



*Universidad Nacional Autónoma  
de México*

Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
ACATLAN

*Análisis y diseño hidráulico de la línea de  
conducción del sistema de agua potable de la  
localidad de Cuautenco Mpio. de Amoloya de  
Alquisirás Edo. de México.*

*Que para obtener el título de*  
**INGENIERO CIVIL**

*Presenta*  
**PEDRO ALFONSO LUNA CRUZ**

SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR  
México 1997



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.

## INDICE GENERAL

### Introducción

1

### CAPITULO I.- CARACTERISTICAS BASICAS DE LA POBLACION

1.1.- Localización de la población	3
1.2.-Clima	3
1.3.- Orografía	4
1.4.-Hidrología	4
1.5.-Flora y Fauna	6
1.6.- Uso actual del suelo y los recursos naturales	6
1.7.- Análisis de la demanda y gastos de diseño	7
1.7.1.-Población actual y de proyecto	7
1.7.2.-Gastos de diseño	13

### CAPITULO II.-FUENTE DE CAPTACION

2.1.- Introducción	15
2.2.- Obras de captación	15
2.3.- Obras de captación para agua atmosférica	15
2.4.- Obras de captación para aguas superficiales	16
2.5.- Obras de toma para agua subterránea	16
2.6.- Diseño hidráulico de la galería filtrante	18
2.7.- Obra de toma	9

### CAPITULO III.- DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

3.1.-La importancia del estudio de la mecánica de fluidos y de la hidráulica	21
3.2.-Las leyes fundamentales de la hidráulica	21
3.2.1.-La ecuación de continuidad	21
3.2.2.-El teorema de Bernoulli	22
3.3.- Pérdidas primarias y secundarias	23
3.3.1.-Introducción	24
3.3.2.-Pérdidas de carga en tuberías y canales	24
3.3.3.-Pérdidas primarias	25
3.3.4.-El factor f	26
3.3.5.-Pérdidas secundarias	27
3.3.6.-Tuberías.	28
3.4.- Línea de conducción	28
3.4.1.-Conceptos básicos	28
3.4.2.-Trazo de la línea de conducción	29
3.5.- Diseño hidráulico de la línea de conducción	30
3.5.1.-Conducción de la obra de toma al tanque de regulación	30
3.5.2.-Trazo definitivo	34
3.5.3.-Conducción del tanque de almacenamiento al tanque de regulación	38
3.5.4.-Diseño definitivo de la línea de conducción	40

<b>CAPITULO IV.- ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS</b>	
4.1.-Introducción	44
4.2.-Tipos de válvulas, usos y criterios de selección	45
4.3.-Tipos de atraques, usos y criterios de selección	53
<b>CAPITULO V.- TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y REGULACION</b>	
5.1.-Introducción.	54
5.2.-Tanques superficiales	54
5.3.-Tanques superficiales de tierra y mampostería	55
5.4.-Tanques superficiales de concreto armado	57
5.5.-Fallas y problemas en los tanques	57
5.5.1.- Fallas en mampostería	57
5.5.2.-Fallas en concreto reforzado	58
5.6.-Determinación del volumen del tanque de almacenamiento	58
<b>CAPITULO VI.- GOLPE DE ARIETE</b>	
6.1.-Definiciones	61
6.2.-descripción del fenómeno de golpe de ariete	62
6.3.-Causas de los fenómenos transitorios	66
6.4.-Efectos del golpe de ariete	66
6.5.-Métodos de solución para las ecuaciones de flujo transitorio	67
6.6.-Análisis del golpe de ariete	68
6.6.1.-Características del sistema	68
6.6.2.-Análisis del golpe de ariete por medio de un programa para computadora	70
6.6.3.-Análisis de la línea de conducción por golpe de ariete	70
<b>CAPITULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
7.1.-Obra de toma	83
7.2.-Línea de conducción	83
7.3.-Golpe de ariete	85
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	86

## **INTRODUCCIÓN**

**EL SEMINARIO TALLER-EXTRACURRICULAR "CONDUCCIONES A PRESIÓN II", SURGE DEBIDO AL INTERES DE LA ENEP ACATLAN DE LA UNAM, PARA OFRECER A SUS EGRESADOS UNA OPCIÓN DE TITULACIÓN QUE RESULTARA A LA VEZ NOVEDOSA Y QUE BRINDARA BENEFICIOS A LA COMUNIDAD A LA CUAL SIRVE LA UNIVERSIDAD.**

**ES ASÍ COMO DESPUÉS DE UN ANÁLISIS PROFUNDO SE OPTO POR INTEGRAR UN SEMINARIO QUE LE BRINDARA A LOS PARTICIPANTES LA OPORTUNIDAD DE PODER ESTABLECER CONTACTO CON LOS PROBLEMAS REALES QUE AFECTAN A LAS COMUNIDADES DE NUESTRO PAÍS MEDIANTE LA PROYECCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE QUE RESPONDIERAN DE UNA FORMA FUNCIONAL Y EFICAZ A LAS NECESIDADES DE ALGUNAS COMUNIDADES QUE REQUIEREN DEL VITAL LIQUIDO PARA SU DESARROLLO.**

**EL SEMINARIO TALLER EXTRACURRICULAR ESTA INTEGRADO POR CINCO MÓDULOS QUE TIENEN UNA DURACIÓN TOTAL DE 200 HORAS , CORRESPONDIENDO 40 HORAS A CADA MODULO.TENIENDO UNA ESTRUCTURA FLEXIBLE , CADA MODULO DESARROLLA UN TEMA EN ESPECIFICO QUE AL INTEGRARSE CON LOS DEMÁS MODULOS, DOTAN AL ALUMNO DE LOS ELEMENTOS NECESARIOS PARA PODER EFECTUAR EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.**

**PARA PODER OFRECER AL PARTICIPANTE DE UNA VISIÓN GENERAL DEL DISEÑO DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE SE INTEGRARON LOS MÓDULOS DE SIGUIENTE FORMA:**

**MODULO I.- OBRAS DE TOMA.**

**MODULO II.- DISEÑO HIDRAULICO DE TUBERIAS.**

**MODULO III.- BOMBAS HIDRÁULICAS.**

**MODULO IV.-SELECCIÓN DE ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS Y PIEZAS ESPECIALES EN TUBERÍAS**

**A PRESIÓN.**

**MODULO V.- GOLPE DE ARIETE.**

CADA UNO DE LOS MÓDULOS ES COORDINADO E IMPARTIDO POR UNO DE LOS CINCO PONENTES QUE INTERVIENEN EN EL SEMINARIO. DICHS PONENTES FORMAN PARTE DE LA PLANTILLA DE PROFESORES EN EL ÁREA DE HIDRÁULICA CON QUE CUENTA LA COORDINACIÓN DE INGENIERIA, Y CADA UNO DE ELLOS HA SIDO SELECCIONADO POR SU DOMINIO EN EL ÁREA DE LA HIDRÁULICA , ASÍ COMO POR SU AMPLLA EXPERIENCIA Y PRACTICA EN EL DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y PROYECTOS SIMILARES.

ADENAS DEL TIEMPO DEDICADO EN EL SALÓN DE CLASES EL TRABAJO EN EL SEMINARIO ES COMPLEMENTADO CON VISITAS DE CAMPO A LAS COMUNIDADES EN LAS CUALES SE EJECUTARAN LOS PROYECTOS QUE SURJAN DEL SEMINARIO, ES IMPORTANTE MENCIONAR LA VALIOSA PARTICIPACIÓN Y APOYO DE LA COMISIÓN ESTATAL DE AGUAS Y SANEAMIENTO (CEAS), ORGANISMO ENCARGADO DEL SUMINISTRO DEL AGUA POTABLE EN EL ESTADO DE MÉXICO, Y QUE HA BRINDADO EN TODO MOMENTO EL RESPALDO A LA REALIZACIÓN DE LOS PROYECTOS ASÍ COMO OTORGADO EL SOPORTE TÉCNICO E INFORMATIVO PARA LA EJECUCIÓN DE LOS PROYECTOS.

CABE DESTACAR ASIMISMO LA VALIOSA PARTICIPACIÓN DE LAS AUTORIDADES CORRESPONDIENTES QUE HAN PERMITIDO QUE SE LLEVARAN A BUEN TERMINO LAS VISITAS A LOS LUGARES DE LOS PROYECTOS, Y HAN BRINDADO TODO SU APOYO PARA LA REALIZACIÓN DE LOS MISMOS.

FINALMENTE, ES IMPORTANTE RESALTAR EL APOYO DEL DEPARTAMENTO DE EDUCACIÓN CONTINUA DE LA ENEP ACATLAN (COORDINADORES Y SUPERVISORES DEL SEMINARIO ), POR DEDICAR SU TIEMPO Y ESFUERZO EN LA CONCRETACIÓN DEL SEMINARIO, Y A LA COORDINACIÓN DEL PROGRAMA DE INGENIERIA POR BUSCAR Y RESPALDAR SISTEMAS NOVEDOSOS Y ÚTILES PARA QUE SUS EGRESADOS OBTENGAN LA TITULACIÓN, REALIZANDO TRABAJOS QUE REDUNDARAN EN BENEFICIO PARA LA SOCIEDAD, RAZON DE SER Y SOPORTE DE LA UNIVERSIDAD.

#### FE DE ERRATAS:

LA PALABRA CUAUTENCO DESDE EL INICIO Y HASTA ESTA HOJA SE HA ESCRITO TAL CUAL, DEBIDO A LA INFORMACIÓN QUE SE TENIA HASTA ESTE PUNTO. AL DESARROLLARSE LA INVESTIGACIÓN SE DESCUBRIO QUE SE ESCRIBE CON UNA " II " INTERMEDIA, COMO SE INDICA A CONTINUACION: CUAUITENCO, SIENDO ESTA LA FORMA CORRECTA, POR LO TANTO A PARTIR DE ESTA HOJA SERÁ ESCRITA DE ESTA MANERA.

## **CAPITULO I. - CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE LA POBLACIÓN.**

### **1.1. - Localización de la población.**

La comunidad de CUAUHTENCO se encuentra comprendida dentro del municipio de ALMOLOYA DE ALQUISIRAS . Dicho municipio se ubica en la parte sur del ESTADO DE MÉXICO a 77 Km. de la ciudad de TOLUCA , y tiene una altitud de 1800 mts. sobre el nivel del mar, su localización geográfica es la siguiente: longitud mínima 99°46'50'', longitud máxima 99°57'09'', latitud mínima 18°47'00'' y latitud máxima 18°55'02''.

La comunidad de CUAUHTENCO limita al norte con La Cuarta manzana , al sur con El Mirador, al este con Tepehuajes y al oeste con La Sexta Manzana.

### **1.2. - Clima.**

La comunidad de Cuauhtenco tiene clima templado húmedo , sin heladas. Las estaciones del año son bien definidas. Las temperaturas se registran entre los veinte y veinticuatro grados centígrados a la sombra, en verano y en invierno bajan hasta los quince grados.

Los vientos, dada la ubicación del municipio, son moderados y van de noroeste a sureste, durante el mes de febrero. El período de lluvias se presenta en los meses de mayo y junio , y se prolonga hasta octubre; durante este tiempo se forman cascadas y numerosos riachuelos . La precipitación pluvial total durante el año en la mayor parte del municipio, es de 1.113 milímetros(promedio de un periodo observado en seis años).

Generalmente la lluvia cae en la tarde o en la noche. Las mañanas son despejadas. Todos los factores geográficos y meteorológicos influyen para que en el municipio haya un clima bondadoso, ya que no hace calor ni frío extremos.

### **1. 3. -Orografía.**

La orografía nos dará una mejor idea sobre la irregularidad del territorio almoyense; ahora mencionaremos las alturas más importantes; estas oscilan entre los 2,900 metros sobre el nivel del mar , en el cerro de la culebra o Peña de Ahucatitlán , que en los mapas oficiales esta registrado como el peñón, hasta los 1,780 en la unión Riva Palacio, y los cerros de Capulmanca, 2,600, y la Sexta Manzana, con 2,600; hay también pequeños valles, como los de Pachuquilla, Aquiapan o Almoloya; planicies, como son las tierras fértiles las de San Andrés Tepetitlán, Plutarco González o Tizates, esta última muy similar a una escalera que baja del noreste al sureste, con la salida de la Cañada de los Arcos, que es un cauce natural del río de almoloya; este relieve da la impresión de un cono enorme, circular por montañas.

### **1. 4. -Hidrología.**

Debido al relieve orográfico, que forma una especie de embudo, se comprenderá que el agua fluye hacia el valle, hecho que si bien no es exhaustivamente aprovechado, es el más representativo, pues el nombre mismo de la cabecera municipal lo implica en su significación.

Se cuenta con un río de caudal constante y nace en Texcaltitlán; su cauce se dirige hacia el sureste, internándose en el territorio de Almoyola (de ahí su nombre, río de Almoloya) y desemboca en el río Amacuzac, en el estado de Morelos.

Tiene como afluentes el riachuelo de la Gavia Chica, así como innumerables arroyos, entre los que se encuentran los siguientes: Ahuacatitlán, El Salto, Jaltepec, Cuautenco, Pachuquilla y El Florido; su caudal es variable, pero en la época de lluvias es muy abundante. Los arroyos se secan en los meses de enero a mayo.



Dos son los manantiales más importantes, los que desde tiempo inmemorial dan nombre a la Cabecera Municipal y son conocidos como "ojos de agua", los cuales representan, sin duda, el valioso recurso natural con que cuenta el municipio. El ojo de agua grande se encuentra a un kilómetro y medio al norte de Almoloya; sus aguas fertilizan, la porción más importante de las huertas y su caudal surte de agua potable a la población de la cabecera y a la de Jaltepec; el vital líquido llega debidamente entubado hasta los depósitos de Cruz de Misión, desde el cual se distribuye.

El ojo de agua chico se encuentra dentro de la población, a escasos 30 metros de la avenida Benito Juárez, proporciona agua, al igual que el anterior, para irrigación de huertas y hortalizas. A pesar de que el agua es relativamente abundante, ha sido motivo de disputas por el mal uso del regadío y las malas condiciones de los acueductos. Su distribución se hace sancionada por medio de "jueces", que la van administrando a cada uno de los usuarios.

A continuación se presenta el mapa de las regiones y cuencas hidrológicas para el municipio de Almoloya de Alquisiras (fig. 1.1).

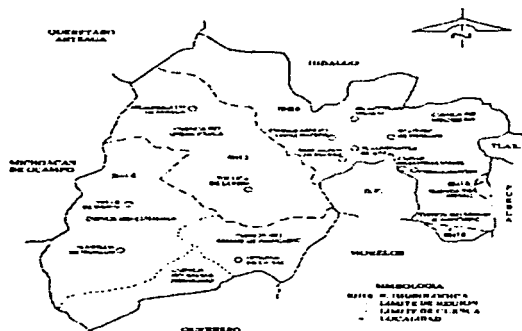


Fig. 1.1.-Regiones y Cuencas Hidrológicas Municipio de Almoloya de Alquisiras.

### 1.5. - Flora y fauna.

Debido al clima que prevalece en la región, el municipio cuenta con una rica variedad de plantas, árboles como el ocote, encino, ceiba, oyamel, cedro, tepemexquite, sabino, sauce, fresno, colorín, etc; todas estas especies se encuentran entre los cimarrones. Los frutales que se cultivan son igualmente abundantes y variados: higuera, durazno(melocotón, blanco y prisco), aguacate, guayaba, granada(de china y cordelina), cafeto, capulín, lima, limón, toronja, naranja, tejocote, plátano, chirimoya, ciruelo, zapote, chabacano, manzana, fresa, etc..

Las legumbres son cultivadas en todas las especies. Las yerbas son numerosas, entre otras, hay follajes de malva, niquerilla, maravilla, uva cimarrona, zarza, enredadera, siempreviva, berro, carricillo, etc.

Existe una gran variedad de flores tanto cultivadas como silvestres; entre las últimas podemos destacar las orquídeas, de las que podemos mencionar una enorme variedad de tolocomeles, toritos y san miguelitos. También hay flores del tigre, maravilla, floripondio, cempasuchil, mirasol, girasol, etc.

La fauna silvestre ha sido mermada a causa de la constante tala, así como por la recolección de resina; sin embargo todavía pueden encontrarse varios tipos de mamíferos tales como : el coyote, tejón, ardilla, zorrillo, conejo, tuza, tlacuache, armadillo, etc. Entre las aves hay águila, gavilán, gaviñancillo, aura, zopilote, cuervo, tecolote, codorniz, correcaminos, paloma, tórtola, pájaro carpintero, gorrión; tordo, chupamirto, saltapared, etc. Entre los batracios: sapo, rana; Entre los peces: trucha y mojarra. También se pueden localizar una gran cantidad de animales invertebrados: mariposa, araña, caracol, etc.

### 1. 6.- Uso actual del suelo y de los recursos naturales.

El uso del suelo en este municipio según el Instituto de Información e Investigación Geográfica, Estadística y catastral cuenta con 16,738.5 hectáreas; el cual se destina por actividades agrícolas siendo

de temporal y riego, la actividad pecuaria es de tipo extensivo, la forestal es moderada, por otra parte se encuentra el uso urbano y cuerpos de agua como son ríos, ojos de agua y manantiales.

Estos recursos naturales son elementos fundamentales para su desarrollo socioeconómico, por tal razón el suelo y los bosques que son los mas afectados, se impulsaran con el fin de conservarlos y utilizarlos de manera racional.

Los cultivos de mayor importancia son el maíz, los frutales y las flores. El primero se realiza con practicas ancestrales, el maíz se fertiliza en la mayoría de los casos en forma manual y la producción maicera es de subsistencia pero significativa, en todo el municipio, y en calidad de monocultivo, aunque se da el caso de sembrar, junto con el maíz, frijol y calabaza.

El cultivo de frutas también es importante y destaca el aguacate, después el durazno, la guayaba, el chabacano, el higo, etc. Antiguamente los arboles se conservaban en el lugar donde nacian, por lo que una huerta, además de contener árboles productivos, tenia, también una gran cantidad de arboles que crecían mal y eran poco productivos. Actualmente una huerta se planifica y se cuida sistemáticamente, por lo que es más productiva y ofrece los productos deseados. Las comunidades donde más de practica la fruticultura son: San Andrés Tepetitlan; Quinta Manzana, Almoloya, Pachuquilla, Plutarco Gonzalez y Ahuacatitlan.

## **1.7.- ANALISIS DE LA DEMANDA DE AGUA Y DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS DE DISEÑO.**

### **1.7.1.-Población Actual y de Proyecto**

Para determinar la población de proyecto se partió de la información proporcionada por el Plan de Desarrollo Municipal.

A continuación se presentan los censos de población efectuados por el municipio en el año de 1960-1980 para la comunidad de Cuahtenco.

