0+610.78	171	-
C-24	0+653.80	160	22° 30'
C-25	0+683.55	172	22° 30'
C-26	0+710.15	168	22° 30'
C-27	0+751.70	165	22° 30'
C-28	0+820.00	178	-
C-29	0+845.90	175	-
C-30	0+881.30	162	22° 30'
C-31	0+896.05	152	22° 30' + 11°15'
C-32	0+921.75	137	45°
C-33	0+955.70	94	90°
C-34	0+993.12	146	45°
C-35	1+007.50	171	22° 30'
C-36	1+040.00	152	22° 30'

Codo	Cadenamiento	Angulo de	Tipo de Codo
C-37	1+048.80	163	22° 30'
C-38	1+072.30	164	22° 30'
C-39	1+084.60		
C-40	1+101.40	171	22° 30'
C-41	1+112.20	177	22° 30'
C-42	1+125.10	180	-
C-43	1+135.00	149	45°
C-44	1+153.80	107	45°+11°30'
C-45	1+222.00	170	22° 30'
C-46	1+241.80	174	22° 30'
C-47	1+284.30	59	45°+11°30'
C-48	1+293.80	169	11°15'
C-49	1+312.10	134	45°
C-50	1+321.00	159	22° 30'
C-51	1+355.00	137	45°
C-52	1+381.10	106	22° 30'
C-53	1+419.00	175	-
C-54	1+454.00	119	45°+11°15'
C-55	1+494.10	166	11°15'
C-56	1+509.00	138	45°
C-57	1+526.00	92	90°
C-58	1+535.50	173	-
C-59	1+558.70	78	45°+22°30'
C-60	1+590.40	127	45°

ATRAQUES.

Los atraques son las estructuras para lograr la estabilidad de la línea de conducción es decir para evitar los movimientos de una tubería durante su operación por acciones de empuje hidrostático y dinámico, producidos por la presión y los cambios de dirección del flujo.

Para este proyecto debido a que la línea de conducción es paralela a un canal existente de concreto se aprovechará la estructura de este para soportar a la

tubería; en los casos que la línea se separa del canal y no sea posible utilizar su estructura se diseñaran los atraques con el siguiente criterio:

Diseño estructural de atraques.

Las fuerzas a considerar en el diseño serán:

- La fuerza de presión
- Peso del tubo
- Peso del agua

La fuerza F que se produce en un atraque esta definida por:

$$F = F_h + F_d$$

Donde:

F_h = Fuerza de presión

$$F_h = PA$$

F_d = Fuerza producida por el choque del agua al cambiar la tubería de dirección

$$F_d = \frac{\gamma Q V}{g}$$

γ = Peso específico del agua

A = Área del tubo

Q = Gasto

V = Velocidad del flujo

g = Aceleración de la gravedad

FENÓMENOS TRANSITORIOS

GOLPE DE ARIETE

Se denomina Golpe de Ariete a la variación de presión en una tubería, por encima o por debajo de la presión normal de operación, ocasionada por rápidas fluctuaciones en el gasto producidas por la apertura o cierre repentino de una válvula o por el paro o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por una interrupción de la energía eléctrica, cuando se utiliza en los motores que impulsan a las bombas.

Al cerrar la admisión de agua con la válvula, se origina un golpe de ariete positivo, como indica la línea piezométrica AB. Al cesar el movimiento de cierre termina la sobrepresión positiva AB y oscila hasta adquirir un posición negativa AC con respecto a la línea de carga estática, aproximadamente a igual distancia por debajo de ésta que la AB. Y entre estas dos líneas va oscilando la presión disminuyendo de intensidad hasta que la oscilación queda amortiguada por el rozamiento, remolinos o cambio de dirección de los filetes líquidos.

Cuando se abre la admisión, se crea el golpe de ariete negativo que indica la línea piezométrica, después que cesa el movimiento de apertura, la presión negativa GF, oscila hasta la positiva GH, elevándose esta por encima de la línea de carga estática, a menor distancia que la GF queda de ésta.

