

26
2e



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

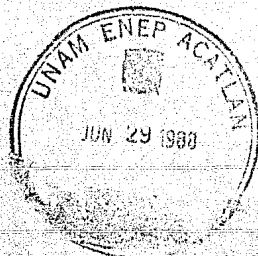
**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN**

**ESTUDIO HIDRAULICO DEL ACUEDUCTO
NOCHIXTLAN - OAXACA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JORGE A. REBOLLEDO COSTES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México
1988





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 está 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.

I N D I C E

CAPITULO I. SITUACION ACTUAL DEL SUMINISTRO DE AGUA A LA CIUDAD DE OAXACA.

I.1	Antecedentes	1
I.2	Captación	2
I.3	Demanda	5
I.4	Población	6
I.5	Distribución	7
I.6	Problemática	7

CAPITULO II. NECESIDADES FUTURAS.

II.1	Proyecciones de la población al año 2000	9
II.1.1	Métodos Gráficos	10
II.1.2	Métodos Analíticos	10
II.2	Estimación de la dotación y Demanda	17
II.2.1	Definición de Dotación	17
II.2.2	Factores que afectan la Demanda	18
II.2.2.1	Coefficientes de Variación	19
II.3	Posibles Fuentes de abastecimiento	26

CAPITULO III. ACUEDUCTO NOCHIXTLAN - OAXACA.

III.1	Localización	32
III.2	Topografía	32
III.3	Consideraciones Generales	34

CAPITULO IV. TRAMO A BOMBEO.

IV.1 Descripción General	36
IV.2 Elección del equipo de bombeo	37
IV.2.1 Teoría elemental de álabes	37
IV.2.2 Descripción de algunos tipos de bombas	38
IV.2.3 Términos Usados en el bombeo	41
IV.2.3.1 Presión	41
IV.2.3.2 Columna o Carga Total de Bombeo	43
IV.2.3.2.1 Carga Neta de Succión Positiva	47
IV.2.3.3 Velocidad Específica	49
IV.2.3.4 Sumergencia de una Bomba Vertical	49
IV.2.3.5 Potencia Necesaria	50
IV.2.3.6 Curva Característica o curva Carga Gasto	52
IV.3 Cálculo Hidraulico a Flujo Estacionario	52
IV.3.1 Tipos de Fluidos	52
IV.3.2 Pérdidas en conducciones a Presión	56
IV.3.2.1 Pérdidas locales o menores	58
IV.3.2.1.1 Diversas pérdidas locales	58
IV.3.2.1.1.1 Pérdida por Entrada	58
IV.3.2.1.1.2 Pérdida por Ampliación	59
IV.3.2.1.1.3 Pérdida por Reducción	60
IV.3.2.1.1.4 Pérdida por Cambio de Dirección	61
IV.3.3 Distribución de Presiones en el interior de la Tubería	62
IV.3.4 Llenado y Vaciado a Flujo Estacionario	65
IV.3.4.1 Vaciado Programado	66

IV.3.4.2 Vaciado Accidental	68
IV.3.4.2.1 Vaciado Accidental a Gasto Nulo	68
IV.3.4.2.2 Vaciado Accidental a Gasto no Nulo	70
IV.3.4.2.3 Sobrepresiones a Gasto Nulo	71
IV.3.4 Descargas Largas	72
IV.3.4.1 Ecuación de Bernoulli	73
IV.3.5 Atraques	75
IV.3.6 Cálculos para flujo estacionario.....	76
IV.4 Golpe de Ariete	113
IV.4.1 Generalidades	113
IV.4.2 Distribución de Presiones	116
IV.4.2.1 Problemas de Sobrepresión	116
IV.4.2.2 Problemas de Depresión	117
IV.4.2.2.1 Colapso de la Tubería	117
IV.4.2.2.2 Separación de la columna líquida	117
IV.4.2.2.3 Entrada de Aire a la Tubería	118
IV.4.2.3 Problemas de Sobrevelocidad	119
IV.4.3 Exámen de Sobrepresiones	119
IV.4.4 Exámen de Depresiones	121
IV.4.5 Métodos para evaluar el Golpe de Ariete	123
IV.4.5.1 Teoría de la Columna Rígida	123
IV.4.5.2 Teoría Elástica	125
IV.4.5.3 Método de las Características	126
IV.4.5.4 Diversos Valores de la celeridad de la Onda de Presión	131
IV.4.3.3 Dispositivos de control	134