<i>AÑO</i>	<i>N° HABITANTES</i>
<i>1960</i>	<i>171</i>
<i>1970</i>	<i>268</i>
<i>1980</i>	<i>358</i>

Con la información anterior se determinará la población de proyecto para un horizonte de planeación al año 2011 ( 15 años ) aplicando los siguientes modelos matemáticos:

*MODELO ARITMETICO.*

*MODELO GEOMETRICO.*

*MODELO DE TASA DE CRECIMIENTO.*

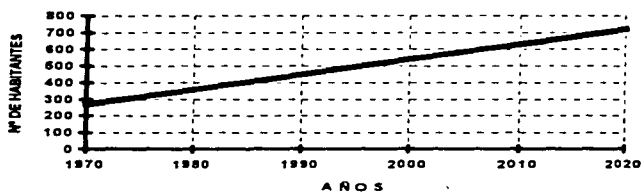
**MODELOS MATEMATICOS PARA ESTIMAR LA TENDENCIA DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION.**

<b>MODELO MATEMATICO.</b>	<b>CARACTERISTICAS</b>	<b>ECUACIONES</b>
<b>MODELO ARITMETICO.</b>	<i>Tiene como características un incremento de población constante para incrementos de tiempo iguales, en consecuencia la relación del incremento de habitantes y el periodo de tiempo es una constante.</i>	$Ka = \frac{P_2 - P_1}{T_2 - T_1}$ $P = P_2 + Ka (T - t_2)$ <p><i>Donde:</i>  <i>P = población. ; t = tiempo.</i>  <i>Ka = constante que significa el incremento de población en la unidad de tiempo.</i>  <i>T = año en que se desea saber el número de habitantes.</i></p>
<b>MODELO GEOMETRICO.</b>	<i>Se caracteriza por tener una velocidad de crecimiento directamente proporcional al valor de la población en cada instante de tiempo.</i>	$Kg = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$ $\ln P = \ln P_2 + Kg (T - t_2)$ <p><i>Donde:</i>  <i>P = población. ; t = tiempo.</i>  <i>Kg = velocidad de crecimiento de la población.</i>  <i>T = año en que se desea saber el número de habitantes.</i></p>
<b>TASA DE CRECIMIENTO.</b>		$i = \frac{\text{Valor actual} - \text{Valor anterior}}{\text{Valor anterior}}$ $Vf = P (1 + i)^n$ <p><i>Donde:</i>  <i>P = población actual.</i>  <i>Vf = población futura.</i>  <i>i = tasa de crecimiento.</i>  <i>n = es la diferencia de tiempo entre el año en que se desea saber la población y el año del último censo que se consideró en la ecuación de la tasa de crecimiento.</i></p>

Utilizando el Método Aritmético y los datos de los censos de población, se calcula la tendencia de la población.

AÑO	POBLACION
1970	268
1980	358
1990	448
2000	538
2010	628
2011	637

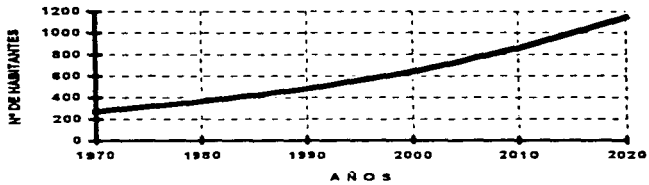
TENDENCIA DE LA POBLACION MÉTODO ARITMÉTICO



Utilizando el Método Geométrico y los datos de los censos de población, se calcula la tendencia de la población.

AÑO	POBLACION
1970	268
1980	358
1990	478
2000	638
2010	852
2011	877

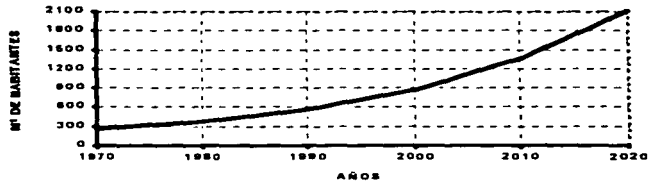
TENDENCIA DE LA POBLACIÓN MÉTODO GEOMÉTRICO



Utilizando el Método de Tasa de Crecimiento y los datos de los censos de población, se calcula la tendencia de la población.

AÑO	POBLACION
1970	268
1980	358
1990	557
2000	887
2010	1349
2011	1410

TENDENCIA DE LA POBLACION METODO DE TASA DE CRECIMIENTO



#### **A.- POBLACION DE PROYECTO.**

La población de proyecto se determino de acuerdo a los resultados obtenidos con cada uno de los métodos aplicados, seleccionando la población más alta, por ser la más desfavorable. La cual fue obtenida por el método de tasa de crecimiento, dando una población de 1,410.00 habitantes, para un periodo de diseño de 15 años.

#### **B.-CAPTACIÓN**

Es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual. Esta dotación esta en función de: el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento, del clima, del número de habitantes y sus costumbres, del costo de agua distribuida y de las medidas de control para evitar fugas, desperdicios y hacer uso racional de ella.

De acuerdo a las normas de proyecto de agua potable se recomienda:

<b>POBLACION DE PROYECTO</b>	<b>TIPO DE CLIMA</b>
<b>HABITANTES</b>	<b>CALIDO - TEMPLADO - FRIO</b>
	<b>Lts / Hab / Día</b>
<b>De 2,500 A 15,000</b>	<b>150 - 125 - 100</b>

Ya que la dotación debe ajustarse a las necesidades de la localidad y a sus posibilidades económicas, sociales y políticas, para este proyecto se tomara la siguiente dotación:

<b>POBLACION DE PROYECTO</b>	<b>DOTACION</b>
<b>HABITANTES</b>	<b>Lts / Hab. / Día</b>
<b>1,410.00</b>	<b>150.00</b>



## 1.7.2.- GASTOS DE DISEÑO.

### 1.-GASTO MEDIO DIARIO ANUAL

El gasto medio se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$\text{QMED} = \frac{\text{Población} \cdot \text{Dotación}}{86,400} \text{ L.P.S.}$$

$$\text{QMED} = \frac{(1,410.00) (150)}{86,400} = 2.45 \text{ L.P.S.}$$

### 2.-GASTO MÁXIMO DIARIO

A partir del valor del gasto medio, se podrá calcular el gasto máximo diario, que equivale al producto del gasto medio por el coeficiente de variación diaria, teniéndose por lo tanto:

$$\text{QMD} = \text{QMED} \cdot \text{CVD}$$

donde:

**QMD = Gasto máximo diario, L.P.S.**

**QMED = Gasto medio, en L.P.S.**

**CVD = Coef. de variación diario, adimensional ( 1.2 ) ver ref. 1**

**Por lo tanto:**

$$\mathbf{QMD=(2.45)(1.2)=2.94L.P.S}$$

### **3.-GASTO MÁXIMO HORARIO**

**A partir del valor del gasto medio, se podrá calcular el gasto máximo horario, que equivale al producto del gasto medio por el coeficiente de variación horaria, teniéndose por lo tanto:**

$$\mathbf{QMH = QMD * CVH}$$

donde:

**QMH = Gasto máximo diario, L.P.S.**

**QMED = Gasto medio, en L.P.S.**

**CVH = Coef. de variación horario, adimensional ( 1.5 ) ver ref.1**

**Por lo tanto:**

$$\mathbf{QMD = ( 2.94 ) ( 1.5 ) = 4.41 L.P.S.}$$

## **CAPÍTULO II.- FUENTE DE CAPTACIÓN**

### **2.1.-Introducción**

Para iniciar la construcción de un sistema de abastecimiento de agua potable, debe estar definida la fuente de abastecimiento y garantizada la cantidad y calidad del agua que puede aportar.

En las obras de captación, la atención fundamental debe dirigirse a evitar la contaminación del agua. Cuando se trata de captar agua de una corriente o depósito superficial, debe estudiarse la forma de obtener agua de la mejor calidad durante las diversas estaciones del año, a los costos de potabilización más reducidos.

### **2.2. - Obras de captación**

En la naturaleza se encuentran disponibles las siguientes fuentes de abastecimiento de agua: atmosférica, superficial, subterránea y salada. La fuente de agua determina comúnmente la naturaleza de las obras de captación, potabilización, de toma y conducción.

El agua atmosférica puede encontrarse en diversas formas: en estado de vapor de agua, como líquido suspendido en nubes o cayendo en forma de lluvia, y en estado sólido como nieve o granizo.

El agua superficial constituye los cuerpos de agua naturales como ríos, embalses y lagos.

El agua subterránea es la que penetra a través de los poros que dejan las partículas que constituyen el suelo mediante el proceso denominado infiltración, que recarga los acuíferos naturalmente.

### **2.3.- Obras de captación para agua atmosférica**

Para captar este tipo de agua pueden usarse techos impermeables, pavimento de calles y banquetas construidas de concreto. Pueden conducirse por medio de tubos de plástico, asbestocemento, concreto o de cualquier otro material impermeable, durable y fácil de limpiar. el agua se almacena en cisternas cuya capacidad se determina considerando el régimen pluviométrico de la región y la superficie disponible de recolección del agua atmosférica.

#### 2.4.- Obras de captación para aguas superficiales

Entre las posibles obras para captación del agua superficial se tienen las siguientes opciones:

a).- Cajas de toma con compuertas a distintos niveles para captación en ríos, lagos o presas, con conducción a estaciones de bombeo fijas, o con estación de bombas.

b).- Bocatoma con canal de derivación y compuerta, con o sin desarenadores, para captación en ríos o canales. Cuando se utilice este dispositivo de captación, deberá localizarse en un tramo de la corriente o canal que esté a salvo tanto de erosión como de azolve.

c).- Cajas de toma sumergidas para captación en ríos, lagos, presas, etcétera. La profundidad más conveniente para admitir agua de la mejor calidad, depende de la estación del año; se recomienda que la caja de toma se construya cuando mucho a 60 cm bajo el nivel mínimo del agua.

d).- Presas derivadoras con toma directa o bocatoma lateral, en ríos o canales.

e).- Muro vertedor lateral construido sobre ríos o canales.

f).- Muro vertedor con caja central y toma, construido sobre ríos o canales.

g).- Estaciones de bombas móviles ó flotantes sobre lagos, ríos o embalses.

#### 2.5.- Obras de captación para agua subterránea

Las obras de captación posibles para aprovechar el agua subterránea son las siguientes:

a).- Cajas de manantial: Los manantiales pueden ser de filtración, de fisura, o tubulares según los intersticios de donde proviene el agua, y de gravedad o artesianos según su origen.

La captación puede efectuarse mediante cajas cerradas de concreto reforzado o mampostería de piedra o tabique. El agua se debe extraer únicamente con una tubería que atraviese una pared de la caja. En la caja se instala una tapa móvil o registro. La calidad del agua de los manantiales debe protegerse de los escurrimientos superficiales por medio de cunetas que los intercepten; se recomienda excavar las cunetas a una distancia de 10m de los manantiales.

b).- Pozos: Los pozos se dividen en someros y profundos.

Los pozos someros permiten la explotación del agua freática. Si las paredes del pozo son de mampostería de piedra o tabique, se dejan espacios sin juntear en el estrato permeable para permitir el paso del agua.

Los pozos profundos son perforaciones para obtener agua subterránea, que se comportan en función de las características del acuífero donde se localizan. Los componentes de un pozo profundo son: ademe superficial, ademe, cedazo, empaque de grava y cimentación de las bombas.

### c).- Galerías filtrantes

Son drenes horizontales que interceptan el agua subterránea que fluye en materiales permeables o el agua superficial que se infiltra. Las galerías de infiltración pueden construirse como drenes marginales a lo largo de laderas de colinas; a ángulos rectos del cauce inferior de valles; sobre el nivel del mar en islas y a lo largo de costas donde debe evitarse la intrusión de agua salada; y paralelas a corrientes hacia las que se encuentra fluyendo caudal de las tierras altas, que es el caso más común.

La localización en planta puede ser transversal o paralela a la corriente, pero puede tener una inclinación cualquiera con respecto a ésta. Para un rendimiento máximo, las galerías deberán construirse a la profundidad del acuífero (fig 2.1).

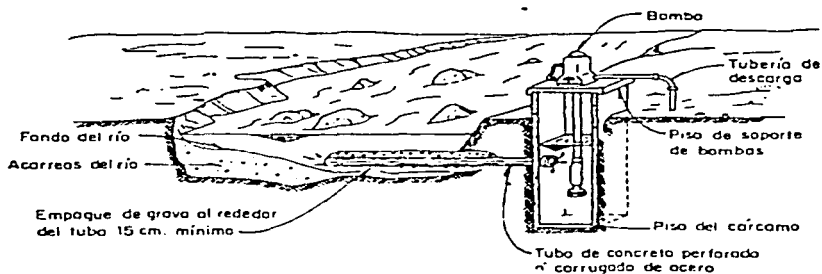


FIG. 2.1 Galería filtrante.

La longitud de galería se calcula de acuerdo al gasto de captación y el número y diámetro de los agujeros se determina considerando una velocidad promedio a través de ellos de 3cm/seg. como máximo. La tubería se coloca sin juntar en el fondo de una zanja de sección trapezoidal, el diámetro mínimo de tubería que se recomienda es de 45cm. La producción se estimará para galerías construidas

en un material lentamente permeable con un tirante mínimo de agua sobre el fondo del cauce, como se muestra en la fig(2.2).

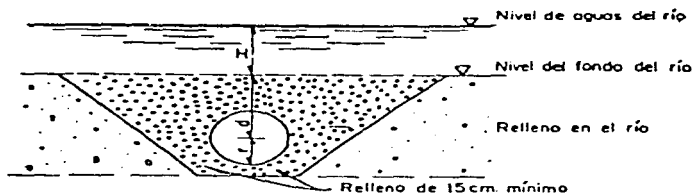


FIG. 2.2 Corte transversal de la Galería.

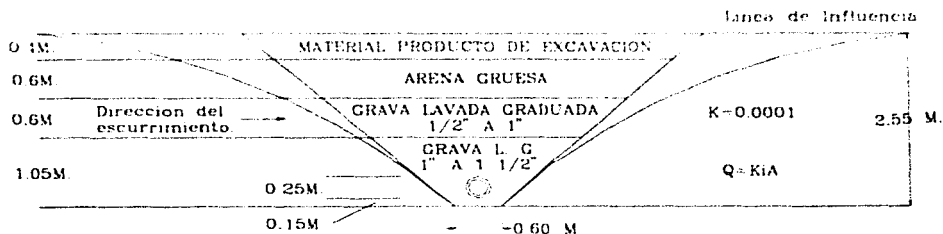
Bajo esta condición, se supone que la corriente tiene un acceso directo a la zona de grava empacada o de relleno producto de la excavación. El flujo se moverá directamente a través de este empaque o relleno y penetrará al tubo.

#### 2.6.- Diseño Hidráulico de la Galería Filtrante.

Las dimensiones de la galería están en función del gasto máximo diario del proyecto, del rendimiento obtenido experimentalmente afectado por un coeficiente de reducción de la velocidad del agua en la entrada de los orificios, de la pendiente, etc.

Para el diseño de la galería filtrante, se procedió de la siguiente forma, tomando el gasto máximo diario de proyecto, se propone un diámetro de tubería ranurado tipo cedazo, de acero o de P.V.C., con ranuras de 4.78 a 6.36 mm., tipo cincha con ranuras.

Después de realizar el análisis hidráulico de la galería ref. (7), esta presenta las siguientes características (Fig. 2.3):



**FIG. 2.3 Características principales de la galería filtrante del proyecto**

### 2.7.- Obra de Toma.

La obra de toma consiste en un tanque de captación con carcamo. Este tanque al que llegará el tubo de recolección y donde iniciara la conducción será construido a base de tabique rojo recocido en muros, cubierto con aplanado de mortero acabado pulido en el interior y rugoso en el exterior y con elementos de concreto armado  $f_c=200 \text{ Kg/cm}^2$  en losas, trabes y castillos y su dimensionamiento será con el siguiente criterio.

Considerando un tiempo de vaciado o recuperación tenemos que:

Capacidad necesaria del tanque para  $t=15$  minutos,  $C_{tan} = \text{Vol. máximo diario} \times 60 \text{ seg.} \times t$

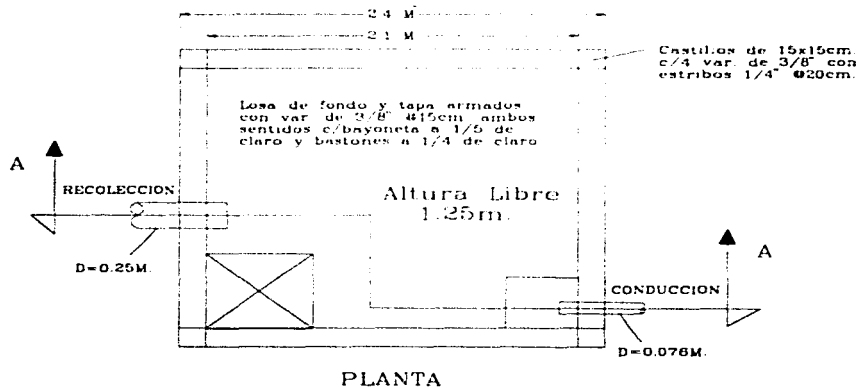
Capacidad necesaria del tanque para  $t=15$  min.  $C_{tan} = 0.0047 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ seg} \times 15 \text{ min.} = 4.23 \text{ m}^3$

De esta forma el tanque con carcamo tendrá por lado 2.10m. ( a paños interiores ) y con una altura libre de 1.25m. considerando el tubo de recolección. Altura dada desde el lecho alto de la losa de fondo hasta el lecho bajo de la losa tapa, como se ilustra a continuación, obteniendo así el volumen requerido.

$$\text{Vol. útil del tanque} = 2.10\text{m.} \times 2.10\text{m.} \times 1.0 = 4.41 \text{ m}^3$$

A continuación se presenta la geometría general del cárcamo de abastecimiento.

### TANQUE DE CAPTACION CON CARCAMO





## CAPITULO III.-DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

### 3.1.- La importancia del estudio de la mecánica de fluidos y de la hidráulica.

La Mecánica de Fluidos estudia el comportamiento de los líquidos y gases en reposo y movimiento , y es por tanto, una de las ciencias de la ingeniería más importantes para beneficio del Hombre en su desarrollo.

La Hidráulica es una rama de la mecánica de fluidos que estudia, a través de las tres leyes de la Newton, el comportamiento de los líquidos en reposo y en movimiento. El desarrollo de la sociedad industrial descansa en gran medida sobre la habilidad de los ingenieros civiles, al proveer adecuados servicios tales como, el abastecimiento de agua potable, el drenaje urbano, el control de avenidas , los sistemas de riego y drenaje agrícola, la generación hidroeléctrica, el tratamiento de las aguas, etc.

### 3.2.- Las leyes fundamentales de la hidráulica

#### 3.2.1.-La Ecuación de Continuidad

La dinámica de los fluidos trata del estudio de los fluidos en movimiento y su estudio es una de las ramas más complejas de la mecánica, sin embargo realizando algunas consideraciones para algunos casos prácticos su estudio se simplifica considerablemente. Una de estas simplificaciones es considerar a los fluidos como ideales, se llama fluido ideal, a uno que es incompresible y que no tiene rozamiento interno o viscosidad. El rozamiento interno de un fluido da lugar a la aparición de esfuerzos cortantes cuando dos capas adyacentes del mismo se mueven una respecto de la otra o cuando el fluido se mueve en el interior de un tubo o en torno a un obstáculo. En algunos casos estos esfuerzos cortantes son despreciables si se comparan con las fuerzas gravitatorias y las originadas por las diferencias de presión.