La línea de conducción debe de proyectarse para resistir en cada punto a una presión interna correspondiente a la máxima que produce el golpe de ariete positivo AB. Además la presión negativa AC no debe de quedar por debajo en ningún punto, de la arista superior del tubo, pues si se produce en el punto K, que

esta mas expuesto, un vacío parcial, habría peligro de aplastamiento si la tubería no tiene resistencia para soportar la presión exterior atmosférica.

Para el cálculo de sobrepresión del golpe de ariete en este proyecto de empleara la fórmula de Lorenzo Allievi para obtener el valor máximo que puede adquirir la sobrepresión, ya que fue deducida considerando las condiciones más críticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:

$$T = \frac{2L}{a} \text{ Tiempo de cierre}$$

La fórmula es

$$h_i = \frac{145v}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Etc}}} \text{ para } T = \frac{2L}{a}$$

Donde:

h_i = Sobrepresión de inercia por el golpe de ariete en m

v = Velocidad del agua en la tubería en m/s

Ea = módulo de elasticidad del agua, en Kg/cm^2

D = Diámetro de la tubería en cm

e = Espesor de la tubería en cm

Et = Módulo de elasticidad del material de la tubería en Kg/cm^2

L = Longitud de la tubería en m

a = celeridad de la onda de presión en m/s

CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE.

Cálculo de presión normal

Datos :

$$\begin{aligned} \text{Elevación normal} &= 999.79 \text{ m} \\ \text{Elevación de descarga} &= 984.39 \text{ m} \end{aligned}$$

Para calcular la presión normal se empleará la fórmula:

$$H = \text{Carga estática} + \text{pérdidas mayores} + \text{pérdidas menores}$$

$$\text{CARGA ESTÁTICA} \quad (999.79 - 984.39) = 15.40$$

PÉRDIDAS MAYORES

Para el cálculo de las pérdidas por fricción se recuerda que se empleó la fórmula de Manning.

$$h_f = K L Q^2 \quad \text{donde} \quad K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$$

Para tubo de fo. go. $n = 0.014$

$$K = \frac{10.3(0.014)^2}{(0.1016)^{16/3}} = 399.6319$$

$$h_f = (399.6319)(1629)(0.004056)^2 = 10.65$$

PERDIDAS MENORES

5% de las pérdidas Mayores = 0.53

$$\text{PRESIÓN NORMAL} = 15.40 + 10.76 + 0.53 = 26.58 \text{ M} = 2.66 \text{ Kg/cm}^2$$

SOBREPRESIÓN GOLPE DE ARIETE

$$h_1 = \frac{145 v}{[1 + (Ea D/Ete)]^{1/2}} \quad \text{para } T = \frac{2L}{a}$$

DATOS:

$$v = 0.500287 \text{ m/s}$$

$$Ea = 20670 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D = 10.16 \text{ cm}$$

$$e = 0.63 \text{ cm}$$

$$Et = 2000100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_1 = \frac{(145)(0.500287)}{[1 + (20670)(10.16)/(2000100)(0.63)]^{1/2}} = 67.16$$

Sobrepresión por G.A. = 67.16 m

Este valor de G.A. se presentara en algún momento repentino por la apertura o cierre de un válvula y como puede verse con mayor intensidad que la misma presión normal de operación de la tubería, que es de 2.66 Kg/cm².

El caso más crítico de funcionamiento se presenta con la suma de los dos efectos:

$$\text{PRESIÓN TOTAL} = 2.66 + 6.72 = 9.38 \text{ Kg/cm}^2.$$

ANEXO III
FIGURAS Y TABLAS

REGIONES Y CUENCAS HIDROLOGICAS

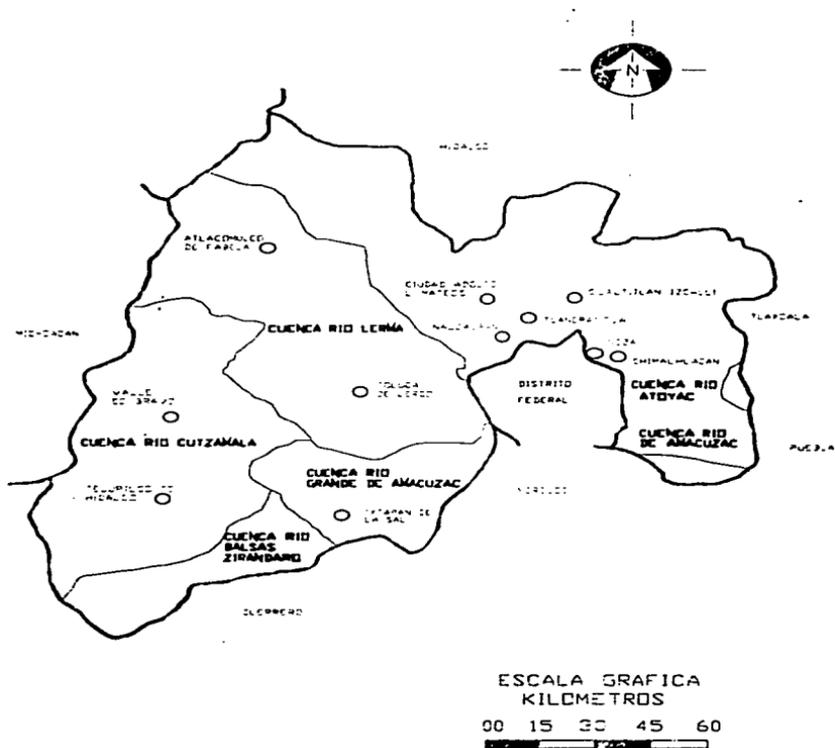


FIGURA 3

TOPOGRAFIA DEL MUNICIPIO DE ALMOLOYA DE ALOUISIRAS



FIGURA 4

AREA DE APORTACION DE
LA CUENCA PARA EL
MANANTIAL OJO DE AGUA

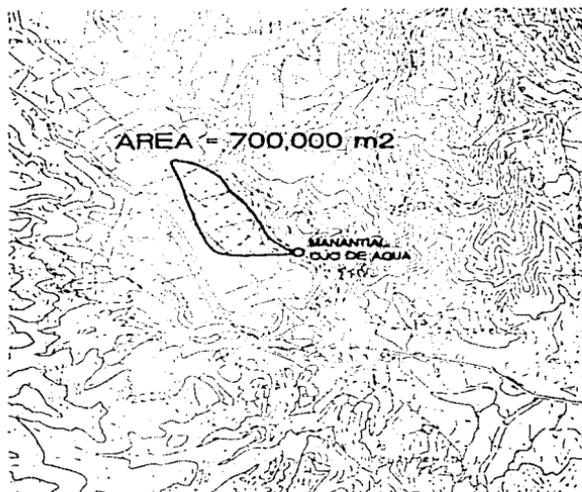
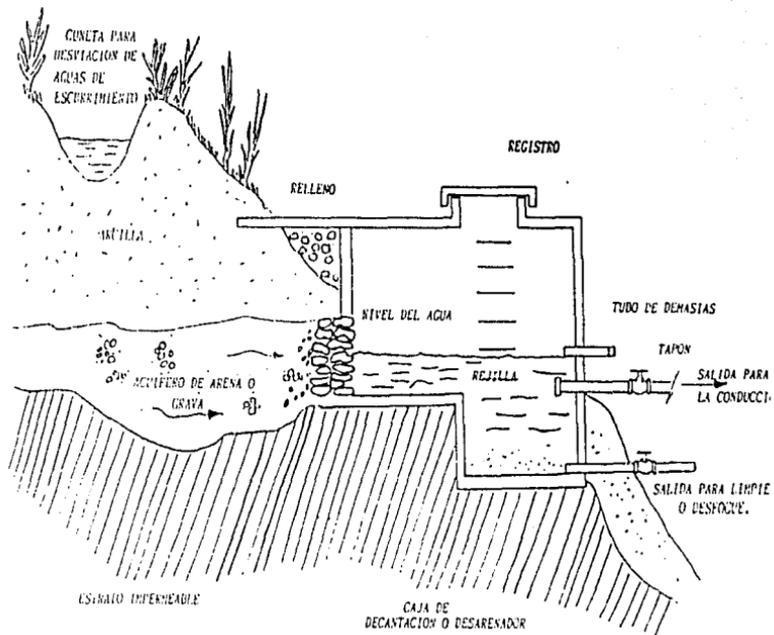


FIGURA 5



OBRA DE CAPTACION * MANANTIAL *.