IV.4.5.5.1 Tanques de Oscilación	135
IV.4.5.5.1.1 Generalidades	135
IV.4.5.5.1.2 Forma en que controla el Golpe de Ariete el Tanque de Oscilación	136
IV.4.5.5.2 Tanques Unidireccionales	138
IV.4.5.5.2.1 Generalidades	138
IV.4.5.5.2.2 Forma en que Controla el Golpe de Ariete el Tanque Unidireccional	138
IV.4.6 Cálculo del Golpe de Ariete	144
IV.5 Costo de la Conducción	156

CAPITULO V. TRAMO A GRAVEDAD.

V.1 Descripción General	161
V.2 Cálculo Hidráulico	162
V.2.1 Determinación del diámetro	162
V.2.2 Operación a flujo estacionario	163
V.2.2.1 Generalidades	163
V.3 Válvulas y Orificios	166
V.3.1 Entrada de aire en la tubería	168
V.3.2 Cavitación en orificios y Válvulas	169
V.4 Tuberías telescópicas	172
V.5 Cálculos a flujo estacionario	172
V.6 Fenómenos transitorios	177
V.6.1 Generalidades	177
V.6.2 Tipos de Cierre	178
V.6.2.1 Cierre Rápido	179

V.6.2.2 Cierre Lento	180
V.6.3 Otras fórmulas para calcular el golpe de Ariete.....	182
V.6.4 Cálculo de espesores con transitorios	183
V.6.5 Pérdidas hidráulicas considerando el Espesor.....	188
V.6.6 Cálculo de Golpe de Ariete.....	198
V.7 Dispositivos y Cálculos en la llegada a los Tanques.....	207
V.7.1 Dimensionamiento de tanques del sistema	207
V.7.1.1 Tanque de cambio de Régimen	211
V.7.1.2 Tanques reguladores de presión o rompedores de presión.	211
V.7.1.3 Tanque de Entrega.	212
Conclusión	217
Apéndice	220
Bibliografía	221

Introducción.

Debido a la importancia que para el hombre tiene el agua y a que actualmente en una de las Ciudades que siente su carencia es Oaxaca, realicé el estudio hidráulico de un acueducto para el suministro de agua potable a esa ciudad.

El presente trabajo quedo realizado en 5 capítulos, los dos primeros dedicados a información General de la situación actual de suministro del vital líquido a esa Ciudad, Así como las necesidades futuras, introduciendo en ellos proyecciones de población al año 2000.

En el tercer capítulo se realizó una descripción general del acueducto Nochixtlán - Oaxaca, es aquí en donde se conoce la forma en que trabajará el sistema, es decir, se indica que existirá una parte del acueducto trabajando por bombeo y otra por gravedad debido a condiciones topográficas.

El cuarto capítulo es dedicado al tramo a bombeo. En este, después de dar una leve descripción teórica, se realizan los cálculos a flujo estacionario, continuando con la consideración de las sobrepresiones causadas por los transitorios hidráulicos, utilizando para su calculo la fórmula de Allievi. Cabe aclarar que las depresiones unicamente fueron introducidas al trabajo como teoría, no por ello se dejó de tomar su vital importancia para un diseño eficaz y seguro.

Para finalizar el capítulo cuarto se realizó el costo de la conducción, indicando el diámetro más económico.

El último capítulo fué dedicado al tramo a gravedad, tramo que constituye casi el 90 % de la línea de conducción. Se comienza con un poco de teoría con el fin de tratar de relacionarla con la práctica.

Se realizó el cálculo hidráulico a flujo estacionario, así como el cálculo de transitorios para cierre rápido y lento. Para finalizar el capítulo se dimensionaron los tanques del sistema.

El presente trabajo no pretende realizar un estudio profundo de los transitorios, pero sí en cambio, no podía olvidar su importancia como posibilidad de colapso por su presencia sin prevención.

CAPITULO 1.- SITUACION ACTUAL DEL SUMINISTRO DE AGUA A LA CIUDAD DE OAXACA.

1.1 ANTECEDENTES.

A principios de la década de los cincuentas, la Ciudad de Oaxaca se abasteció de los manantiales de San Andrés Huayapan, San Felipe del Agua y de los escurrimientos superficiales generados en las cercanías de San José Vista Hermosa.