Consideremos cualquier tipo de conducta con un fluido en movimiento; en general, el fluido entra en el conducto por un extremo y sale por el otro. La ECUACIÓN DE CONTINUIDAD es una expresión matemática que nos dice que la velocidad neta de flujo de masa por unidad de tiempo hacia el interior a través de cualquier superficie cerrada, es igual al aumento de masa por unidad de tiempo dentro de la superficie.

Para un fluido incompresible en régimen estacionario, la ecuación se deduce de la forma siguiente. la figura 3.1 representa una porción de tubo de flujo situada entre dos secciones transversales fijas de áreas  $A_1$  y  $A_2$ . Llamaremos  $v_1$  y  $v_2$  a las velocidades en estas secciones. No existe flujo a través de las paredes del tubo, pues en cada punto de las mismas la velocidad es tangente a la pared . El volumen de fluido que se mueve en el interior del tubo a través de  $A_1$  en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  es el contenido en el pequeño elemento cilíndrico de base  $A_1$  y altura  $v_1\Delta t$ , es decir ,  $A_1v_1\Delta t$ . Si  $\rho$  es la densidad del fluido,

la masa que entra es  $\rho A_1 v_1 \Delta t$  igualmente la masa que sale a través de  $A_2$  en el intervalo de tiempo  $\Delta t$  es  $\rho A_2 v_2 \Delta t$ . El volumen comprendido entre  $A_1$  y  $A_2$  es constante y, dado que el flujo es estacionario, la masa que sale ha de ser igual a la que entra . Por tanto,

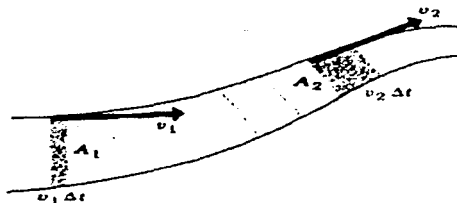


FIGURA 3.1

$$\rho A_1 v_1 \Delta t = \rho A_2 v_2 \Delta t$$

o bien,

$$A_1 v_1 = A_2 v_2, \quad \dots (3.1)$$

y el producto  $Av$  es constante a lo largo de cualquier tubo de flujo dado. De aquí se deduce que cuando la sección del tubo de flujo disminuye, la velocidad aumenta.

Al término  $Av$  se le conoce como el concepto de gasto o caudal y se denota por la letra  $Q$ , así pues el gasto  $Q$  será igual a la cantidad de volumen que cruza en una sección dada por unidad de tiempo, para el caso de la hidráulica será la cantidad de agua que pasa en una sección por segundo y sus unidades mas comunes son  $m^3/\text{seg}$  ,  $l/\text{seg}$  , o en el caso de unidades inglesas  $\text{pie}^3/\text{seg}$  y  $\text{gal}/\text{seg}$ . por lo que finalmente expresada en términos del gasto la ecuación de continuidad estará definida por la expresión.

$$Q_1 = Q_2 \quad \dots (3.2)$$

### 3.2.2. El Teorema de Bernoulli.

Cuando un fluido incompresible se mueve a lo largo de un tubo de flujo horizontal de sección transversal variable, su velocidad cambia, como lo indica la ecuación (3.1). para producir esta aceleración es necesaria una fuerza, y para que ésta se origine por el fluido que rodea a un elemento concreto del

mismo, la presión ha de ser distinta en zonas diferentes. Si la presión fuera la misma en todas partes, la fuerza neta ejercida sobre cualquier elemento de fluido sería cero. Entonces cuando la sección del tubo de flujo varía, la presión debe variar a lo largo del tubo, aunque no exista diferencia de altura. Si la altura también varía, hay una diferencia de presión adicional. La ECUACIÓN DE BERNOULLI es una expresión general que relaciona la diferencia de presión entre dos puntos de un tubo de flujo tanto con las variaciones de velocidad como con las de altura. Daniel Bernoulli demostró esta relación en 1738.

En un fluido ideal no hay viscosidad ni rozamiento ni, por tanto, transformación de energía hidráulica en energía térmica. Además en régimen permanente la trayectoria de una partícula de fluido coincide con una línea de corriente. Si además esta partícula de fluido no recibe energía de una máquina (bomba), ni tampoco cede energía a una máquina (turbina), en el transito de la partícula de un punto 1 a otro punto 2 de una línea de corriente fig. (3.2), la energía podrá transformarse de una clase a otra, pero según el principio de la conservación de la energía la suma total de la energía que posee la partícula debe permanecer constante. Considerando energías específicas esta suma en un fluido ideal e incompresible se compone de energía geodésica (gravitatoria),  $z$ ; energía de presión  $p/\gamma$  y energía de velocidad,  $v^2/2g$ . La suma de estas tres energías debe pues permanecer constante, por lo tanto, este hecho se puede expresar como:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad \dots (3.3)$$

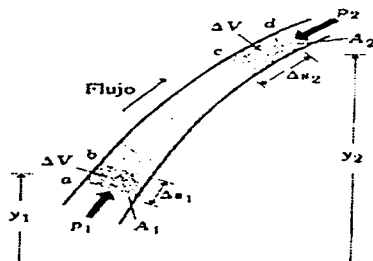


FIGURA 3.2

Aunque la expresión anterior se aplica a una partícula que viaja en una misma corriente, si consideramos que el fluido es irrotacional (es decir, que no gira alrededor de su centro de gravedad) es

posible generalizar la ecuación (3.3) para una sección dada por lo que expresión anterior se aplicara a cualquier sección de un conducto, considerando que  $v$  será la velocidad media en la sección, en lugar de ser la velocidad de una partícula.

Asimismo se denomina altura total  $H$ , a la suma total de energía en una sección cualquiera, es decir,

$$H = \frac{P}{\gamma} + Z + \frac{V^2}{2g}$$

Esto quiere decir, que la altura total es la suma de las alturas de presión, gravitacional y cinética, y es constante en el fluido ideal e incompresible, por lo que la ecuación de Bernoulli se puede expresar como:

$$H_1 = H_2 \quad \dots (3.4)$$

### 3. 3.- Pérdidas primarias y secundarias

#### 3.3.1.- Introducción

El análisis de las pérdidas de energía tanto primarias como secundarias en el movimiento de líquidos en conductos cerrados (tuberías) y en conductos abiertos (canales), constituye un tema de gran importancia cuando se estudia el transporte de algún líquido (es particular el agua) y pertenece a la práctica diaria del ingeniero proyectista y constructor.

Dos conceptos muy importantes que se consideran dentro del análisis de las pérdidas de energía, los constituyen en primer término el concepto de línea de energía total y que es consecuencia y representación gráfica del principio de conservación de la energía (teorema de Bernoulli), y el segundo es el concepto de gradiente hidráulico; que es la representación de la variación de la energía. La representación de las líneas de energía total y del gradiente hidráulico son semejantes en los casos de tuberías y canales.

#### 3.3.2.- Pérdidas de carga en tuberías y canales

El cálculo de la resistencia o pérdida de carga en las dos clases de conductos existentes (tuberías y canales) presentan problemas análogos; pero la pérdida de carga en canales, por el hecho de presentar estos una superficie libre y formas comúnmente irregulares; suele ser más complicada.

Las pérdidas de carga (energía) en las tuberías se clasifican en pérdidas primarias y pérdidas secundarias.

**Primarias.-** son las pérdidas de superficie, que se provocan por el contacto del fluido con la tubería, rozamiento de unas capas de fluido con otras (flujo laminar) o de las partículas del fluido entre sí (flujo turbulento). Tienen lugar en un flujo estable, por lo tanto se presenta en tramos de tubería de sección constante.

**Secundarias.-** Son las pérdidas por cambio en la forma de la sección, que tienen lugar en las transiciones (estrechamientos ó expansiones de la corriente), así como en los accesorios de la tubería tales como, codos, válvulas, etc.

### 3.3.3.- Pérdidas primarias

Supongamos una tubería horizontal de diámetro constante D fig. (3.3.), por la que circula agua cuya velocidad media en la tubería es v.



**FIGURA 3.3**

La energía en el punto (2) será igual a la energía en el punto(1) menos la energía perdida (pérdida de carga) entre los puntos 1 y 2, es decir, se cumple la ecuación de Bernoulli tomando en cuenta las pérdidas, o sea:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Hf \quad \dots (3.5)$$

donde sí:

$$\begin{aligned} Z_1 &= Z_2 & \dots & \text{tubería horizontal} \\ V_1 &= V_2 & \dots & \text{sección transversal constante} \end{aligned}$$

la ecuación (3.5),adopta la forma:

$$P_1 - P_2 = Hf_{1,2}$$

donde Hf, representa a las pérdidas primarias entre las secciones 1 y 2.

Para la determinación del valor de  $H_f$  con base a la experimentación se han desarrollado tablas curvas, abacos, monogramas, etc.. Sin embargo, muchos de dichos artificios han sido obtenidas para situaciones particulares, y debido a esto su utilización puede traer como consecuencia grandes errores.

Ya a fines del siglo pasado experimentos realizados por Chezy con tuberías de agua de diámetro constante demostraron que la pérdida de carga era directamente proporcional al cuadrado de la velocidad media en la tubería y a la longitud de la tubería e inversamente proporcional al diámetro de la misma. En base a lo anterior, en 1850 Darcy, Weisbach y otros dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida de energía por fricción. Dicha fórmula se conoce con el nombre de ecuación de Darcy-Weisbach, y su forma general es:

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \dots (3.6)$$

donde:

- f ... factor de fricción (adimensional)
- g ... aceleración de la gravedad ( $m/seg^2$ )
- D ... diámetro del tubo (m)
- L ... longitud del tubo (m)
- v ... velocidad media (m/seg)

La fórmula (3.6) es de uso universal, en los libros y formularios de hidráulica. Existen gran diversidad de tablas y gráficos que proporcionan el valor de (f) que llevado a la ecuación (3.6) proporciona las pérdidas de carga  $h_f$  (ver ref. 5).

#### 3.3.4.- El factor f

Diversas investigaciones han arrojado como conclusión que el factor (f) denominado coeficiente adimensional de pérdida de carga, depende de cinco parámetros a saber:

- v ... velocidad media del flujo
- D ... diámetro de la tubería
- $\rho$  ... densidad del líquido
- $\mu$  ... viscosidad dinámica del líquido
- e ... rugosidad absoluta de la tubería

Y en forma más concreta

$$f = F(vD\rho/\mu ; \epsilon/D)$$

donde el primer grupo de términos recibe el nombre de número de Reynolds (R) y es un parámetro adimensional, por lo que tenemos entonces:

$$\text{si} \quad R = (vD\rho) / \mu$$

entonces

$$f = F(R, \epsilon/D)$$

En el caso más general (f) es función de dos variables dimensionales, como queda establecido, el número de Reynolds R y la rugosidad relativa definida por ( $\epsilon/D$ ).

Si R es muy pequeño (flujo laminar) f es función solo de R y si R es muy grande (flujo turbulento) f no depende ya de R sino solo de la rugosidad absoluta  $\epsilon$  y como para una misma tubería ( $\epsilon/D$ ) es constante; f es también constante.

### 3.3.5.- Pérdidas secundarias

Como se menciona en la introducción estas pérdidas tienen lugar en los cambios de sección y dirección de la corriente, en las contracciones, codos, diafragmas, válvulas de diferentes tipos, etc., en general en todos los accesorios de tuberías. Estos elementos producen una perturbación de la corriente que origina remolinos, que intensifican las pérdidas.

Dichas pérdidas a pesar de llamarse secundarias pueden ser más importantes que las primarias si la conducción es relativamente corta. Se admite generalmente que si la longitud de tubería es mayor que 1000 diámetros el error en que se incurre despreciando las pérdidas secundarias es menor que el error producido al determinar un valor de f para la ecuación (3.6). En esto se ha de utilizar el sentido común hidráulico, así, por ejemplo, una válvula puede ser una pérdida pequeña y despreciable cuando está totalmente abierta; sin embargo, cuando está parcialmente abierta puede ser la pérdida más importante del sistema.

Las pérdidas secundarias se pueden calcular por dos métodos:

- 1.- Por una fórmula similar a la de Darcy-Weisbach (por ejemplo: Manning).
- 2.- Por la fórmula de Darcy-Weisbach; sustituyendo en dicha fórmula la longitud de la tubería por una longitud equivalente ( $L_e$ ), que es proporcionada por los fabricantes de accesorios.

### 3.3.6.- Tuberías

Para conducir el agua, se han empleado diversos materiales de construcción, tales como: piedra, barro vitrificado, madera, plomo, cobre, hierro forjado, acero, concreto e incluso bambú, así como diversas combinaciones de materiales.

Los tipos modernos de tuberías, que comúnmente se usan para conducir el agua a presión, comprenden hierro fundido, asbesto-cemento, cobre, hierro galvanizado, plásticos( polietileno (PS) y policloruro de vinilo (PVC) ), acero, concreto reforzado y presforzado, con o sin cilindro interior de acero.

Los criterios de selección del material de tuberías a presión dependen de diferentes requerimientos, entre los cuales puede citarse el diámetro determinado en el cálculo hidráulico. Atendiendo a este parámetro, la selección del tipo de material de la tubería, puede ser como sigue:

<b>DIAMETRO(mm)</b>	<b>TIPO DE TUBERÍA RECOMENDADA</b>
Hasta 76	Fierro galvanizado, cobre, plomo, PVC, PS
De 76 a 760	Asbesto-cemento, acero.
De 760 a 5000	Acero, conceto reforzado y presforzado, con y sin cilindro de acero.

El conocimiento del material tanto en sus características generales, como propiedades específicas (resistencia y limitaciones), son condiciones indispensables para la realización de un buen proyecto, pero es en la instalación donde se pueden aprovechar al máximo las bondades tanto del producto, como del proyecto, o donde se modifiquen ambas. El mejor producto no funcionará bien, si su destino tiene una aplicación inadecuada.

La instalación de las líneas de conducción de agua potable comprende: el transporte y manejo de las tuberías y de sus aditamentos; la excavación de zanja; el tendido, acoplamiento y desinfección de la tubería; el relleno de las zanjas; y la sustitución del camino, pavimento o superficies de las aceras.

### 3.4.- Línea de conducción

#### 3.4.1.-Conceptos Básicos

Recibe el nombre de Línea de Conducción la parte del sistema de agua potable constituida por el conjunto de conductos y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento hasta un sitio o a la comunidad.



Cualquier línea de conducción para que cumpla su cometido necesitará forzosamente de una energía para poder operar, esta energía se obtiene por medio de un sistema de bombeo o por la acción de la gravedad terrestre; de lo anterior se pueden distinguir tres tipos de formas de conducción, en cuanto a energía de funcionamiento se refiere, y que son:

- a).- Por Bombeo
- b).- Por Gravedad
- c).- Una combinación de ambos

Para el caso del presente proyecto se utilizara la conducción por gravedad, ya que existe la posibilidad de aprovechar la carga de posición que se presenta, debido a la diferencia de niveles entre la obra de toma y el tanque de regularización, dicha diferencia es de 434.32m., en una longitud de 5558.9m.

Toda línea de conducción esta constituida por una serie de elementos que se pueden dividir en:

- a) Equipos eléctricos: motores, bombas, transformadores eléctricos, etc.
- b) Tubería: tubos y aditamentos de unión.
- c) Accesorios: válvulas de seccionamiento, de admisión y expulsión de aire, de desfogue, de control, etc.
- d) Estructuras complementarias: silletas, atraques, estructuras de apoyo, etc.
- e) Piezas especiales: para cambios de dirección, de diámetro, de tipo de material, etc.
- f) Tanques: de almacenamiento, de regulación, de oscilación, cajas rompedoras de presión, etc.

#### 3.4.2.- Trazo de la línea de conducción

Los estudios a realizarse para efectuar el trazo de la línea de conducción son los siguientes:

a.- Topográficos: Se deben de obtener perfiles con las características topográficas de la zona para evitar que, con respecto a la línea piezométrica, se tengan puntos con cargas muy altas, pues esto influye en el tipo y costo de tubería a utilizarse, por lo tanto se tiene que cuidar que la línea trabaje con las menores cargas disponibles posibles.

b.- Tipo de Terreno: Es importante conocer el tipo de suelo con que se cuenta a lo largo del trazo de la línea, para poder determinar si la tubería se colocara enterrada, o será instalada en forma superficial.

c.- Cruzamientos y Afectaciones: Cuando ha sido definida la ruta que seguirá la línea de conducción, es necesario realizar varios recorridos, para poder verificar que no se invadan terrenos ejidales o propiedades privadas, por lo que deberá de procurarse llevar la línea por zonas comprendidas dentro de los derechos de vía federal.

d.- Costos de Ejecución: El objetivo primordial que se busca, después de haber realizado el análisis hidráulico es que la propuesta presentada cumpla con un buen funcionamiento hidráulico, y que los costos de ejecución y mantenimiento sean los mas bajos. Para conseguir esto es necesario considerar factores como: tipo y clase de tubería, el diámetro económico, funcionamiento por gravedad ó bombeo, etc.

### 3.5.-Diseño hidráulico de la línea de conducción

#### 3.5.1.-Conducción de la obra de toma al tanque de regularización.

##### A).- Determinación del diámetro, material y clase de la tubería.

Con el gasto requerido y los datos que se obtuvieron de los trazos planimétricos y altimétricos (longitud de la línea y carga disponible) se puede determinar el diámetro teórico y comercial de la tubería, el tipo de material y la clase, los cuales están en función de la presión de trabajo.

En resumen los principales factores que se deben de tomar en cuenta para la selección de la tubería son:

- a)Gasto a conducir.
- b)Características topográficas de la conducción y calidad del terreno por excavar.
- c)Costos de suministro e instalación.

Tomando en cuenta lo anterior se hicieron las siguientes determinaciones

##### 1.-) Diámetro y Material de la Tubería.

La línea deberá de conducir el gasto máximo diario de la localidad, de acuerdo al cálculo de gastos realizados en la sección 1.7, este gasto tiene un valor de:

$$Q_{md} = 2.94 L.P.S.$$

La longitud de conducción es de 4242.90 m. y la carga disponible que se tiene es de 412.66 m.

Para la determinación del diámetro no se tomaran en cuenta las pérdidas locales por ser muy pequeñas. Por lo tanto, tomaremos en cuenta solamente las pérdidas por fricción para lo cual, si consideramos:

$$H_E = hf = 412.66m.$$

Entonces, por la fórmula de pérdidas de Manning tendremos,

$$hf = \frac{10.3n^2 Q^2 L}{D^{16}} \quad \dots \text{(ec. 3.5.1)}$$

de donde

$$D = \left( \frac{10.3n^2 Q^2 L}{hf} \right)^{\frac{3}{16}} \quad \dots \text{(ec. 3.5.2)}$$

Si proponemos, al P.V.C., como material a utilizarse en la línea (debido principalmente a su bajo costo y resistencia a la corrosión). Se tiene que para este material  $n=0.009$  (Coeficiente de rugosidad de Manning).