FIGURA 8

LOCALIZACION DEL MANANTIAL OJO DE AGUA Y TANQUES DE PROYECTO

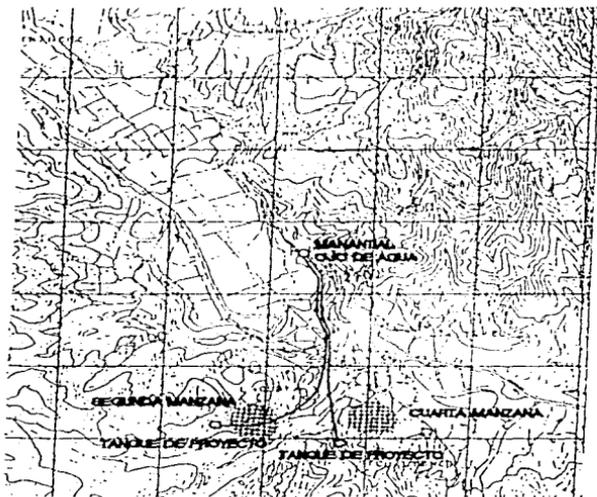


FIGURA 9

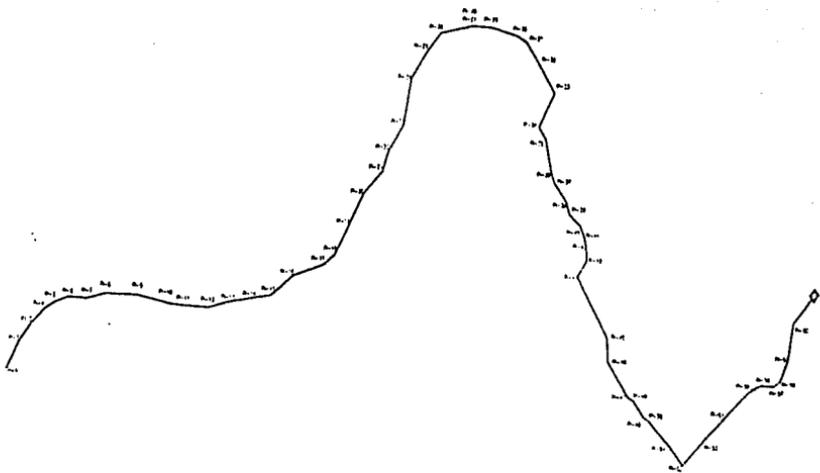


FIGURA 11

CURVA DE DEMANDA

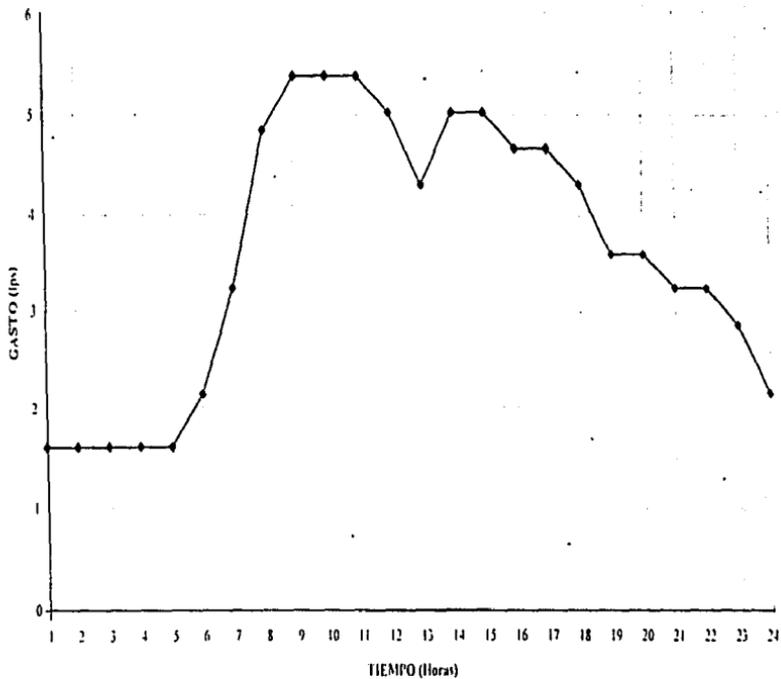


FIGURA 12

HIDROGRAMA DE CONSUMO

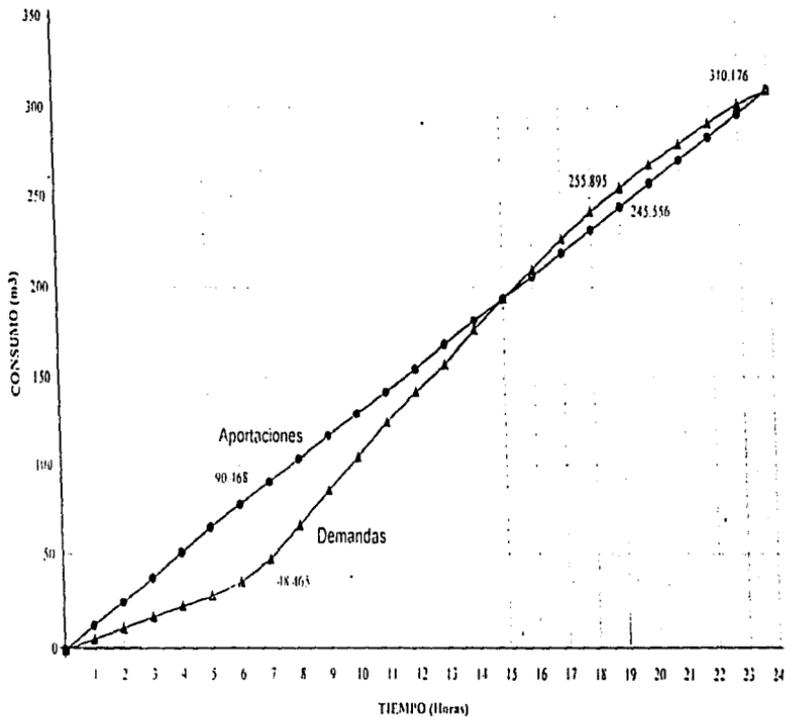
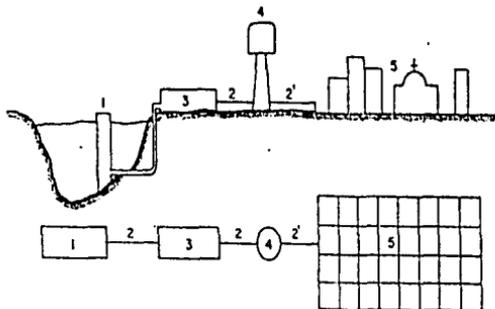


FIGURA 13



COMPONENTE	GASTO DE DISEÑO
1. FUENTE Y OBRA DE CAPTACION	Q_d
2. CONDUCCION	Q_{d_1}
2. CONDUCCION (ALIMENTACION A LA RED)	Q_{d_2}
3. POTABILIZADORA	*
4. TANQUE DE REGULACION	Q_{d_3}
5. RED DE DISTRIBUCION	Q_{d_4}
DONDE	
Q_d = GASTO MEDIO	
Q_{d_1} = GASTO MAXIMO DIARIO	$Q_{d_1} \text{ y } Q_{d_2}$ EN PROCESOS
Q_{d_3} = GASTO MAXIMO HORARIO	Q_{d_3} EN FUNCIONAMIENTO HORARIO
Q_{d_4} = GASTO MAXIMO	