Con el transcurso de los años la población de la ciudad creció y provocó que los caudales que aportaban las tres fuentes citadas fueran insuficientes. Por lo anterior se inició la perforación de pozos someros en las márgenes del Río Atoyac a la altura del Valle de Etla. Dichas perforaciones se realizaron a partir de la década de los sesentas, esperando solucionar el problema hasta el año de 1980.

Posteriormente el gobierno del estado efectuó un estudio de las fuentes existentes, concluyendo que aportaban un caudal de 385 l.p.s. , elaboró un plan de emergencia para rehabilitar las captaciones y obtener un caudal de 720 l.p.s.; (ver tabla 1) además formuló un plan definitivo para suministrar 550 l.p.s. adicionales a los 720, mediante la perforación y equipamiento de 5 pozos en la zona comprendida entre San Agustín de las Juntas y el Aeropuerto Internacional, así como una galería filtrante localizada sobre el Río Atoyac, obteniendo un gasto total de 1270 l.p.s. con lo que se pretendía abastecer a la Ciudad hasta el año 2000. Con dicho programa no se obtuvo el caudal deseado,

va que a la fecha se está suministrando un caudal medio global de 520 l.p.s. . La razón es que al existir problemas sociales no se permite la perforación de nuevos pozos, por lo tanto no se lleva a efecto el plan.

I.2 CAPTACION.

Las fuentes de abastecimiento las constituyen Aguas subterráneas, y un escurrimiento superficial.

Las aguas subterráneas representan el 70 % del gasto global suministrado, realizando la captación mediante pozos someros localizados en ambas márgenes del río Atoyac y sobre la margen derecha del río Salado, así como también pozos profundos ubicados al norte del aeropuerto, cuya aportación en conjunto es de 140 l.p.s.. Es decir, no logran aportar el gasto programado, debido a problemas con algunos de los pozos, además de existir problemas sociales.

Los pozos de la margen izquierda del río Atoyac, bombean el agua hasta un cárcamo denominado: " El Tecnológico " e impulsarla a las plantas potabilizadoras " El Fortín " para su tratamiento, regulación y distribución con sus unidades respectivas. Los de la margen derecha envían el agua directamente hasta las plantas potabilizadoras antes mencionadas. El agua de los pozos de la zona norte del Aeropuerto, llega a la planta potabilizadora " San Antonio de la Cal ". De los pozos de la margen derecha del río Salado se impulsa el agua directamente a la red de distribución

sin ningún tratamiento.

Los manantiales de San Felipe del Agua y San Andrés Huayapan localizados al norte y al noreste de la Ciudad, aportan un caudal al sistema, del orden de 30 l.p.s., mismos que son conducidos por gravedad directamente a la red de distribución de la zona norte y representan el 6% del gasto global.

De las aguas superficiales, producidas por escurrimientos generados en las proximidades de San José Vista Hermosa, la zona noreste de la Ciudad recibe 165 l.p.s.; su conducción es por gravedad hasta la planta potabilizadora "EL FORTIN" para su tratamiento, regulación y distribución, representan el 30% del caudal global suministrado.

Resumiendo, el gasto medio proporcionado a la Ciudad de Oaxaca actualmente es del orden de 525 l.p.s.

El sistema de agua potable de la Ciudad cuenta con tres plantas potabilizadoras: 2 denominadas "EL FORTIN", localizadas en el cerro del mismo nombre, con una capacidad total de 750 l.p.s. y la tercera localizada al sureste de la zona conurbada, denominada "SAN ANTONIO DE LA CAL", con capacidad de 350 l.p.s.

Las plantas potabilizadoras ubicadas en "EL FORTIN" sólo reciben 230 l.p.s., teniendo una capacidad excedente de 520 l.p.s.

TABLA " 1 "

GASTOS DEL PROYECTO DE REHABILITACION DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE OAXACA Y ZONA CONURBADA (Incluyendo equipamiento de los pozos en la zona de CANDIANI)