Por lo que sustituyendo en la ec. 3.5.2, se tendrá:

$$D = \left( \frac{10.3(0.009)^2 (0.00294)^2 (4,242.90)}{412.66} \right)^{\frac{3}{16}}$$

$$D = 0.046m = 46.04mm$$

Este diámetro es teórico, el diámetro comercial inmediato es  $D=50.8mm$ , que son 2", por lo que usando este diámetro se tienen las siguientes características:

**Para P.V.C. D=2"**

**norma = RD E-26-68**

**presión de trabajo = 11.2 kg/cm<sup>2</sup>.**

**diámetro nominal = 50 mm.**

**diámetro real = 60.3mm.**

**diámetro interior = 55.3mm.**

**coeficiente de rugosidad  $n=0.009$ .**

Por lo que las pérdidas quedarán determinadas por:

$$hf = \frac{10.3(0.009)^2(0.00294)^2(4.242.90)}{(0.0553)^5} = 155.29m.$$

como  $hf = 155.29m$ .  $H_p = 412.66m$ . se acepta el diámetro propuesto.

Revisando la velocidad tenemos:

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

$$\therefore V = \frac{0.00294}{\pi(0.25)(0.0553)^2} = 1.22\%$$

El cuál es un valor aceptable, ya que se encuentra dentro del rango de valores que indican las normas de aprovisionamiento de agua potable para localidades urbanas, y que nos indica el siguiente intervalo para el caso del P.V.C.(ver ref. 1).

velocidad mínima permisible:0.5 m/seg. , para evitar asentamiento de partículas.

velocidad máxima permisible.5m/seg. , para evitar la erosión de las paredes de la tubería.

## 2.-)Clase de la Tubería.

La clase de la tubería dependerá de la presión interna de trabajo(carga piezométrica), pero también deberá considerarse, en una línea que trabaje a gravedad , la carga estática.

Analizando la clase de tubería necesaria para soportar la carga piezométrica, se debería de colocar tubería capaz de resistir una presión interior elevada, debido a que la carga disponible que se tiene es muy grande, provocada por el diámetro de tubería a emplear, ya que este produce pérdidas por fricción muy pequeñas, dando como resultado cargas piezométricas considerables. Pero tomando en cuenta la condición más desfavorable que para nuestro caso es la siguiente:

La presión debida a la carga estática cuando se cierra la válvula de llegada al tanque de regularización, puesto que en ese momento la tubería deberá de soportar la presión que se origina por la diferencia de niveles entre la salida de la obra de toma y el nivel más bajo de la línea, además de la sobre presión generada por el golpe de ariete que se genera con la acción del cierre de la válvula.

Una vez tomada en cuenta la consideración anterior ,se procedió a analizar la presión a la que estará sujeta la línea y se verificó que aunque se instalara la tubería de P.V.C. de pared mas gruesa (la

RD#26, con una presión de trabajo máxima de 11.2 kg/cm<sup>2</sup> , no se alcanzaban a cubrir los rangos de presiones que se tienen, por lo que se tuvo que dividir la línea de conducción en secciones y colocar cajas rompedoras de presión a determinadas distancias, con el fin de tener una menor carga estática, el criterio de ubicación de las mismas es considerando puntos en donde se tenga como máxima carga estática la de 60 m.c.a.

Aplicando el criterio anterior y después de analizar el perfil , se llegó a la conclusión de ubicar 1 caja rompedora de presión , cuya ubicación es la que se muestra a continuación:

No.	CADENAMIENTO (m.)	COTA (m.)	CLAVE
1	2+616	693.65	CRP-01

Para el diseño de la caja rompedora de presión se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: estará en función del gasto de conducción, así como el tiempo de retención de la misma.

El tiempo de retención que consideramos es de 3.5 minutos, las dimensiones de la caja a considerar están en función del volumen retenido, las cuales se presentan a continuación:

$$Volumen = Q(t_{ret})$$

$$V = 0.00294 \text{ m}^3/\text{s} (210\text{s}) = 0.617\text{m}^3 \approx 0.62\text{m}^3$$

Proponiendo una base en la caja de 1m<sup>2</sup>. de superficie tenemos:

$$Volumen = Area_{base} \times Altura$$

$$0.62\text{m}^3 = 1\text{m}^2(altura)$$

$$altura = 0.62\text{m}$$

Por lo tanto se considera una caja rompedora de presión con una capacidad de 1m<sup>3</sup>., es decir, una base de 1m<sup>2</sup>. y una altura de 1m., esto es para tener espacio en el acomodo de los dispositivos que integran dicha caja, como son la válvula de flotador entre otros.

Por otra parte, debido a la fuerte pendiente que se tiene en un tramo de la línea se optó por realizar un cambio en el material de la tubería , ya que en dicho tramo se presentaban presiones internas muy por encima de la presión máxima de trabajo para el P.V.C.(11.2 kg/cm<sup>2</sup>) , el material elegido a utilizarse en dicho tramo debido a su resistencia y economía fue el fierro galvanizado.

El análisis hidráulico definitivo nos conduce a considerar tres tramos a lo largo de la línea de conducción mismos que están definidos por la ubicación del cambio de material de la tubería y de la caja rompedora de presión obtenida.

### 3.5.2 Diseño definitivo.

#### a) TRAMO 1 De la obra de toma al cadenamiento 1+800.85

Datos:

$$Q=0.00294 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1,800.85\text{m.}$$

$$D=0.050\text{m. ( 2" ) Diámetro comercial}$$

$$D=0.0553\text{m. Diámetro interior}$$

$$n=0.009$$

$$H_c=1,000.0\text{m.}$$

$$V_m=1.22\text{m/s}$$

Realizando el cálculo de las pérdidas tenemos:

$$h_f = \frac{10.3(0.009)^2(0.00294)^2(1,806.85)}{(0.0553)^{\frac{16}{3}}} = 66.13\text{m.}$$

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de las pérdidas locales:

#### Deflexiones horizontales

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
15°	0.042	0.0759	0.003188	1	0.0032
22.5°	0.066	0.0759	0.004811	1	0.0048
37.5°	0.108	0.0759	0.008197	1	0.0082
45°	0.236	0.0759	0.017912	4	0.0716
60°	0.471	0.0759	0.035749	3	0.1072
Total ( m. )					0.195

### Deflexiones verticales

Deflexión	K	$V^3/2g$ ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
15°	0,042	0,0759	0,003188	3	0,0096
20°	0,058	0,0759	0,004402	2	0,0088
27.5°	0,082	0,0759	0,006224	2	0,0124
35°	0,146	0,0759	0,001108	1	0,0011
<b>Total ( m. )</b>					<b>0,0319</b>

### Dispositivos adicionales

Dispositivo	K	$V^3/2g$ ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
Entrada	0,5	0,0759	0,03795	1	0,0379
Válvula de seccionamiento	0,16	0,0759	0,01214	2	0,0243
<b>Total ( m. )</b>					<b>0,0622</b>

### Pérdidas secundarias

$$0.195+0.0319+0.0622=0.289m.$$

La cota piezometrica del cadenamamiento 1+806.85 es:

$$H=1,000.0 - ( 66.13+0.289 )=933.58$$

con una carga de presión  $H_p=933.58 - 898.22 - 0.076=34.92m.$

$$P = 3.49 \text{ Kg/cm}^2 < 11.2 \text{ Kg/cm}^2$$

### b) TRAMO 2 Del cadenamamiento 1+806.85 al cadenamamiento 2+516 ( CRP-01 )

Datos:

$$Q=0.00294 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=709.15m.$$

D=0.050m. ( 2" ) Diámetro comercial

D=0.0525m. Diámetro interior

n=0.010 Fo. Co.

$$H_c=933.58m.$$

$$V_m=1.358m/s$$

Realizando el cálculo de las pérdidas tenemos:

$$h_f = \frac{10.3(0.009)^2 + (0.00294)^2 (709.15)}{(0.0525)^{\frac{16}{3}}} = 42.28m.$$

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de las pérdidas locales:

#### Deflexiones horizontales

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
15°	0.041	0.094	0.004	4	0.088
45°	0.236	0.094	0.022	1	0.004
60°	0.471	0.094	0.044	1	0.044
Total ( m. )					0.136

#### Deflexiones verticales

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
15°	0.042	0.094	0.0039	1	0.0039
30°	0.130	0.094	0.0122	1	0.0122
45°	0.236	0.094	0.0222	1	0.0222
Total ( m. )					0.0383

#### Pérdidas totales

$$H_f = 42.28 + 0.136 + 0.0383 = 42.454m.$$

La cota piezométrica del cadenamamiento 2+516.0 es:

$$H = 933.58 - 42.45 = 891.13m.$$

con una carga de presión  $H_p = 891.13 - 693.65 = 197.48m.$

$$P = 19.70 \text{Kg/cm}^2 < 100 \text{Kg/cm}^2$$



c) TRAMO 3 De CRP-01 al tanque de almacenamiento ( cad. 4+242.90 )

Datos:

Q=0.00294 m<sup>3</sup>/s

L=1,726.9m.

D=0.050m. ( 2" ) Diámetro comercial

D=0.0553m. Diámetro interior

n=0.009 P.V.C.

Hc=694.0m.

Vm=1.22m/s

Realizando el cálculo de las pérdidas tenemos:

$$h_f = \frac{10.3(0.009)^2(0.00294)^2(1,726.9)}{(0.0553)^5} = 63.20m.$$

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de las pérdidas locales:

#### Deflexiones horizontales

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
22.5°	0.066	0.0759	0.005	1	0.005
45°	0.236	0.0759	0.0179	3	0.054
60°	0.471	0.0759	0.0357	1	0.036
Total ( m. )					0.095

#### Deflexiones verticales

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
22.5°	0.066	0.0759	0.005	2	0.010
45°	0.236	0.0759	0.0179	3	0.054
60°	0.471	0.0759	0.0357	4	0.143
90°	1.129	0.0759	0.0823	4	0.329
Total ( m. )					0.536

### Dispositivos adicionales

Dispositivo	K	$V^2/2g$ ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
Entrada	0.5	0,0759	0,03795	1	0,0379
Válvula de seccionamiento	0.16	0,0759	0,01214	2	0,0243
				Total ( m. )	0,0622

#### Pérdidas totales

$$H_f = 63,20 + 0,095 + 0,536 + 0,0022 = 63,89 \text{ m.}$$

La cota piezométrica en la entrada del tanque de almacenamiento ( cad 4+242.9 ) será

$$H_e = 694 - 63,89 = 630,11 \text{ m.}$$

y la carga de presión será

$$H_p = 630,11 - 587,338 - 0,0759 = 42,70 \text{ m.}$$

con una presión interna

$$P_t = 4,27 \text{ Kg/cm}^2 < 11,2 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.5.3 Conducción del tanque de almacenamiento al tanque de regulación.

#### Determinación del diámetro, material y clase de la tubería.

1.-) Diámetro y material de la tubería.

La línea conducirá el mismo gasto que en el caso de la línea que parte de la obra de toma y llega al tanque de almacenamiento dicho gasto es igual a:

$$Q_{med} = 2,94 \text{ L.P.S.}$$

La longitud de conducción es de 1316m. y la carga disponible que se tiene es de 23.24m.

Para la determinación del diámetro no se tomaran en cuenta las pérdidas locales por ser muy pequeñas. Por lo tanto, tomaremos en cuenta solamente las pérdidas por fricción para lo cual si consideramos

$$H_E = hf = 23,24 \text{ m.}$$

Entonces, de la formula de perdidas de Manning

$$D = \left( \frac{10.3n^2 Q^2 L}{hf} \right)^{1/4}$$

Proponiendo nuevamente al P.V.C., como material a utilizarse en la línea (debido principalmente a su bajo costo y resistencia a la corrosión), que tenemos que

$$D = \left( \frac{10.3(0.009)^2 (0.00294)^2 (1,316.00)}{23.24} \right)^{1/4} = 0.0634m = 63.39mm.$$

Como este diámetro no existe comercialmente, se considera el diámetro comercial más próximo que en este caso es:

$$D=60mm.=2 \frac{1}{2}''$$

Por lo tanto con este diámetro se tienen las siguientes características

Material = P.V.C.

Norma = RD-26

Presión de trabajo = 11.2Kg/cm

Diámetro nominal = 60mm.

Diámetro real = 73mm.

Espesor = 3mm.

Diámetro interior = 67mm.

Coefficiente de rugosidad (Manning)  $n=0.009$

Por lo que las pérdidas quedarán determinadas por

$$hf = \frac{10.3(0.009)^2 (0.00294)^2 (1,316.0)}{(0.067)^{10/3}} = 17.13m.$$

como  $hf = 17.3 \text{ m}$ .  $\ll H_E = 23.24m$ . se acepta el diámetro propuesto.

Revisando la velocidad tenemos:

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

$$\therefore V = \frac{0.00294}{\pi(0.25)(0.067)^2} = 0.83 \%$$

El cual se considera aceptable, ya que se encuentra en el intervalo de velocidades permisibles y que esta definido de la siguiente forma:

$$Vel_{min} 0.5\% \quad V \quad 5\% Vel_{max}$$

## 2.-) Clase de la tubería.

La clase de la tubería dependerá de la presión interna de trabajo ( carga piezometrica, se tiene que colocar una tubería capaz de resistir la presión interna que se presenta para hacer una elección apropiada se tomara en cuenta la conducción más desfavorable, que se presenta en la línea para nuestro caso es:

La presión debida a la carga estática, cuando se cierra la válvula de llegada al tanque de regulación, puesto que en ese momento la tubería deberá soportar la presión que se origina por la diferencia de niveles entre la salida del tanque de almacenamiento y el tanque de regulación.

Tomando en cuenta lo anterior se propone utilizar la tubería P.V.C. más gruesa que es la RD-26, con espesor de 3mm. Y que soporta una presión de trabajo máxima de 11.2 Kp/cm<sup>2</sup>.

### 3.5.4.- Diseño definitivo de la Línea de Conducción 2

#### A) Tramo 1.-Del tanque de almacenamiento al tanque de regulación ( cad. 1+316.0 )

##### Datos:

$$Q=0.00294 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1316 \text{ m.}$$

$$D=0.060 \text{ m. ( 2 1/2" ) Diámetro nominal.}$$

$$D=0.067 \text{ m. Diámetro interior.}$$

$$n=0.009$$

$$Ht=587.34 \text{ m.}$$

$$Vm=0.83 \text{ m/s}$$

##### Cálculo de las pérdidas

$$hf = \frac{10.3(0.009)^2(0.00294)^2(1,316.0)}{(0.067)^{\frac{16}{3}}} = 17.13m.$$

Pérdidas secundarias.

En la siguiente tabla se presenta el cálculo de las pérdidas locales.

**Deflexiones horizontales**

Deflexión	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
15°	0.042	0.035	0.00147	3	0.0044
22.5°	0.066	0.035	0.00231	2	0.0046
45°	0.236	0.035	0.00826	2	0.0165
<b>Total ( m. )</b>					<b>0.0255</b>

**Dispositivos adicionales**

Dispositivo	K	V <sup>2</sup> /2g ( m. )	h/pza ( m/pza )	N° pzas	Pérdidas locales ( m. )
Entrada	0.5	0.035	0.0175	1	0.0175
Válvula de seccionamiento	0.7	0.035	0.0245	2	0.0490
Tee 60x60 roscada	1.4	0.035	0.049	3	0.1470
<b>Total ( m. )</b>					<b>0.2135</b>

**Total de pérdidas.**

$$h_f = 17.30 + 0.0255 + 0.2135 = 17.539 \text{ m.}$$

La cota piezométrica en el cadenamamiento 1+316.0 ( tanque de regulación ) es:

$$H_c = 587.34 \text{ m.} - 17.539 \text{ m.} = 569.80 \text{ m.}$$

y la carga de presión es:

$$H_p = 569.46 - (565.68 + 0.035) = 4.09 \text{ m.}$$

$$P_c = 0.409 \text{ kg/cm}^2 < P_t = 11.2 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación se muestran los perfiles de la línea correspondientes a la líneas 1 y 2

# DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA I DE CONDUCCION

Tanque de Captacion  
en Corramo  
de Mamposteria y Concreto  
Capacidad 441 m<sup>3</sup>

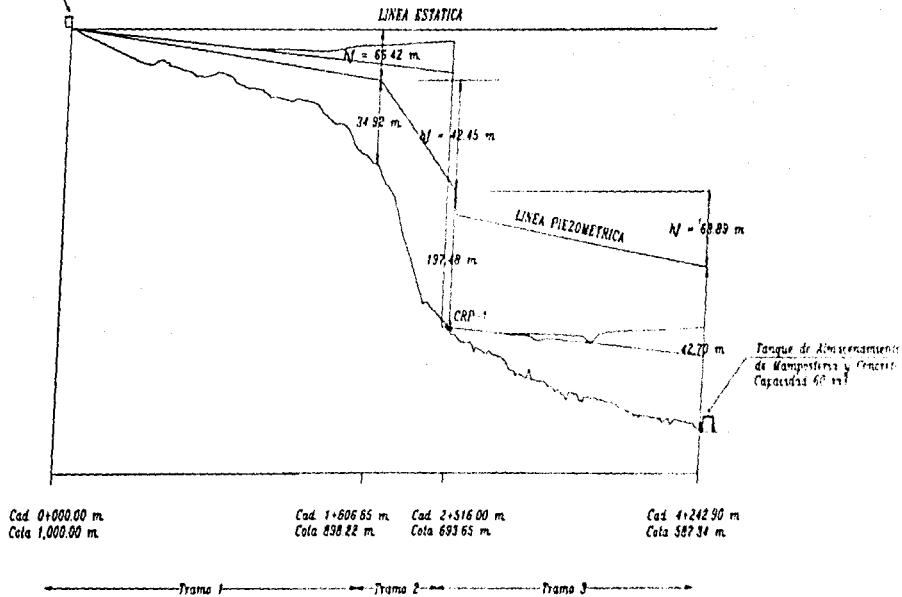


FIG. 3.4

# DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA 2 DE CONDUCCION

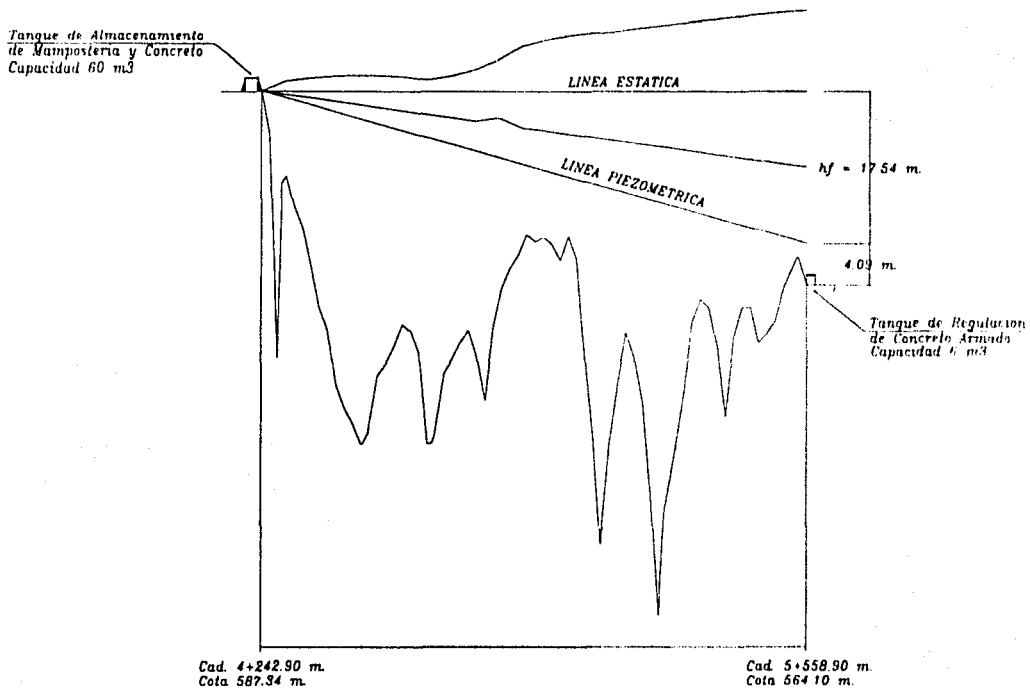


FIG. 3.5

## CAPÍTULO IV.-ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS

### 4.1.- Introducción.

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

Las válvulas son una parte importante en el diseño de tuberías. Son usadas para regular el flujo y la presión protegen la tubería y las bombas de sobrepresiones, ayudan a prevenir transitorios, prevén el flujo reverso a través de las bombas, remueven el aire, y ejecutan otras funciones. Si no son seleccionadas y operadas apropiadamente, pueden además causar problemas. Por ejemplo, cerrando una válvula de control muy rápido, usando el tipo erróneo de válvula check, o llenando una línea muy rápidamente puede resultar en transitorios hidráulicos muy severos. Si las válvulas son sujetas a cavitación se desgastarán rápidamente, y tendrán fugas de agua, y necesitarán reemplazarse.