FIG. COMPONENTES DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y SUS GASTOS DE DISEÑO

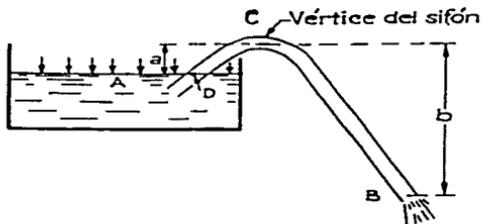


FIGURA 15

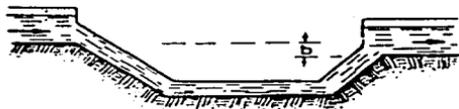


FIGURA 16

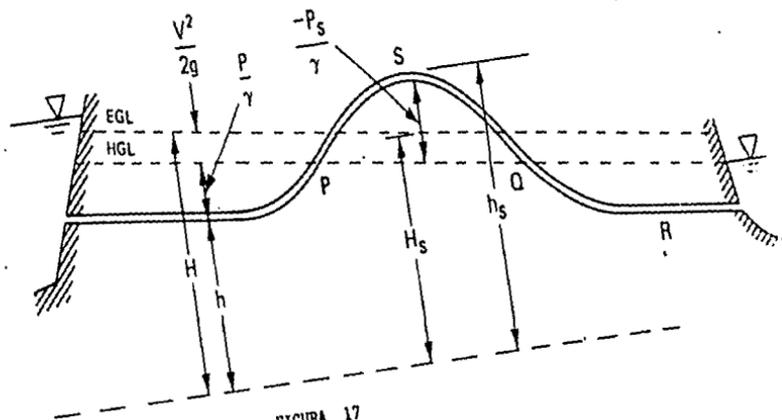


FIGURA 17

LOCALIZACION DEL MANANTIAL OJO DE AGUA Y TANQUES DE PROYECTO

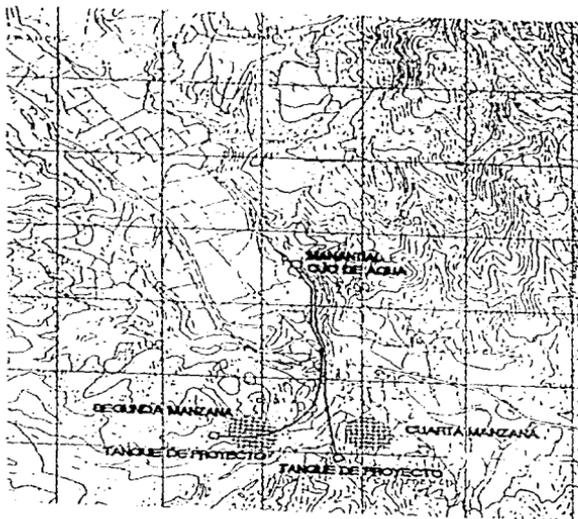


FIGURA 18

TABLA DE CALCULO DEL FACTOR "K" PARA LA FORMULA DE MANNING

$$hf = kLQ^2$$

donde: $k =$

$$10.3 n^2$$

$$D^{4/3}$$

Calculo del factor de las "hf" (perdidas por fricción) para multiplicar L (longitud) en tuberías de diferente diámetro										
MATERIAL	"D"(PUL.)	"D"(m)	n	n ²	10.3n ²	D ^{4/3}	"K"	GASTO(Q)	Q ²	FACTOR
ACERO	3	0.0762	0.014	0.000196	0.0020188	1.08916E-06	1853.532117	0.004056	1.64511E-05	0.030492709
	4	0.1016	0.014	0.000196	0.0020188	5.05165E-06	399.6319361	0.004056	1.64511E-05	0.006574399
	6	0.1524	0.014	0.000196	0.0020188	4.39123E-05	45.97341925	0.004056	1.64511E-05	0.000756315
	8	0.2032	0.014	0.000196	0.0020188	0.00020367	9.912127433	0.004056	1.64511E-05	0.000163066