FUENTES DE ABASTECIMIENTO	GASTO MAXIMO DIARIO (l.p.s.)
1.- MANANTIALES.	
San José Vista Hermosa.	165
San Andrés Huayapan.	30
San Felipe del Agua.	30
2.- POZOS ZONA ORIENTE.	
Santa Cruz II.	25
Santa Cruz I.	30
Galería Filtrante El Rosario.	15
3.- ZONA AEROFUERTO.	
Auxiliar No. 1	60
Fozo 14	45
Fozo 15	60
Fozo 16	50
Fozo 17	60
Fozo 18	60
Fozo 19	60
Fozo 20	60
Fozo Candiani No. 1	40
Fozo Candiani No. 2	40
4.- MARGEN IZQUIERDA DEL RIO ATOYAC.	
Fozo Pueblo Nuevo.	30
Fozo Golfito.	20
Fozo La Torre.	25
Galería Filtrante.	50
Fozo Revolucion.	20
Fozo Montoya.	30
Senegal.	30
Acueducto.	30
Brenamiel	60
5.- MARGEN DERECHA DEL RIO ATOYAC	
Fozo Granada.	30
Fozo Ferrocarril.	20
Fozo Arenal.	30
6.- MARGEN DERECHA DEL RIO SALADO	
	65
GASTO MAXIMO TOTAL	270
GASTO MEDIO TOTAL	= 1 058 l.p.s.

I.3 DEMANDA.

La demanda de la ciudad de Oaxaca fué comparada con la de pequeñas poblaciones tomando los siguientes valores.

(Ver tabla Ley de Demandas Horarias. Consumo de agua en poblaciones Mexicanas).

Las temperaturas extremas aumentan el consumo de agua; en zonas de clima cálido por un mayor número de baños, acondicionamiento de aire e irrigación. En climas fríos mediante el agua descargada a través de las llaves para evitar que las tuberías de servicio y los sistemas de distribución se congelen.

Los niveles altos de vida significan un consumo alto de agua para la cocina, cuartos de baño, riego de prados y jardines etc.

Cuanto menos cuesta el agua, mayor es, ordinariamente su consumo, particularmente para fines industriales.

La medición del consumo fomenta el ahorro y normaliza la demanda del agua. La detección de fugas es una misión importante para una buena administración del sistema.

Los índices superficiales de fugas son:

- 1.- Flujos nocturnos altos en tuberías maestras y de servicio de agua.
- 2.- Caídas anormales de presión.
- 3.- Pavimentos húmedos.
- 4.- Transminación persistente.

1.4 POBLACIÓN.

La zona de influencia concentró en 1985, una población del orden de 229400 habitantes, con una tasa de crecimiento de 5.3 %, superior al 3.2 % registrado a nivel nacional durante la década de 1970-1980. En 1986 se tiene una población estimada de 241500 habitantes.

El número de familias en 1970 fue de 19700 y en 1985 se estimó 45800, lo que representa incremento del 95.9 %. Además en ésta década el promedio de miembros de familia ha sido de cinco.

El total de viviendas para dichas familias fue de 37500, lo cual representa un índice de hacinamiento de 5.2 habitantes por vivienda. Por lo anterior, comparando el número de viviendas y de familias, se aprecia un déficit de 37.6 % con respecto a las viviendas.

1.5 DISTRIBUCION.

El sistema de distribución sirve al 74 % de la población total mediante tomas domiciliarias, que en su mayor parte cuentan con medidor.

Una de las deficiencias importantes, es que actualmente el volumen facturado es del orden de 42 % del volumen total producido, por lo que se tiene un 58 % de pérdidas.

Otra deficiencia de la red de distribución es que no se encuentra seccionada por zonas, con lo que se tendría un mejor funcionamiento hidráulico y mejor distribución.

1.6 PROBLEMATICA.

Uno de los principales problemas que se tiene es el de los pozos de la zona norte del Aeropuerto, ya que dos de ellos no aportan gasto a la línea de conducción, debido posiblemente a la baja capacidad de la línea o de los motores.

Otro problema es que algunos pozos sobre las márgenes del Río Atoyac como SENEGAL, ACUEDUCTO y BRENAMIEL se encuentran fuera de servicio por derrumbes y debido a problemas sociales, no permiten la perforación de otros nuevos para substituirlos.

Se requiere llevar a cabo a la mayor prontitud posible, un programa de corrección y detección de fugas para obtener un correcto funcionamiento hidráulico del sistema.

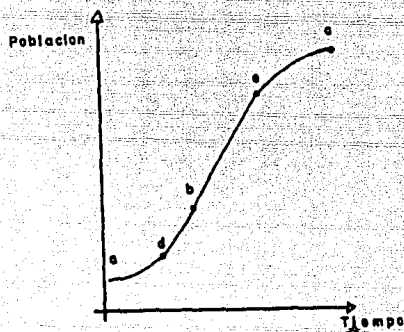
El incremento y concentración de la población ha originado la integración de la Ciudad de Oaxaca con la zona conurbada. Dicha expansión esta provocando la necesidad de una mayor cantidad de bienes y servicios, en forma particular, la ampliación de la cobertura de agua potable.