Hay una amplia variedad de diferentes tipos de válvulas usadas para una gran variedad de propósitos. Sin embargo las válvulas y sus usos pueden ser separadas dentro de cuatro categorías:

- 1.- Válvulas de control.
- 2.- Válvulas de regulación de presión.
- 3.- Válvulas de no retorno de flujo.
- 4.- Válvulas de control de aire

Estas categorías no son exclusivas porque el mismo tipo de válvula podría ser usada con diferentes controles para desempeñar cualquiera de las cuatro funciones. Por ejemplo, una válvula reguladora de flujo debería estar diseñada para no producir cavitación excesiva. Esto puede requerir de múltiples válvulas en serie, así que funcionarían como ambas, válvulas reguladoras de flujo y de control de la cavitación.

Independientemente de los grupos en que puedan clasificarse, todas las válvulas tienen ciertas características comunes, que son:

- a) Superficies correlativas que actúan como sellos para cortar el paso en la válvula. En general se requieren un sello fijo y uno móvil.
- b) Un componente que sobresale del cuerpo y que mueve el asiento móvil que suele ser el vástago.
- c) Una empaquetadura ó sello para el vástago para evitar pérdidas de fluido el vástago sale del cuerpo de la válvula.
- d) Un volante o aparato similar para ayudar en el movimiento del vástago.
- e) Un conducto para el paso del fluido por la válvula, la configuración del conducto define el tipo de control que se puede esperar de la válvula.



#### 4.2.-Tipos de válvulas, usos y criterios de selección.

Un punto importante en la selección de las válvulas es verificar que éstas cumplan con las normas y especificaciones que regulan la construcción y el uso de las mismas.

ANSI ( American National Standard Institute )

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

ASTM ( American Society Testing of Materials )

API ( American Petroleum Institute )

Posteriormente deberá considerarse el uso o la función que vaya a tener la válvula.

Usos de las Válvulas.

**a) Control:**

- 1.- Seccionamiento o bloqueo.
- 2.- De drenado o vaciado.
- 3.- De control de la cavitación.
- 4.- Bypass.

**b) Regulación de presión:**

- 1.- Alivio de presión.

**c) De no retorno:**

- 1.- Válvula check.

**d) De control de aire:**

- 1.- Eliminadoras de aire.
- 2.- De aire-vácuo.

**a) Válvulas de control**

1.- **Seccionamiento:** la función de éstas válvulas es aislar ciertas zonas, controlando los gastos que ingresan en ellas. El aislamiento generalmente se utiliza para realizar trabajos de mantenimiento ó reparaciones.

2.- **Drenado:** la función de las válvulas en este caso es poder vaciar el agua contenida en las tuberías. Por ello deben ubicarse en puntos topográficamente bajos, para que por gravedad se produzca esta función.

3.- **Control de la cavitación:** este tipo de válvulas controla el flujo o disipa el exceso de energía, limitando con ello el valor de la cavitación a un valor aceptable.

4.- **Bypass:** la función de éstas válvulas es recircular el agua en un arranque de bomba, en un llenado de tuberías ó bien en una zona donde este instalada una válvula de difícil operación, actuando sobre la presión y facilitando con ello las maniobras de dicha válvula.

**b) Válvulas reguladoras de presión**

1.- Aliviadoras de presión: la función de estas válvulas es proteger a las tuberías de las presiones excesivas, principalmente las sobrepresiones por Golpe de Ariete.

**c) Válvulas de no retorno**

1.- Válvula check: la función de éstas válvulas es prevenir y evitar el flujo del agua en sentido inverso al flujo de la operación normal.

**d) Válvulas de control de aire**

1.- Eliminadoras de Aire: este tipo de válvulas expulsa pequeñas cantidades de aire que se acumula en los puntos altos de una línea de conducción. Este aire generalmente es arrastrado por el agua en su movimiento por la tubería, y difícilmente se puede evitar, por lo que es importante no dejar de colocar este tipo de válvulas en las líneas, sobre todo en aquellas de gran longitud.

2.- De Aire - Vacío: estas válvulas expulsan grandes volúmenes de aire de las líneas de conducción cuando se están llenando, e inyectan aire a la línea de conducción cuando ésta se vacía.

**Tipos de Válvulas.**

**a) Válvula de Compuerta.**

**b) Válvula de Mariposa.**

**c) Válvula de Globo.**

**d) Válvula Check.**

**e) Válvula Aliviadora de Presión.**

**f) Válvula Eliminadora de Aire.**

**g) Válvula de Admisión y Expulsión de Aire.**

**h) Válvula Combinada.**

**i) Válvula de Desfogue o Drenaje**

**a) Válvula de Compuerta:** es una válvula de control que se usa para seccionar o drenar. Como su nombre lo indica consiste en una estructura que permite el deslizamiento de un disco en posición vertical para dar paso o cerrar, en forma hermética a altas presiones; abierta totalmente causa pocas pérdidas. Requiere de una gran fuerza para su operación, si es de un gran tamaño requiere de muchos minutos para ser cerrada. Estas válvulas pueden ser de vástago levantara o no levantara, el tipo normal abre si se gira a la izquierda y tiene por tanto una rosca directa.

Cuenta con extremos provistos de bridas. Las válvulas de uso frecuente pueden ser de operación hidráulica o eléctrica, así como de operación manual.

b) **Válvula de Mariposa:** es una válvula de control que se usa para seccionar o drenar. La válvula consiste en un cuerpo tubular en donde va montado un disco denominado mariposa que pivotea sobre un eje central. En el exterior de la válvula se tiene un indicador para saber la posición del disco. Compite con las de compuerta en cuanto a su utilización, pero tiene la ventaja de ser más ligera cuando se requiere para grandes diámetros, ya que son de menor tamaño, tienen mínimo desgaste por fricción, facilidad de operación y son de menor precio que las de compuerta. Tiene la desventaja de presentar mayores pérdidas aún estando totalmente abierta y no son adecuadas para líquidos que contengan materias que puedan impedir su cierre.

c) **Válvula de Globo:** generalmente se usa en diámetros pequeños y son económicas. Constan de un disco horizontal accionado por un vástago para cerrar o abrir un orificio por el que circula el agua, este mecanismo se encuentra alojado dentro de una caja voluminosa con extremos de brida para diámetros grandes y de rosca para las pequeñas. Su utilización en redes no es normal, debido a las grandes pérdidas de carga que producen. Su aplicación principal es en sistemas de distribución de edificios en donde su bajo costo compensa sus deficientes características hidráulicas.

d) **Válvula Check:** el objeto de esta válvula consiste en dejar pasar el agua en un solo sentido y automáticamente impedir que lo haga en sentido inverso al normal de trabajo, para ello constan de una placa con charneta 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.

e) **Válvula Aliviadora de Presión:** se usa para proteger el equipo de bombeo y las tuberías, de las sobrepresiones producidas por los fenómenos transitorios. La válvula está diseñada para abrir automáticamente y descargar al exterior, cuando la presión en la línea sea mayor que aquella a la que fué 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 del flujo.

f) **Válvula Eliminadora de Aire:** como una función física natural el aire que contiene el agua de una tubería de conducción se va acumulando en los puntos altos y cambios de pendiente. Conforme aumenta el volumen de aire, se reduce el área efectiva de flujo; sin embargo el mayor peligro está en la posible compresión de este aire, así como en una interrupción repentina del flujo que puede multiplicar enormemente la presión de la bolsa de aire acumulado en la tubería, traduciéndose en una verdadera explosión con expulsión de fragmentos. Instalando válvulas Eliminadoras de Aire se evitarán estos problemas, ya que se irá eliminando continuamente el aire acumulado. Existen varios modelos de estas válvulas, pero básicamente constan de una cámara en donde el agua eleva 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.

g) **Válvula de Admisión y Expulsión de Aire:** conocidas también como de Aire - Vacío, estas válvulas expulsan grandes cantidades de aire cuando una tubería se está llenando y por otro lado dejan entrar aire del exterior cuando una tubería se está vaciando, aliviando de esta forma la presión negativa y evitando que la tubería se aplaste por el efecto de la presión atmosférica.

h) **Válvula Combinada:** la válvula combinada para aire está constituida por dos válvulas, una Eliminadora de aire, acoplada a otra de Admisión y Expulsión de aire; la primera permite descargar pequeñas y continuas cantidades de aire, lo que por su diseño la segunda no lo permite realizar.

i) **Válvula de Desfogue ó Drenaje:** este tipo de válvula se debe colocar en los puntos más bajos de una línea de conducción, con la finalidad de drenar la tubería para posibles inspecciones o reparaciones.

### Válvula de seccionamiento

**Criterio de utilización.** - Este tipo de válvula se utiliza para controlar el funcionamiento de un sistema de tuberías, ya que permite el aislamiento de ciertos tramos de tubería con el objeto de proporcionar mantenimiento a la red.

**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 la válvula. De este modo se selecciona la válvula que presente poca variación se pérdidas de energía para una amplia gama de aperturas.

El procedimiento de diseño es el siguiente:

- 1.- Localizar el sitio donde se instalará la válvula de acuerdo a las necesidades de funcionamiento del sistema de tuberías (aprox. cada 150m).
- 2.- Seleccionar el tipo de válvula que se debe colocar en el sitio en el punto anterior.
- 3.- Para hacer el análisis del funcionamiento de la válvula es necesario obtener de los fabricantes las curvas de descarga o de pérdidas para diferentes porcentajes de apertura.
- 4.- Se proponen diferentes condiciones de apertura de la válvula en %, con la ayuda de la curva de descarga obtendremos el valor del coeficiente  $C_d$  para cada apertura.
- 5.- Para cada uno de los coeficientes  $C_d$  se calcula el correspondiente coeficiente de pérdidas  $K_e$ , utilizando la siguiente ecuación.

$$K_e = \frac{1}{C_d^2} - 1$$

6.- Para cada valor de  $K_e$  se calcula la velocidad en la válvula, considerando todas las tuberías del sistema; para ello se utiliza la ecuación de Bernoulli o de Energía.

$$z_1 = z_2 + \left( f \frac{L}{D} + K_e \right) \frac{V^2}{2g}$$

7.- Para cada valor de velocidad calculado en el paso anterior se obtiene el porcentaje que representa el valor de velocidad máxima calculada.

Estos resultados permitirán observar como se comporta la válvula para diferentes aperturas.

El criterio de selección consiste en tomar aquella válvula que presenta poca variación de velocidad para una variedad de aperturas.

Para este proyecto el cálculo de la válvula de seccionamiento es el siguiente.

Se propone utilizar válvulas de compuerta de bronce, con extremos roscables de 2" ( 0.05 m ) de diámetro para la primera línea y 2 1/2" ( 0.067 m. ) de diámetro para la segunda línea.

Dichas válvulas se ubicaran a los siguientes puntos:

LINEA 1	CADENAMIENTO	DIAMETRO
Tramo 1	0+000	2"
Tramo 1	1+000	2"
Tramo 1	1+806.5	2"
Tramo 2	2+516	2"
Tramo 3	2+517	2"
Tramo 3	3+010	2"
Tramo 3	4+242.9	2"

#### Válvula de desfogue

**Criterio de utilización.** - La válvula de descarga o desfogue se utiliza para vaciar la tubería con el objeto de darle mantenimiento. Estas válvulas se instalaran en los puntos mas bajos de la línea de conducción, para este fin se pueden usar las válvulas de compuerta, de mariposa, de esfera o de globo.

**Criterio de diseño.** - Se diseñan 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.

El modelo matemático que se utiliza en el análisis de esta válvula es el equivalente a la descarga a través de un orificio del volumen de agua contenida en un depósito.

$$T = 2 \frac{V_a}{Q_a}$$

donde:

T = Tiempo total de vaciado.

V<sub>a</sub> = Volúmen del líquido contenido en el recipiente.

Q<sub>a</sub> = Gasto al iniciarse el vaciado bajo la carga H<sub>a</sub>.

Además: V<sub>a</sub> = A L ( del tubo o tubos )

$$Q_a = C_d A_1 \sqrt{2g H_a}$$

El proceso a seguir para el cálculo de este tipo de válvula es el siguiente:

1.- Ubicar el sitio donde se instalará la válvula.

2.- Se calcula el volúmen de agua a desalojar.

$$V = A L$$

donde:

V : Volúmen del agua a desalojar

A : Area interior de la tubería

L : Longitud de la tubería

3.- Se propone un tiempo de vaciado total " T " de acuerdo a las necesidades de operación que se tengan en el sistema.

4.- Se calcula el gasto de vaciado total:

$$Q = \frac{2V}{T}$$

5.- Calculamos el área de la válvula para desalojar el gasto Q anterior mediante la ecuación

$$A_v = \frac{Q (K_v + 1 + f \times L/d)^{1/2}}{(2g h)^{1/2}}$$

donde:

$A_v$  = Área de apertura de la válvula

$Q$  = Gasto desalojado

$f$  = Factor de fricción de Darcy para el tubo de descarga

$L$  = Longitud del tubo de descarga

$d$  = Diámetro del tubo de descarga

$K_v$  = Coeficiente de pérdida de la válvula.

6.- Se determina el tamaño de la válvula en función del área  $A_v$

$$d_v = \frac{4 A_v}{\pi}$$

donde:

$d_v$  = Diámetro de apertura de la válvula. Generalmente este valor se estima al 100 % de apertura. No necesariamente es el tamaño nominal de la válvula.

El análisis de las válvulas de desfogue es el siguiente:

Considerando que este tipo de válvulas se deben colocar en los puntos más bajos de la línea, se proponen los siguientes puntos de ubicación.

LÍNEA 1	VALVULA	CADENAMIENTO	LONGITUD DE DRENADO EN M.
	1	0+827.20	827.20
	2	1+320.86	493.65
	3	1+734.46	413.60
	4	2+334.85	600.39
	5	2+601.74	346.09
	6	2+968.60	286.86
	7	3+322.16	353.56
	8	4+002.70	680.58

Para el cálculo tomaremos la válvula No 12, la cual esta colocada en el cadenamiento 0+827.20, que corresponde a una longitud acumulada en la tubería de 827.20 m.; esta válvula es la que va a desalojar el agua en el tramo de mayor longitud que tenemos en la línea de conducción, por lo cual se toma como el más desfavorable.

Finalmente se determina el tamaño de la válvula en función del área  $A_v$ , con la siguiente fórmula:

$$d_v = \frac{(4 \times 0.00229)^{1/2}}{(3.14159)^{1/2}}$$

$$d_v = 0.0539$$

Como la dimensión resultante no es una medida comercial, se ajustará el valor a la dimensión nominal más cercana, resultando una válvula de mariposa, que puede ser de Maria Mymaco Keystore o similar de 2" (0.0500) de diámetro nominal.

Este tipo de válvula se utilizara en los otros desfogues ya mencionados.

#### LÍNEA 1

VALVULA	CADENAMIENTO	LONGITUD DE DRENADO EN M.
1	0+258.50	746
2	1+960.00	500

Se considerará la válvula N° 1 para el análisis debido a que es la que tiene que desalojar el agua del tramo de mayor longitud.

El volumen de agua a desalojar es la siguiente:

Diámetro de la tubería = 0.060 m. ( nominal )  
 Diámetro interior = 0.067 m.  
 Longitud del tramo = 740 m.

donde:

Proponiendo un tiempo de vaciado  $t = 30 \text{ min.} = 1800 \text{ seg.}$ , calculamos el gasto de vaciado total, que es igual a:

$$Q = 2 ( 2.61 \text{ m}^3 ) / 1800 \text{ seg.} = 0.0029 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El área de la válvula para desalojar el gasto  $Q$  será

$$A_v = \frac{0.0029 ( 0.24 + 1 + (0.017 \times 1/0.0549)^{1/2} )}{( 2 \times 9.81 \times 0.067 )^{1/2}} = 0.0039 \text{ m}^2$$

y el diámetro de la válvula se encuentra con la fórmula:

$$d_v = ( ( 4 \times 0.0039 ) / 3.14159 )^{1/2} = 0.070 \text{ m.}$$

de donde observamos que la medida comercial, más cercana, es una válvula de 2 1/2" ( 0.060 m. ) de diámetro nominal del tipo de mariposa.

Esta válvula se utilizara en ambas secciones antes consideradas.

Válvulas de admisión y expulsión de aire.

Este tipo de válvulas se colocan en los puntos altos de la línea, es decir se instalaran despues de las subidas y antes de las bajadas bruscas.

Válvula de admisión de aire

**Criterio de utilización.-** La función de estas válvulas es la de permitir la entrada de aire cuando se vacía el agua de la tubería y evitar con ello la falla por colapso en la tubería y en la columna de una bomba de pozo profundo cuando se programa un paro. Así mismo sirve para expulsar el aire cuando se llene de agua la tubería y cuando se arranque una bomba de pozo profundo.

Válvula de expulsión de aire.

**Criterio de utilización.-** Su función es expulsión de aire que se acumula en los puntos altos de la tubería durante su operación, se instalan en los puntos altos de la tubería.

**Criterio de diseño.-** Se considera que el volumen total de agua en la tubería contiene el 2 % de su volumen como aire disuelto.