El nivel de vida tanto en la Ciudad de Oaxaca como en la zona de estudio, es menor en un 20 % al de la media nacional. Con lo que se puede apreciar que el sector beneficiado será el de escasos recursos.

CAPITULO II.- NECESIDADES FUTURAS.

II.1 PROYECCIONES DE LA POBLACIÓN AL AÑO 2000.

El elemento más importante y menos previsible en el cambio de la población es la actividad comercial e industrial ya que esta, puede producir aumentos bruscos o aun marcados descensos en la población. Si no fuera por esas multiples influencias, la población seguiría la curva característica de los seres vivos dentro del espacio limitado. (Fig. 2.1)



Crecimiento idealizado de la población

- a-b CRECIMIENTO GEOMETRICO.
- d-e CRECIMIENTO RECTILINEO.
- b-c CRECIMIENTO 1er ORDEN.

fig 2.1

Para poder estimar la población futura, existen varios métodos entre los cuales se encuentran los siguientes:

11.1.1 MÉTODOS GRÁFICOS.

a) Extensión de la curva a ojo.

Este es un método poco aproximado para la obtención de la población a futuro, y consiste en:

Graticar la información existente de población, obtenida en censos anteriores contra el tiempo, es decir, indicar para cada año en cuestión su población, se trazará una curva, cuya extensión se prolongará bajo las mismas tendencias hasta cubrir el período económico del proyecto.

b) Extensión por comparación con el crecimiento de poblaciones similares o mayores.

Se vacian los datos de las poblaciones en gráficas semilogarítmicas, tomando como ordenadas la escala logarítmica para el número de habitantes, y la aritmética para los años.

En la gráfica de población que se está analizando se superponen los tramos de gráficas de otras poblaciones semejantes para después obtener el promedio.

11.1.2 METODOS ANALITICOS.

a) Incremento Aritmético Intercensal.

Método para hacer estimaciones de población de años próximos y pasados recientes, es decir, para hacer estimaciones de población intercensales.

$$\frac{dp}{dt} = k_a \quad \text{donde} \quad k_a = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p}$$

$$\frac{dp}{dt} = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p} \quad \dots\dots\dots (1)$$

El incremento aritmético se basa, en que el aumento de la población en el intervalo de tiempo no depende ni varía del tamaño de la población.

En el caso intercensal integramos entre los límites de población P_{fi} y P_p , por lo que se obtiene:

(población censada intercensal y la del último censo)

$$\frac{dp}{dt} = \frac{P_{fi} - P_p}{t_{fi} - a_p}$$

$$\frac{P_{fi} - P_p}{t_{fi} - a_p} = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p}$$

$$P_{fi} = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p} (t_{fi} - a_p) + P_p$$

P_f = Población Futura Postcensal.
 P_p = Población del censo Anterior.
 P_u = Población del último Censo.
 a_c = Fecha del censo anterior.
 a_v = Fecha del último censo.
 t_{fi} = Tiempo futuro intercensal.

b) Incremento Aritmético Postcensal.

Para éste caso la ecuación (1) la integraremos entre los límites P_{fp} (población futura postcensal) y P_u (Población último censo) por lo que resultará la ecuación:

$$\frac{P_{fp} - P_u}{t_{fp} - a_u} = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p}$$

$$P_{fp} = \frac{P_u - P_p}{a_u - a_p} (t_{fp} - a_u) + P_u$$

c) Incremento Geométrico.

Se basa en que la relación del aumento de la población en un intervalo de tiempo, es proporcional al tamaño de la población F , es decir:

$$\frac{dp}{dt} = K_g P$$

$$K_g = \frac{\ln P_u - \ln P_p}{a_u - a_p}$$

donde :

K_g = constante de proporcionalidad

Obteniendo para el caso del incremento geométrico intercensal la siguiente expresión:

$$\log P_{fi} = \log P_p + \frac{\log P_u - \log P_p}{a_u - a_p} (t_{fi} - a_p)$$

Siendo la siguiente para el postcensal:

$$\log P_{fp} = \log P_u + \frac{\log P_u - \log P_p}{a_u - a_p} (t_{fp} - a_u)$$

d) Incrementos Diferenciales.-

Para calcular las poblaciones a largo plazo se utilizan otros métodos, ya que hay diferencias apreciables al calcularlas con las ecuaciones postcensales de los métodos aritméticos y geométricos.