Para determinar el tamaño de las válvulas se aplica la siguiente metodología :

1) **Ubicación:** Considerando que este tipo de válvulas se colocan en los puntos altos de la línea, es decir; se instalaran después de las subidas y antes de las bajadas bruscas; se proponen los siguientes puntos de ubicación de las mismas.

#### **LINEA 1**

<b>VALVULA</b>	<b>CADENAMIENTO</b>	<b>LONGITUD DE DRENADO EN M.</b>	<b>PENDIENTE DE TRAMO A DECIMAL</b>
1	0+600.4	2091.68	0.1275
2	3+068.6	1760.43	0.3490

**Análisis para expulsar aire.**

Se debe determinar el diámetro mínimo permisible de la válvula, capaz de expulsar aire en pies cúbicos por segundo ( PCS ), y no se debe exceder la presión diferencial PP que la válvula soporta, y que es de 0.14 kg/cm<sup>2</sup> o su equivalente en el sistema ingles ( 2 lbs/pulg<sup>2</sup> ).

Utilizaremos la pendiente más desfavorable para cubrir todos los rangos en este caso corresponde a la válvula numero 2, tenemos:

$$D = 2" \quad \text{y} \quad S = 0.3490$$

El cálculo del gasto de aire a expulsar esta definido por la ecuación:

$$Q_a = 0.08666 \times ( S \times D^4 )^{1/2}$$



donde:

$Q_a$  = Gasto de aire por expulsar en pies cúbicos por seg.

$S$  = Pendiente del tubo.

$D$  = Diámetro del tubo en pulgadas.

**Nota:** Las medidas se expresan en el sistema ingles debido a que los catalogos de los fabricantes así lo establecen.

Para nuestro caso, tenemos entonces:

$$Q_a = 0.08666 (0.3490 \times 2^5)^{1/2} = 0.2896 \text{ pie}^3/\text{seg.}$$

Se determina el tamaño de la válvula utilizando una gráfica del fabricante, entrando con el gasto de aire  $Q_a$  y la presión; y el dato que obtenemos es el de una válvula con un diámetro de 1/2" de entrada y salida, tipo RAVSO.

#### 4.3.-Tipos de atraques, usos y criterios de selección.

##### Atraques

Con este nombre se define a ciertos elementos estructurales, generalmente de concreto, que impiden que en una tubería en operación se produzcan deformaciones por efecto de las fuerzas dinámicas producidas por la Presión y en los puntos de cambio de dirección del flujo.

Tienen por objeto evitar que, por los empujes producidos por la Presión, la línea se mueva y se afecten sus acoplamientos.

En el criterio para el diseño de los atraques se consideran fundamentalmente tres fuerzas:

- a) Fuerza de Presión (incluyendo el Golpe de Ariete)
- b) Peso de la Tubería
- c) Peso del Agua

Las fuerzas anteriores combinadas con los cambios de dirección (ángulos de deflexión) y la resistencia del terreno nos permitirán diseñar el tamaño y tipo de atraque por instalar, siendo necesarios para toda línea de conducción.

Su uso sirve para constituir un medio de anclaje entre la tubería, los accesorios y la pared de la zanja.

## **CAPÍTULO V.- TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN**

### **5.1.- Introducción.**

El objeto de una obra o tanque de regulación es transformar un régimen de aportación constante en un régimen de demandas variables, en estas estructuras se almacena el agua que no se consume en las horas de demanda mínima ( es decir, cuando el consumo es menor que el gasto que aporta la fuente ) para aprovecharla después en las horas de máxima demanda ( cuando el consumo es mayor que el gasto aportado por la fuente ).

El objeto del tanque de almacenamiento es disponer, además del volumen adicional como reserva en previsión de incendios o alguna suspensión que pueda presentarse por contaminación de la fuente o por reparación de la línea de conducción o de la obra de captación. Salvo que sea para combatir incendios, por requerirlo así la población, no se recomienda en nuestro medio el empleo del tanque de almacenamiento para otros usos, pues si se dispusiera de una reserva de un día, como algunas veces se aconseja se requerirá un volumen de un 600% del volumen de regulación, que demandaría una fuerte inversión que muy probablemente no se justificaría y si daría lugar a pensar en otra fuente de abastecimiento como reserva en todo caso. Si las condiciones económicas y la necesidad de la localidad lo requieren se podrá tomar cuando más un tiempo de 4 horas ya que obligaría a prever un volumen aproximadamente igual al doble del de regulación.

En general podemos clasificar a los tanques por dos parámetros, el primero es por el material con el que se construye, y que pueden ser metálicos, de concreto armado y de mampostería.

El segundo parámetro lo constituye su posición con respecto al nivel del suelo, y se denominan superficiales y elevados. Se llaman superficiales cuando la plantilla del depósito esta en contacto directo con el suelo. Se llaman elevados cuando la plantilla del tanque está separada del suelo y su cuerpo está soportado por una torre o cualquier otra estructura que la mantenga en esta posición.

En el caso de los tanques metálicos y de concreto armado estos pueden ser elevados y para el caso de mampostería este será siempre superficial. Se recurre a los tanques elevados cuando topográficamente no se dispone de elevación apropiada para desplantar un tanque superficial.

### **5.2.- Tanques superficiales**

De acuerdo al nivel de desplante de los tanques superficiales, pueden ser: enterrados, semienterrados o a flor de tierra.

Los tanques enterrados se emplean generalmente en lugares planos y cuando el estudio económico resulte favorable en comparación con los tanques elevados.

Los tanques semienterrados compensan la carga que ejercen sobre el suelo; invariablemente se construyen en lugares cuya topografía es plana o accidentada y su elección depende también del estudio económico comparándolos con respecto a tanques elevados o superficiales más alejados, donde se tenga un mejor material de cimentación.

Los tanques a flor de tierra son del tipo más común de tanque que se construye en lugares de topografía accidentada, donde se tenga la elevación natural del terreno suficiente para mantener la presión que se desea en la red de distribución. Las ventajas de un almacenamiento a flor de tierra incluyen: bajo costo de inversión, bajo costo de mantenimiento, observación más fácil del agua almacenada, mayor seguridad, etc..

Como se menciono anteriormente los tanques superficiales pueden ser de tierra y mampostería, acero, concreto reforzado y concreto presforzado.

### 5.3.- tanques superficiales de tierra y mampostería

Estos depósitos son construidos para almacenar grandes volúmenes de agua, y usualmente se realiza una parte de excavación y otra de terraplenes. Si son usadas paredes de mampostería en lugar de terraplenes y son revestidos en su interior, estos depósitos suelen ser llamados depósitos de mampostería.

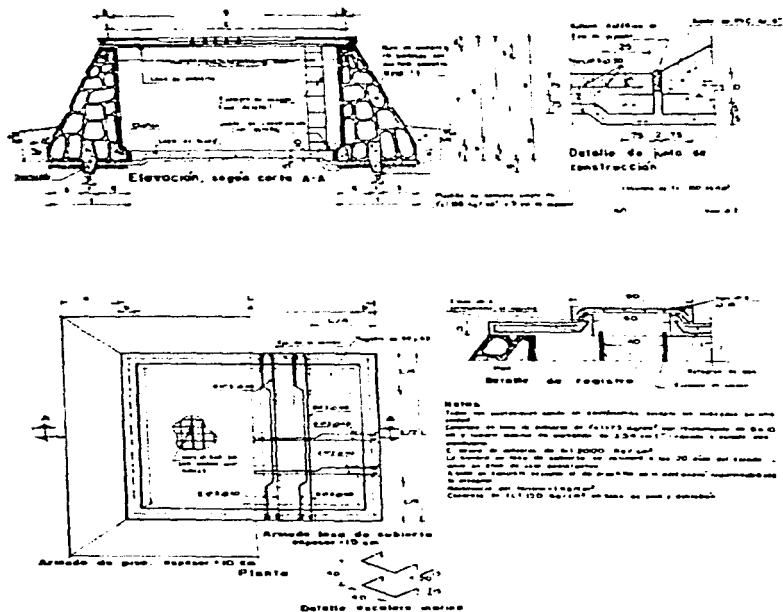
En la práctica las profundidades varían de 3.65 a 5.50m, para depósitos que contengan 4,000m<sup>3</sup> o menos, y de 6.10 a 9.15m los depósitos que contengan de 38,000 a 190,000m<sup>3</sup> de capacidad dependiendo, de las circunstancias de la localidad. Donde el espacio es limitado, es económico el uso de muros de mampostería en lugar de terraplenes. Los muros de estos depósitos generalmente están hechos de concreto y son de gravedad, cantiliver, contrafuerte, viga vertical o tipo cilíndrico, los muros de gravedad son dimensionados de tal forma que resisten por su propio peso los efectos de volteo y deslizamiento que la presión ejerce sobre ellos. Este tipo no es usado para construir depósitos grandes.

Los depósitos con muros de concreto reforzado generalmente consisten en la continuación de losas horizontales o inclinadas, soportadas por columnas de concreto reforzado. El diseño de estos muros es más complicado que de muros en cantiliver, pero los de concreto reforzado muestran un ahorro de material para alturas de más de 6 metros.

En México, los tanques de mampostería son de pequeña capacidad y generalmente son construidos con muros de piedra braza, con el recubrimiento interior necesario que garantice su impermeabilidad y Con piso y techo de losas de concreto armado, estos tanques son usados para alimentar directamente a la red de distribución como tanques de regularización y/o almacenamiento.

En la figura (5.1) se reproduce el plano estructural tipo elaborado por la SAHOP, para tanques de mampostería. En dicho plano se considero que los muros están calculados para trabajar con o sin

empuje de tierra. Para la base se consideró el terreno firme o sea aproximadamente con  $1\text{kg/cm}^2$  de fatiga de trabajo a la compresión. En esta alternativa el techo deberá ser de concreto reforzado, ya que en cualquier otro material es fácil de ser dañado. Dada la forma en que están calculados estos muros, puede variarse la geometría de la planta para adecuarla en caso de que fuera necesario, al terreno de que se disponga.



**FIG.5.1.-plano estructural tipo para tanques de almacenamiento de mampostería y losa de concreto armado recomendado por la SAHOP.**

#### 5.4.- Tanques superficiales de concreto reforzado

El concreto ha venido a favorecer la construcción de tanques superficiales o elevados a relativamente bajo costo y con gastos reducidos de mantenimiento.

El concreto reforzado ha sido usado extensamente en la construcción de tanques y, cuando son bien diseñados y construidos, son preferibles a los de acero considerando su durabilidad, mantenimiento y apariencia. Sin embargo, su impermeabilidad es muy difícil de asegurar, sobre todo al considerar las deformaciones debidas al esfuerzo, y el resultado es que un número grande de estas estructuras presentan una apariencia poco satisfactoria, su mantenimiento se dificulta y su durabilidad es dudosa, desde el punto de vista de funcionamiento estructural y de consumo de materiales, es más eficiente un tanque circular que uno rectangular, aunque si la capacidad es pequeña, estas ventajas pueden perderse por el mayor costo de la cimbra del tanque circular. Por otra parte, hay situaciones en que no es posible o no conviene adoptar la forma circular, por ejemplo, cuando el terreno disponible esta restringido, pues para una cierta capacidad total se aprovecha mejor el terreno con tanques rectangulares que con circulares. Si la capacidad del tanque no llega a 100m<sup>3</sup>, lo mas probable es que cueste menos un tanque circular de concreto reforzado que uno presforzado, para capacidades mayores, habrá que considerar la posibilidad de que el tanque se construya de concreto presforzado.

#### 5.5.- Fallas y problemas en los tanques

Si se considera el termino "falla" como derrumbe observado, serian relativamente pocas las fallas, pero si se considera por "falla" toda discrepancia entre los resultados de un proyecto y las que en realidad se obtienen, y ademas se mide cuidadosamente la posición, forma y condiciones de la estructura terminada entonces la cantidad de fallas es muy grande, mucho mayor que la de la lista de incidentes que aparecen en las publicaciones tanto técnicas como informativas. Es cierto que en algunas ocasiones existe solo una causa o explicación de la falla pero, por regla general, ésta tiene su origen en una combinación de circunstancias tales como (descuidos, malas interpretaciones, ignorancia, incompetencia y aún deshonestidad), pero nunca puede atribuirse a ninguno de éstos factores en particular la categoría de causa inmediata de falla. Las fallas también pueden definirse como un comportamiento que no cumple con las funciones a las que estaba destinada la estructura terminada.

##### 5.5.1.- Fallas en mampostería

La capacidad de la mampostería para soportar cargas de consideración es bien conocida, pero a menudo se comete el error de pensar que el factor de seguridad no disminuye con el tiempo, los muros

ya viejos se van quedando sin su revestimiento o se deterioran totalmente por falta de mantenimiento, fluctuaciones de temperatura, exposición a la lluvia, absorción de humedad y alteraciones químicas de las unidades y de los morteros que integran las mamposterías, así como las deformaciones elásticas y plásticas; actuando todas en combinaciones múltiples, alteran la apariencia y la resistencia de las mamposterías.

Por ello, en los detalles de diseño y los procedimientos de construcción, se deben tener en cuenta esos factores y proporcionar los elementos adecuados para compensar los posibles cambios que ocurran durante la vida útil de las estructuras.

#### **5.5.2.- Fallas en concreto reforzado**

Para el caso del concreto, las estructuras para almacenamiento están expuestas a presiones cambiantes en la medida en que varían los volúmenes que contienen; también pueden verse afectados por cargas dinámicas cuando se extrae su contenido rápidamente, provocando que se formen grietas en las cuales una pequeña fuga a través de ellas puede no ser de consecuencias desde el punto de vista de pérdida de agua, aunque tal fuga produce una apariencia muy desagradable y puede afectar seriamente la durabilidad de la estructura; también puede fallar por agrietamiento del piso, cuando su vaciado súbito acarrea la acción de una presión hidrostática bajo el piso. En los suelos de drenaje difícil es necesario tomar precauciones especiales de escurrimiento forzado para aliviar las presiones hidrostáticas bajo el piso, al vaciar el tanque.

Las fallas en los muros de los tanques, en los que la carga de presión es fija y simplemente determinada, por lo general se explican por la falta de consideración a la rigidez de fijación del fondo y de las aristas de los lados construidos monolíticamente con losas y muros adyacentes.

#### **5.6.- Determinación del volumen del tanque de almacenamiento.**

Generalmente la regulación se hace por periodos de 24 hrs. ( 1 día ) y básicamente el calculo del volumen del tanque consiste en conciliar las leyes de suministro o de entrada y de demanda o de salida de los gastos que se estén considerando en un problema dado. Estas leyes pueden ser de tipo uniforme o variable y se representan gráficamente por medio de los hidrogramas correspondientes. El cálculo del volumen del tanque de regulación puede hacerse en forma analítica o en forma gráfica. A continuación se calculara la capacidad del tanque por ambos métodos.

### 5.6.1. Método gráfico.

Para la determinación del volumen del tanque de almacenamiento, se tomaran en cuenta las siguientes consideraciones:

- a.- Gasto medio diario = 2.49 L.P.S.
- b.- La alimentación al tanque es durante 24 hrs.
- c.- Para la ley de demanda horarias, se considera que se trata de un población pequeña ( 1410 habitantes ).

Como el gasto máximo diario es de 2.94 L.P.S., el volumen diario total considerado es de:

$$\text{Vol. Total} = ( 2.94 \times 8400 ) / 1000 = 254.02 \text{ m}^3$$

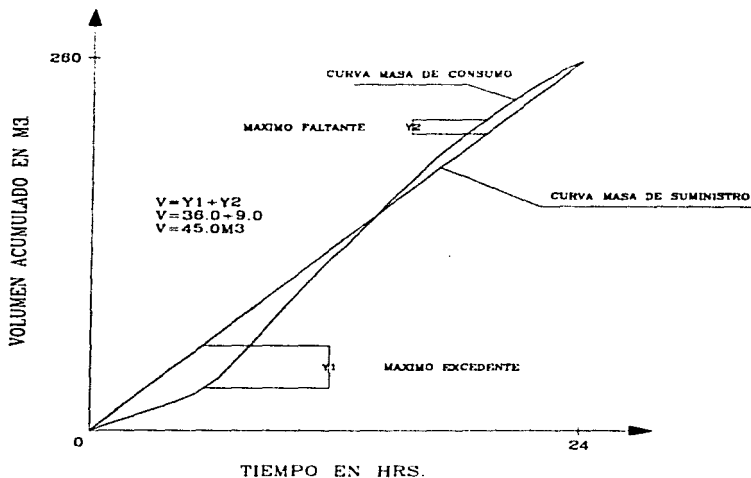


FIG.5.2.-Determinación del volumen del tanque de almacenamiento por medio de las curvas de suministro y consumo.

**METODO ARITMETICO**  
**CALCULO DEL VOLUMEN DEL TANQUE DE REGULACION**

<b>HORAS</b>	<b>DEMANDA HORARIA %</b>	<b>VOLUMEN CONSUMIDO</b>	<b>VOLUMEN ACUMULADO</b>
0-1	45	4.77	4.77
1-2	45	4.77	9.58
2-3	45	4.77	14.31
3-4	45	4.77	19.08
4-5	45	4.77	23.85
5-6	60	6.35	30.2
6-7	90	9.52	39.72
7-8	135	14.28	54.00
8-9	150	15.87	69.87
9-10	150	15.87	85.74
10-11	150	15.87	101.61
11-12	140	14.82	116.43
12-13	120	12.7	129.13
13-14	140	14.82	143.95
14-15	140	14.82	158.77
15-16	130	13.76	172.53
16-17	130	13.76	186.29
17-18	120	12.70	198.99
18-19	100	10.58	209.57
19-20	100	10.58	220.15
20-21	90	9.52	229.67
21-22	90	9.52	239.19
22-23	80	8.47	247.66
23-24	60	6.34	254
<b>TOTAL</b>	<b>2400</b>	<b>254</b>	



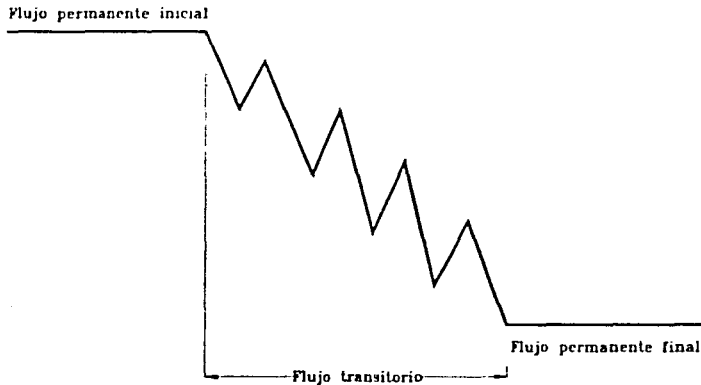
## CAPÍTULO VI.-GOLPE DE ARIETE.