Este método se utiliza para estimaciones de población a largo plazo, es más confiable porque se utilizan todos los datos censales.

ANO	POBLACION	1a. DIFERENCIA	2a. DIFERENCIA
X1	a	$b - a = u$	$v - u = y_1$
X2	b	$c - b = v$	$w - v = y_2$
X3	c	$d - c = w$	
X4	d		
		$(u+v+w)/\# = R$	$(y_1 + y_2)/\# = S$
X4	d	R	S
X5	..	T	S
		$S + R = T$	$T + d = ..$

c) Método Logístico.-

En este método para hacer las estimaciones de población se incluye el ajuste matemático de una curva y de un estudio gráfico.

El método logístico se basa en una de las curvas conocidas como logísticas, forma "S" la que busca un crecimiento de población en función de una base biológica. (Fig. 2.2)

El ajuste matemático de ésta curva es útil sólo en pronósticos de grupos extensos, es decir, grandes ciudades, estados y naciones.

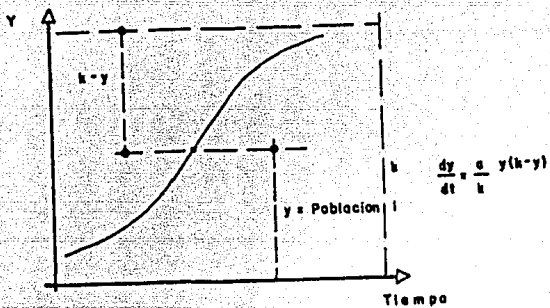


fig 2.2

$$\frac{dy}{dt} = \frac{a}{k} y (k - y)$$

Integrando la ecuación se obtiene la fórmula matemática de la curva logística.

$$y = \frac{k}{e^{-at/m} + 1} \dots\dots\dots (2)$$

donde:

y = Población a un tiempo "t".

k = Valor límite o valor de saturación de la población.

m.a = Coeficientes que pueden calcularse a partir de valores de población ya observados.

despejando en (2) y haciendo operaciones se obtiene:

$$\frac{y}{Dy + y} = y \left[\frac{1 - e^{-a \cdot Dt}}{k} \right] + e^{-a \cdot Dt}$$

Esta ecuación representa la ecuación de una línea recta de valores de población ya observados por lo tanto $y = mx + b$.

$$m = \frac{1 - e^{-a \cdot Dt}}{k}$$

$$k = \frac{1 - b}{m}$$

$$a = \frac{\ln b}{Dt}$$

ECUACION DE LA CURVA LOGISTICA

$$y_f = \frac{k}{1 + e^{\frac{a(t_f - t_u)}{y}}}$$

donde:

y_f = Población a futuro.

k = Valor de saturación.

a = Velocidad de desarrollo.

y = Población último censo.

t_u = Fecha último censo.

t_f = Fecha población a futuro.

II.2 ESTIMACION DE LA DOTACION Y DEMANDA.-

II.2.1 Definición de Dotación.

Es la cantidad de agua que se asigna a cada habitante y que comprende todos los consumos:

- Doméstico.
- Comercial.
- Industrial.
- Público.
- Fugas y desperdicios.

De los servicios que hacen en un día medio anual.

Generalmente se expresan en litros por habitante por día.

$\text{Demanda o Consumo} = \text{Población} \times \text{Dotación}$

DOTACION [LTS/HAB./día]. Dotación de Proyecto
300 l/hab/día.

TABLA DE DOTACION TIPICA.

POBLACION URBANA, (Habitantes)	D O T A C I O N TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado	Frío
de 4000 a 10 000	150	125	100
de 10 000 a 30 000	200	150	125
de 30 000 a 70 000	250	200	175
de 70 000 a 150 000	300	250	200
más de 150 000	350	300	250

11.2.2 Factores que afectan la demanda.

Entre los factores que afectan la demanda se mencionarán:

- 1.- Tamaño de la Ciudad.
- 2.- Características de la Ciudad.
- 3.- Clima.
- 4.- Hábitos Higiénicos.
- 5.- Disposición del líquido residual (alcantarillas).
- 6.- Calidad del agua.
- 7.- Modalidad del abastecimiento.
- 8.- Control de consumos.
- 9.- Costo del agua.
- 10.- Administración del sistema.