### 6.1.-Definiciones.

**Flujo permanente :** Flujo en el que las condiciones de gasto, presión y velocidad no cambian con el tiempo.

**Flujo no permanente :** Flujo en el que las condiciones de gasto, presión y velocidad varían en el tiempo.

**Flujo transitorio :** Estado de flujo que se tiene cuando las condiciones de gasto, presión y velocidad, están cambiando de un estado permanente inicial a otro estado permanente final.



**FIG.6.1.-representación de la presencia de un flujo transitorio.**

**Golpe de ariete :** Es un fenómeno que se origina debido a cambios en el flujo permanente inicial debido a maniobras de cierre ó apertura de los mecanismos de control (válvulas), dando origen a un flujo transitorio en el conducto, al cual se le conoce comúnmente como golpe de ariete, el cual consiste en variaciones violentas de presión en forma de ondas elásticas que viajan a lo largo de la tubería.

## 6.2.-Descripción del fenómeno de golpe de ariete.

Para comprender el aspecto físico del Golpe de Ariete se presentan una secuencia de eventos que ocurren al cerrar bruscamente una válvula localizada en el extremo aguas abajo de una tubería alimentada por un depósito de carga constante.

La secuencia de eventos corresponde al movimiento de la onda de presión que se produce por el golpe de ariete y comprende dos períodos o fases definidos por la siguiente expresión:

$$T = \frac{2L}{a}$$

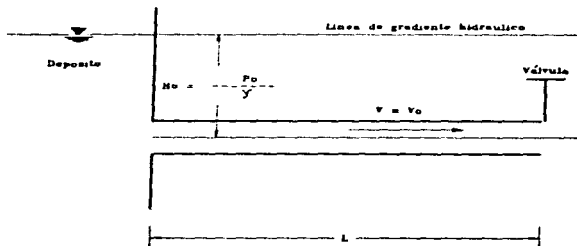
donde:

**T** = Período de tiempo en el que la onda de presión efectúa un viaje ida y vuelta a lo largo de la tubería.

**L** = Longitud de la tubería.

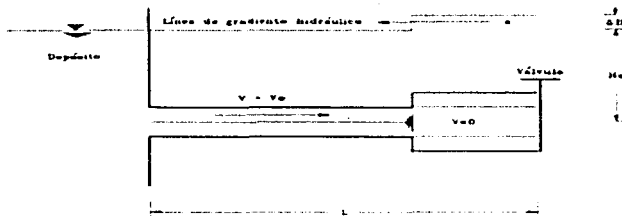
**a** = Celeridad con que se desplaza la onda de presión.

### Flujo permanente inicial $t \leq 0$



- Para  $t < 0$  : el flujo en el tubo es permanente, con una velocidad  $V_0$ , una presión  $P_0$  y densidad  $\rho_0$ .
- Para  $t = 0$  : la válvula se cierra instantáneamente (si la válvula se cerrara despacio, el fenómeno disminuiría e inclusive se puede evitar).
- Se desprecian las pérdidas por fricción y locales.
- La pared del tubo es deformable.

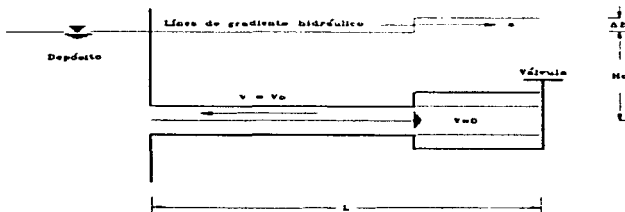
Para  $0 \leq t \leq L/a$



donde :  $L$  = Longitud ;  $a$  = velocidad de la onda de presión

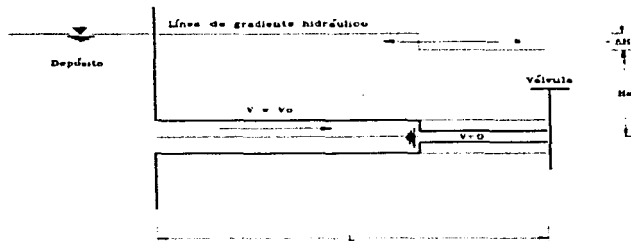
- Al cerrar la válvula se genera una onda de presión positiva que se propaga hacia el depósito con una velocidad "a".
- Se produce además un incremento de la presión "ΔH", que provoca que el tubo se expanda.
- Atrás de la onda de presión (a) , la velocidad del fluido es "cero" y toda la energía cinética se convierte en energía elástica.
- Entre el depósito y la onda de presión la velocidad del flujo es  $V_0$ .

Para  $L/a \leq t \leq 2L/a$



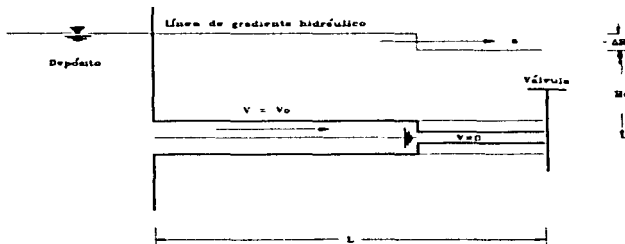
- La onda de presión se refleja en el depósito y regresa hacia la válvula por la diferencia de presiones.
- Detrás de la onda de presión se presenta la disminución de la presión "ΔH" de manera que el tubo vuelve a tener su forma original con una presión  $H_0$ .
- El agua en el tubo, detrás de la onda se mueve hacia el depósito con velocidad  $V_0$  por la diferencia de presiones.

Para  $2L/a \leq t < 3L/a$



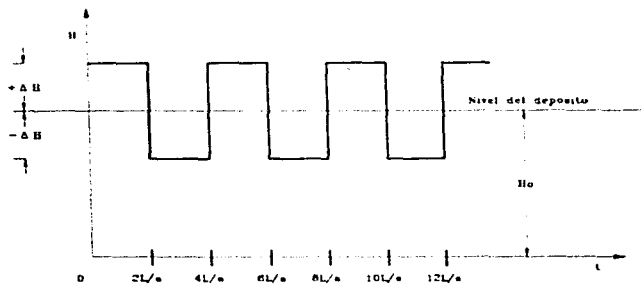
- Al encontrarse con la válvula cerrada la onda de presión regresa hacia el depósito provocando una disminución " $-\Delta H$ " en la presión del tubo y con ella una contracción en sus paredes.
- Atrás de la onda la velocidad de flujo es cero.

Para  $3L/a \leq t < 4L/a$

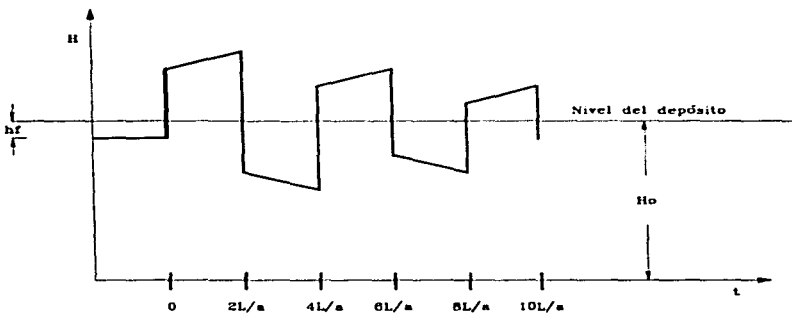


- Al llegar la onda de presión al depósito y por la diferencia de presión entre el recipiente  $H_o$  y el tubo  $H_o - \Delta H$  provoca que el fluido se mueva hacia la válvula con velocidad  $V_o$ .
- La onda de presión se mueve hacia la válvula ocasionando un incremento de presión  $\Delta H$  en el tubo.
- Este proceso se repite hasta que por efecto de la fricción establezca un nuevo flujo permanente.

El siguiente diagrama muestra la variación de la presión en la válvula sin considerar pérdidas por fricción.



El siguiente diagrama muestra la variación de la presión en la válvula considerando pérdidas por fricción.



Si en la válvula o en cualquier sección del tubo midiéramos los valores de presión a lo largo del tiempo durante el golpe de ariete tendríamos una gráfica como las ilustradas anteriormente.

### 6.3.-Causas de los fenómenos transitorios.

El fenómeno transitorio se puede producir siempre que se utilizan las combinaciones de flujo permanente, como por :

- a) Cierre ó apertura de válvulas.
- b) Arranque ó paro de bombas.
- c) Cambios en la demanda de potencia de turbinas.
- d) Cambios en la elevación de los embalses.
- e) Vibraciones de impulsores de bombas y turbinas.

El tiempo de operación de la válvula al que llamaremos " Top " ( cierre o apertura ) puede variar de manera que se puede definir lo siguiente:

- a) Si  $Top < T$  : Se dice que la operación de la válvula es Rápida.  
(se debe diseñar la tubería contra golpe de ariete).
- b) Si  $Top > T$  : Se dice que la operación de la válvula es Lenta.  
(se debe revisar la tubería contra los efectos llamados oscilación de masas).

Las "operaciones lentas" generalmente son programadas, es decir, si debemos parar una bomba para darle mantenimiento, este paro lo podemos planear y programar de manera que tomemos las medidas necesarias para evitar el golpe de ariete.

En cambio las "operaciones rápidas" generalmente son accidentales y por lo mismo no son programables, por ejemplo, una bomba puede parar accidentalmente al fallar la energía eléctrica y éste paro que se le suele llamar "Disparo de Bomba", se lleva a cabo en forma instantánea en el momento menos esperado.

### 6.4.-Efectos del golpe de ariete.

#### a) En válvulas

a.1) Cierre : Se genera una caída de presión positiva hacia aguas arriba de la válvula y si esta válvula se ubica entre dos líneas se genera además una onda de presión negativa hacia aguas abajo.



a.2) Apertura : En una maniobra de este tipo, se genera una onda de presión negativa hacia aguas arriba y una onda de presión positiva hacia aguas abajo.

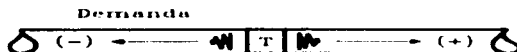


b) En turbinas

b.1) Rechazo : Se produce el mismo efecto que se tiene en el cierre de una válvula.



b.2) Demanda : Se produce el mismo efecto que se tiene en la apertura de una válvula.



c) En bombas

c.1) Arranque : El efecto de un arranque de bomba produce ondas de presión positivas hacia aguas abajo y ondas de presión negativas hacia aguas arriba.



c.2) Paro : El efecto de un paro de bomba produce una onda de presión negativa hacia aguas abajo y una onda de presión positiva hacia aguas arriba.



#### 6.5.-Métodos de solución de para las ecuaciones de flujo transitorio.

Los métodos que se mencionan a continuación resuelven las ecuaciones del flujo transitorio pero bajo diversas consideraciones que también se mencionan.

a) Método de Joukowski : Método aplicable a maniobras rápidas de válvulas, en sistemas de tuberías muy sencillos.

b) Método de Allievi : Método aplicable a maniobras lentas de válvulas, en sistemas sencillos de tuberías.

c) Método de la Columna Rígida : Se aplica a sistemas muy sencillos como un conducto conectado a una válvula en un extremo y a un tanque de carga constante en el otro.

d) Gráficas de Chaudhry para fallas de Bombas : Son gráficas que proporcionan la variación de la presión generada por el paro de bombas, proporcionan un solo valor de ésta variación de presión. Generalmente el máximo y mínimo valor que se tendrán y solamente en el sitio donde este la bomba y a la mitad de la tubería.

e) Método Gráfico : Método de solución del golpe de ariete mediante gráficas que el calculista construye a partir de ciertas consideraciones.

f) Método de las Características : Representa en la actualidad el método más usado ya que proporciona la variación del gasto (ó velocidad) y la carga en cualquier sección del tubo y para todo tiempo. Requiere del uso de computadoras por que implica hacer muchos cálculos.

g) Otros Métodos :

Método de Diferenciales Parciales.

Método del Elemento Finito.

Método Espectral.

Método Algebraico.

## 6.6.-Análisis del golpe de ariete.

### 6.6.1. Características del sistema.

La línea de conducción tiene una longitud total de 5,558.90 m., la cual esta dividida en 2 líneas, la línea 1 tiene una longitud de 4,242.90 m. y la línea 2 de 1,316 m., las cuales conducirán por gravedad un gasto de 0.00294 m<sup>3</sup>/s., estos datos se resumen a continuación:

<b>LINEA DE CONDUCCION</b>	<b>TIPO DE CONDUCCION</b>	<b>GASTO ( M3/SEG )</b>	<b>LONGITUD ( M )</b>
<b>LINEA 1</b>	<b>Gravedad</b>	<b>0.00294</b>	<b>4,242.90</b>
<b>LINEA 2</b>	<b>Gravedad</b>	<b>0.00294</b>	<b>1,316.00</b>
	<b>TOTAL</b>		<b>5,558.90</b>



El diseño hidráulico que se propuso para la línea 1 y 2, tiene las siguientes características:

<b>LINEA 1</b>	<b>LONGITUD ( M )</b>	<b>DIAMETRO ( M )</b>	<b>TUBO DE</b>	<b>P.M.T. ( KG/CM2 )</b>
<b>TRAMO 1</b>				
<b>De la obra de toma al cadenamiento 1+806.85</b>	<b>1,806.85</b>	<b>0.0508 ( 2" )</b>	<b>P.V.C. RD-26</b>	<b>11.2</b>
<b>TRAMO 2</b>				
<b>Del cadenamiento 1+806.85 al cadenamiento 2+516.00 (CRP-1)</b>	<b>709.15</b>	<b>0.0508 ( 2" )</b>	<b>Fo.Go. CED. 40</b>	<b>100</b>
<b>TRAMO 3</b>				
<b>Del cadenamiento 2+516.00 (CRP-1) al cadenamiento 4+242.90</b>	<b>1,726.90</b>	<b>0.0508 ( 2" )</b>	<b>P.V.C. RD-26</b>	<b>11.2</b>
	<b>Σ 4,242.90</b>			

<b>LINEA 2</b>	<b>LONGITUD ( M )</b>	<b>DIAMETRO ( M )</b>	<b>TUBO DE</b>	<b>P.M.T. ( KG/CM2 )</b>
<b>TRAMO 1</b>				
<b>Del tanque de almacenamiento al tanque de regulación.</b>	<b>1,316.00</b>	<b>0.060 ( 2¼" )</b>	<b>P.V.C. RD-26</b>	<b>11.2</b>

Se define " P.M.T. " como la presión máxima de trabajo.

El análisis por golpe de ariete considerará un cierre de válvula al final de cada tramo de tubería ( de la línea 1 y 2 ), ya que esta es la condición más desfavorable de trabajo que se presenta en la línea.

6.6.2.- Análisis del golpe de ariete por medio de un programa para computadora.

Para analizar el fenómeno de golpe de ariete en las líneas de conducción 1 y 2, se utilizó un programa para computadora codificado en lenguaje Fortran IV. Dicho programa permite calcular el fenómeno transitorio en una línea de conducción por gravedad provocado por el cierre o apertura de una válvula, la línea analizarse puede estar constituida hasta por 10 tubos conectados en serie y considerar un máximo de 100 secciones en cada tubo para efectuar el análisis del fenómeno.

El análisis detallado de dicho fenómeno es efectuado en la referencia 7 ( Análisis del fenómeno transitorio para la línea de conducción a la población de Cuauhtenco municipio de Almoloya, Edo. de México ).

6.6.3.- Análisis de la línea de conducción por golpe de ariete.

A continuación se listan los datos de entrada requeridos para analizar la línea 1, utilizando el programa de la ref. 8

#### LINEA 1

DATOS GENERALES	TRAMO 1 - 2	TRAMO 3
NP	2	1
NRLP	12	30
IPRINT	1	1
G	9.81	9.81
Qo	0.00294	0.00294
HRES	1000	694
TLAST	6.0	6.0

DATOS DE LA VALVULA	TRAMO 1 - 2	TRAMO 3
M	25	25
TV	6.0	6.0
DXT	1.0	1.0
TAUO	1.0	1.0
TAUF	0.0	0.0
QS	0.00294	0.00294
HS	891.013	630.11

DATOS DE LA TUBERIA	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
L	1806.80	709.15	1,726.90
D	0.0553	0.0553	0.0553
A	230	230	230
F	0.013	0.010	0.013

Los resultados obtenidos son los siguientes:

PRESION MAXIMA POR GOLPE DE ARIETE ( M )	COTA ( M )	SOBRE PRESION ( M )	SOBRE PRESION KG/CM2	MATERIAL DE LA TUBERIA	P.M.T. (KG/CM2)
<b>TRAMO 1</b>					
979.71	898.22	81.49	8.15	P.V.C.	11.2
<b>TRAMO 2</b>					
987.74	693.65	294.09	29.4	Fo.Go.	100.0
<b>TRAMO 3</b>					
692.70	587.34	105.36	10.5	P.V.C.	11.2

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, los materiales propuestos en el diseño hidráulico de la línea soportan la sobrepresión generada por el golpe de ariete. Por lo que su utilización se considera adecuada para el presente proyecto.

A continuación se presenta el listado de resultados que proporciona el programa, el cual está dividido para la línea 1 en dos análisis, el primero está formado por dos tuberías y el segundo por una, también se presenta de acuerdo a los resultados obtenidos una gráfica de presión y depresión por golpe de ariete.

RESERVOIR LEVEL = 1000.0 M  
 TIME FOR WHICH TRANSIENTS ARE TO BE COMPUTED = 6.0 S

NUMBER OF POINTS ON TAU VS TIME CURVE = 25  
 VALVE OPERATION TIME = 6.00 S  
 TIME INTERVAL FOR STORING TAU CURVE = 1.000 S  
 VALVE LOSS = 891.13 M FOR QS = .003 M3/S  
 STORED TAU VALUES :

1.000 .775 .735 .449 .335 .246 .178 .126 .088

PIPE NO	LENGTH (M)	DIA (M)	WAVE VEL. (M/S)	FRIC FACTOR
1	1806.8	.06	230.0	.013
2	709.2	.05	230.0	.010

PIPE NO	ADJUSTED WAVE VEL (M/S)
1	226.8
2	230.0

TIME	TAU	PIPE NO	HEAD (M) (1)	HEAD (M) (N+1)	DISCH. (M3/S) (1)	DISCH. (M3/S) (N+1)
.0	1.000	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	954.86	.003	.003
.3	.925	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	957.23	.003	.003
.5	.861	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	959.22	.003	.003
.8	.810	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	960.97	.003	.002
1.0	.771	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	962.31	.003	.002
1.3	.745	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	963.38	.003	.002
1.5	.730	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	964.01	.003	.002
1.8	.728	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	964.34	.003	.002
2.1	.726	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	964.61	.003	.002
2.3	.672	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	966.56	.003	.002
2.6	.602	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	968.97	.003	.002
2.8	.516	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	972.03	.003	.002
3.1	.433	1	1000.00	967.56	.003	.003
		2	967.56	974.97	.003	.001
3.3	.391	1	1000.00	969.07	.003	.003
		2	969.07	976.74	.003	.001
3.6	.360	1	1000.00	970.36	.003	.003
		2	970.36	978.09	.003	.001
3.9	.341	1	1000.00	971.55	.003	.003
		2	971.55	979.16	.003	.001
4.1	.324	1	1000.00	972.47	.003	.002

	2	971.47	980.09	.001	.001
4.4	1	1000.00	973.23	.003	.002
	2	973.23	981.35	.002	.001
4.6	1	1000.00	973.69	.003	.002
	2	973.69	982.47	.002	.001
4.9	1	1000.00	973.95	.003	.002
	2	973.95	983.63	.002	.001
5.1	1	1000.00	974.17	.003	.002
	2	974.17	984.68	.002	.001
5.4	1	1000.00	975.57	.003	.002
	2	975.57	985.76	.002	.001
5.7	1	1000.00	977.31	.003	.002
	2	977.31	986.73	.002	.001
5.9	1	1000.00	979.61	.003	.002
	2	979.61	987.74	.002	.001

PIPE NO	SECTION NO	MAX PRESS.	MIN. PRESS.
1	1	1000.00	1000.00
1	2	998.95	998.95
1	3	997.91	997.91
1	4	996.86	996.86
1	5	995.81	995.81
1	6	994.77	994.77
1	7	993.72	993.72
1	8	992.68	992.68
1	9	991.63	991.63
1	10	990.58	990.58
1	11	989.54	989.54
1	12	988.49	988.49
1	13	987.44	987.44
1	14	986.40	986.40
1	15	985.35	985.35
1	16	984.30	984.30
1	17	983.26	983.26
1	18	982.21	982.21
1	19	981.17	981.17
1	20	980.12	980.12
1	21	979.07	979.07
1	22	979.07	978.03
1	23	979.00	976.98
1	24	978.95	975.93
1	25	978.75	974.89
1	26	978.48	973.84
1	27	978.00	972.79
1	28	977.37	971.75
1	29	976.71	970.70
1	30	977.19	969.66
1	31	978.07	968.61
1	32	979.61	967.56
2	1	979.61	967.56
2	2	981.46	966.50
2	3	982.43	965.45
2	4	983.07	964.39
2	5	983.46	963.33
2	6	983.74	962.27
2	7	984.36	961.21
2	8	984.91	960.16
2	9	985.54	959.10
2	10	986.08	958.04

2	11	986.70	950.88
2	12	987.24	955.92
2	13	987.74	954.86

NUMBER OF REACHES OF LAST PIPE = 30  
 STEADY STATE DISCH. = .003 M3/S  
 RESERVOIR LEVEL = 694.0 M  
 TIME FOR WHICH TRANSIENTS ARE TO BE COMPUTED = 6.0 S

NUMBER OF POINTS ON TAU VS TIME CURVE = 25  
 VALVE OPERATION TIME = 6.00 S  
 TIME INTERVAL FOR STORING TAU CURVE = 1.000 S  
 VALVE LOSS = 630.11 M FOR QS = .003 M3/S  
 STORED TAU VALUES :

1.000    .775    .735    .449    .335    .246    .178    .126    .088

PIPE NO	LENGTH (M)	DIA (M)	WAVE VEL. (M/S)	FRIC FACTOR
1	1726.9	.06	230.0	.013

PIPE NO	ADJUSTED WAVE VEL (M/S)
1	230.0

TIME	TAU	PIPE NO	HEAD (M) (1)	HEAD (M) (N+1)	DISCH. (M3/S) (1)	DISCH. (M3/S) (N+1)
.0	1.000	1	694.00	663.00	.003	.003
.3	.926	1	694.00	665.07	.003	.003
.5	.864	1	694.00	666.82	.003	.003
.8	.814	1	694.00	668.39	.003	.002
1.0	.775	1	694.00	669.60	.003	.002
1.3	.748	1	694.00	670.59	.003	.002
1.5	.732	1	694.00	671.20	.003	.002
1.8	.728	1	694.00	671.57	.003	.002
2.0	.735	1	694.00	671.56	.003	.002
2.3	.686	1	694.00	673.19	.003	.002
2.5	.622	1	694.00	675.19	.003	.002
2.8	.543	1	694.00	677.78	.003	.002
3.0	.448	1	694.00	680.74	.003	.001
3.3	.404	1	694.00	682.42	.003	.001
3.5	.370	1	694.00	683.74	.003	.001
3.8	.347	1	694.00	684.84	.003	.001
4.0	.335	1	694.00	685.58	.003	.001
4.3	.310	1	694.00	686.73	.003	.001
4.5	.287	1	694.00	687.78	.003	.001
4.8	.265	1	694.00	688.86	.003	.001
5.0	.246	1	694.00	689.83	.003	.001
5.3	.227	1	694.00	690.84	.003	.001
5.5	.209	1	694.00	691.75	.003	.001
5.8	.193	1	694.00	692.70	.003	.001

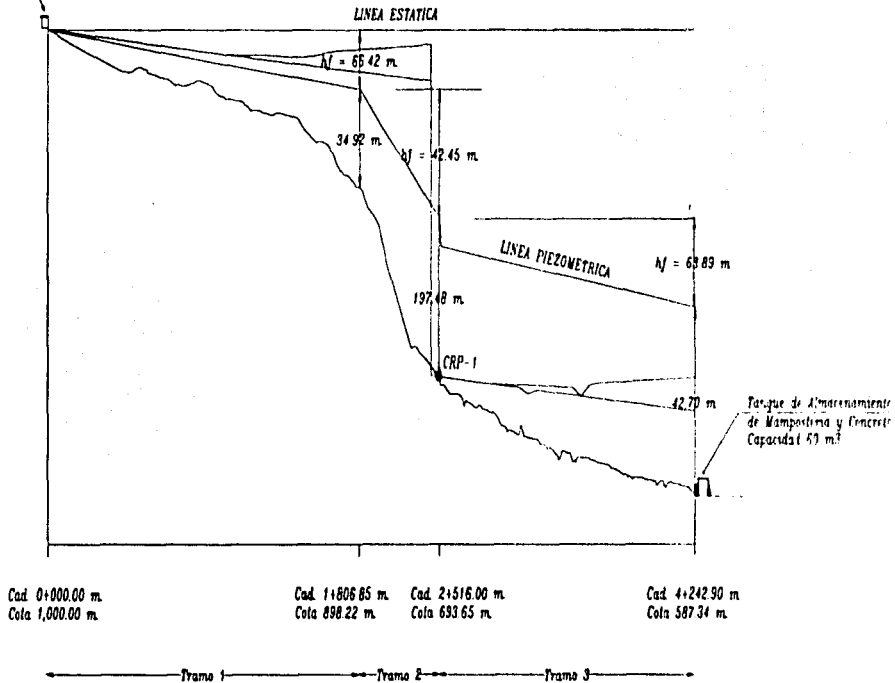
PIPE NO	SECTION NO	MAX PRESS.	MIN. PRESS.
1	1	694.00	694.00
1	2	692.97	692.97
1	3	691.93	691.93
1	4	690.90	690.90
1	5	689.87	689.87
1	6	688.83	688.83
1	7	687.80	687.80
1	8	686.77	686.77

-			
1	10	686.54	684.70
1	11	686.41	683.67
1	12	686.17	682.63
1	13	685.86	681.60
1	14	685.37	680.57
1	15	684.77	679.53
1	16	683.92	678.50
1	17	684.20	677.47
1	18	684.82	676.43
1	19	686.02	675.40
1	20	687.68	674.36
1	21	688.45	673.33
1	22	688.98	672.30
1	23	689.37	671.26
1	24	689.46	670.23
1	25	689.98	669.20
1	26	690.42	668.16
1	27	690.92	667.13
1	28	691.34	666.10
1	29	691.83	665.06
1	30	692.24	664.03
1	31	692.70	663.00



# SOBREPRESION Y DEPRESION POR GOLPE DE ARIETE EN LA LINEA 1

Tanque de Captacion  
con Carcamo  
de Mamposteria y Concreto  
Capacidad 441 m<sup>3</sup>



A continuación se listan los datos de entrada requeridos para analizar la línea 2.

**LINEA 2**

<b>DATOS GENERALES</b>	<b>TRAMO 1</b>
<b>NP</b>	1
<b>NRLP</b>	23
<b>IPRINT</b>	1
<b>G</b>	9.81
<b>Qo</b>	0.00294
<b>HRES</b>	587.34
<b>TLAST</b>	6.0

<b>DATOS DE LA VALVULA</b>	<b>TRAMO 1</b>
<b>M</b>	25
<b>TV</b>	6.0
<b>DXT</b>	1.0
<b>TAUO</b>	1.0
<b>TAUF</b>	0.0
<b>QS</b>	0.00294
<b>HS</b>	568.94

<b>DATOS DE LA TUBERIA</b>	<b>Tramo 1</b>
<b>L</b>	1316.00
<b>D</b>	0.0067
<b>A</b>	230
<b>F</b>	0.013

Los resultados obtenidos son los siguientes:

<b>PRESION MAXIMA POR GOLPE DE ARIETE ( M )</b>	<b>COTA ( M )</b>	<b>SOBREPRESION ( M )</b>	<b>SOBRE PRESION KG/CM2</b>
<b>TRAMO 1</b>			
596.73	564.10	32.63	3.26

Como se puede observar de acuerdo a los resultados obtenidos, los materiales propuestos en el diseño hidráulico de la línea soportan la sobrepresión generada por el golpe de ariete. Por lo que su utilización se considera adecuada para el presente proyecto.

A continuación se presenta el listado de resultados que proporciona el programa para la línea 2, con su gráfica de presión y depresión por golpe de ariete.

**ESTA  
SALIR  
DE 1.  
NO DEBE  
BIBLIOTECA**

STEADY STATE DISCH. = 1.000 M3/S

RESERVOIR LEVEL = 587.0 M

TIME FOR WHICH TRANSIENTS ARE TO BE COMPUTED = 6.0 S

NUMBER OF POINTS ON TAU VS TIME CURVE = 25

VALVE OPERATION TIME = 6.00 S

TIME INTERVAL FOR STORING TAU CURVE = 1.000 S

VALVE LOSS = 568.94 M FOR QS = .003 M3/S

STORED TAU VALUES :

1.000 .775 .735 .449 .335 .246 .178 .126 .088

PIPE NO	LENGTH (M)	DIA (M)	WAVE VEL. (M/S)	FRIC FACTOR
1	1316.0	.07	230.0	.013

PIPE NO	ADJUSTED WAVE VEL (M/S)
1	230.0

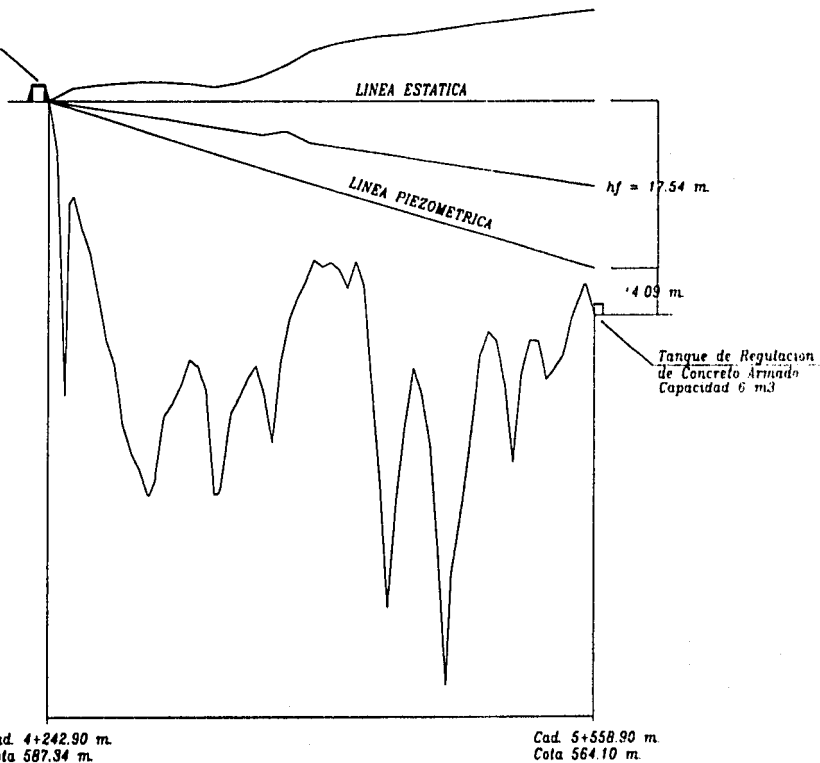
TIME	TAU	PIPE NO	HEAD (M) (1)	HEAD (M) (N+1)	DISCH. (M3/S) (1)	DISCH. (M3/S) (N+1)
.0	1.000	1	587.00	577.95	.003	.003
.2	.927	1	587.00	579.36	.003	.003
.5	.865	1	587.00	580.55	.003	.003
.7	.815	1	587.00	581.58	.003	.002
1.0	.776	1	587.00	582.37	.003	.002
1.2	.748	1	587.00	582.99	.003	.002
1.5	.732	1	587.00	583.37	.003	.002
1.7	.728	1	587.00	583.55	.003	.002
2.0	.734	1	587.00	583.49	.003	.002
2.2	.689	1	587.00	584.48	.003	.002
2.5	.626	1	587.00	585.77	.003	.002
2.7	.548	1	587.00	587.41	.003	.002
3.0	.455	1	587.00	589.33	.003	.001
3.2	.407	1	587.00	590.44	.003	.001
3.5	.372	1	587.00	591.25	.003	.001
3.7	.349	1	587.00	591.89	.003	.001
4.0	.336	1	587.00	592.29	.003	.001
4.2	.312	1	587.00	592.93	.003	.001
4.5	.289	1	587.00	593.53	.003	.001
4.7	.268	1	587.00	594.14	.003	.001
5.0	.248	1	587.00	594.68	.003	.001
5.2	.229	1	587.00	595.25	.003	.001
5.5	.211	1	587.00	595.75	.003	.001
5.7	.195	1	587.00	596.27	.003	.001
6.0	.180	1	587.00	596.73	.003	.001

PIPE NO	SECTION NO	MAX PRESS.	MIN. PRESS.
1	1	587.00	587.00
1	2	588.31	586.61
1	3	588.67	586.21
1	4	588.89	585.82
1	5	589.02	585.43
1	6	588.98	585.03
1	7	588.81	584.64

1	8	588.49	584.15
1	9	588.93	583.85
1	10	589.69	583.46
1	11	590.80	583.07
1	12	592.22	582.67
1	13	592.97	581.28
1	14	593.48	581.88
1	15	593.85	581.49
1	16	594.01	581.10
1	17	594.40	580.70
1	18	594.77	580.31
1	19	595.15	579.92
1	20	595.48	579.52
1	21	595.84	579.13
1	22	596.14	578.74
1	23	596.46	578.34
1	24	596.73	577.95

## SOBREPRESION Y DEPRESION POR GOLPE DE ARIETE EN LA LINEA 2

Tanque de Almacenamiento  
de Mamposteria y Concreto  
Capacidad 60 m<sup>3</sup>



## CAPÍTULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1.- Obra de Toma.

La alternativa elegida para realizar la captación del agua a utilizarse, consideramos que fue la más acertada, debido a que otro tipo de opciones tales como pozos profundos, pozos a cielo abierto, resultaban inadecuados tanto técnica como económicamente, por lo que el utilizar la conjunción de una galería filtrante con un carcamo de recolección fue la más sencilla y adecuada a las necesidades del proyecto.

Por lo que respecta a las dimensiones y geometría de la galería , esta consiguió su forma final después de haberse propuesto y analizado diferentes trazos , geometrías y dimensiones , y sobre todo después de realizar varias visitas al lugar de captación , el ojo de agua " El Capúlín " y constatar la variación de sus características en las diferentes épocas del año en decir, en las épocas de lluvias y estiaje , lo que llevo a considerar un diseño en las situaciones mas críticas , es decir en época de estiaje.

De las visitas físicas a la zona de proyecto , concluimos que es muy importante el establecer un lazo entre el trabajo de gabinete y el de campo, pues ha sido gracias a dichas visitas que se han podido detectar y analizar situaciones que además de ser críticas son reales , lo que ha redundado , en un diseño mas eficiente y pegado a la realidad , y que desempeñara eficientemente el papel para el que fue creado.

### 7.2.- Línea de Conducción.

El trazo final de la línea de conducción, fue conseguido después de analizar diferentes alternativas en cuanto a materiales, costos y funcionamiento hidráulico, así pues la utilización de una combinación de dos materiales para la línea, fue adoptada, después de analizar el comportamiento hidráulico de una línea que utilizara únicamente a uno de los materiales a tomarse en cuenta, por lo que concluimos, que la solución que tiene una mejor respuesta hidráulica hidráulica, es la presentada como definitiva en el presente trabajo , ya que al usar una línea que fuera únicamente de P.V.C. , se tenia una línea sin ninguna protección contra la sobrepresión generada por la presencia de fenómenos transitorios (Golpe de Ariete) y aunque se utilizaran dispositivos para disminuir dicha sobrepresión tales como cajas rompedoras de presión , el número necesario de dichas cajas es demasiado alto como para hacerlo viable técnicamente , y de forma similar , al utilizar una tubería completamente de acero galvanizado , aunque este material

soportaba muy bien la presiones que existían en la red , su costo podría resultar muy elevado , por lo que se optó finalmente por realizar una combinación de ambos materiales , buscando sacar ventaja de las características de ambos materiales , y obtener así una solución viable y eficiente ,tanto hidráulica como económicamente.

### **7.3.- Golpe de Ariete.**

Después de haber analizado el proyecto, la importancia del análisis de los efectos causados por los fenómenos transitorios ( golpe de ariete ) son más que evidentes, ya que los valores arrojados, por la simulación del transitorio hicieron que una alternativa para la línea que en un inicio parecía una buena solución, tuviera que ser modificada o desechada, después de analizar las sobrepresiones provocadas por el golpe. Fue también el golpe el que permitió llegar a la alternativa definitiva.



## BIBLIOGRAFIA.

- 1.- **Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana ( reimpresión )**  
**Facultad de Ingeniería ( UNAM )**  
**1994**
- 2.- **Abastecimiento de Agua Potable**  
**Enrique Cesar Valdez**  
**Facultad de Ingeniería, UNAM**  
**Segunda Edición**  
**1991**
- 3.- **Abastecimiento de Agua Potable ( Vol. 2 )**  
**Enrique Cesar Valdez**  
**Facultad de Ingeniería, UNAM**  
**Segunda Edición**  
**1994**
- 4.- **Abastecimiento de Agua Potable y disposición y eliminación de excretas.**  
**Pedro López Alegria**  
**Instituto Politécnico Nacional**  
**1990**
- 5.- **Hidráulica General ( Vol. 1 )**  
**Gilberto Sotelo Avila**  
**Editorial Limusa**
- 6.- **Física Universitaria**  
**Scar-Zemansky-Young**  
**Fondo Educativo Interamericano**  
**Sexta edición**  
**1986**

- 7.- **Análisis del fenómeno transitorio para la línea de conducción  
a la población de Cuautenco municipio de Amuloyá, Edo. de México.**  
**Rafael Chávez González**  
**UNAM ( ENEP - ACATLAN )**  
**Tesis**  
**1997**
- 8.- **Manual de Diseño de Obras Civiles**  
**Hidrotecnia**  
**Conducciones a Presión**  
**Comisión Federal de Electricidad**  
**1989**