Lo anterior, son únicamente factores que modifican el consumo de agua potable. Pero ahora se establecerá la variación del consumo a través del tiempo.

De acuerdo al tiempo, siempre se encontrarán variaciones en el consumo. Con base en esto podemos decir, que existen variaciones horarias, diarias y mensuales; por lo tanto es necesario obtener unos coeficientes que puedan absorber estas variaciones, con el objeto de que se tomen en cuenta para el diseño del abastecimiento.

El consumo de agua cambia con las estaciones, los días de la semana y las horas del día .

Existen máximos durante el calor y sequía del verano, cuando se consumen grandes cantidades para refrescar al hombre, regar, enfriar equipo de aire acondicionado.

Existen máximos durante el frío extremo en invierno cuando se deja correr agua al drenaje, para evitar que las tuberías se congelen.

Existen muchas fugas en uniones con metales, cuando se contraen por el frío.

Las variaciones día a día reflejan la actividad doméstica.

Las variaciones de hora a hora producen un máximo cercano al medio día y un mínimo en las primeras horas de la mañana.

11.2.2.1 Coeficientes de variación.

Graficando los gastos medios diarios durante 365 días se encuentra que:

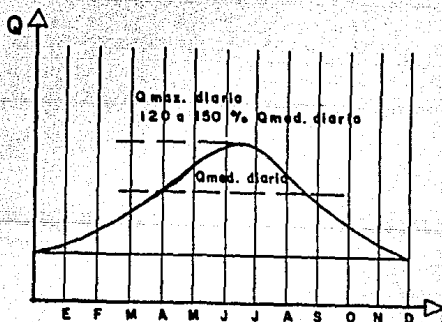


fig 2.3

Si tomamos el tiempo de un año, notaremos que en algunos meses el consumo es mayor que en otros.

Por lo que se considera el coeficiente de variación diaria:

$Cd = 1.2$ a 1.5 suele escogerse un valor 1.3 .

Grificando ahora los gastos medios horarios durante 1 día = 24 hrs. se encontrará que durante el día existen horas en las cuales se presenta una mayor demanda del líquido, encontrando que se presenta de 6 de la mañana a 9 de la noche.

El coeficiente de variación horaria está en el rango de 1.5 y 2.0 .

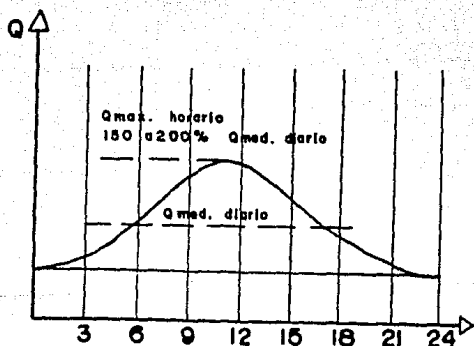


Fig. 2.4

$$Q_{med} = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{86\ 400}$$

$$Q \text{ medio diario} = \text{Población} * \text{Dotación}$$

$$Q \text{ máximo diario} = C_d * \text{Población} * \text{Dotación}$$

$$Q \text{ máximo horario} = C_h * \text{Población} * \text{Dotación}$$

$$Q \text{ máximo maximorum} = C_h * C_d * \text{Población} * \text{Dotación}$$

Ejemplo numérico:

La vigencia del proyecto será de 15 años es decir hasta el año 2000

Método de Incrementos Diferenciales.

	Población (miles.)	1a. dif.	2a. dif.
1955	47.716		
1960	56.136	8.420	
1965	66.044	9.907	1.486
1970	91.728	25.684	15.777
1975	127.400	35.672	9.986
1980	176.956	49.556	13.884
1985	229.400	52.444	2.886
		-----	-----
		181.684	57.907
		$181.684 / 6 = 30.280$	
		$57.907 / 5 = 11.581$	
1985	229.400	30.281	11.581
1990	271.262	41.862	11.581
1995	324.705	53.443	11.581
2000	389.729	65.024	11.581
2005	466.334	76.605	11.581

La Población al año 2000 en la ciudad de Oaxaca será 389 729 habitantes utilizando este método.

Utilizando el método de crecimiento de la población a 0.10 se obtuvo una población de 390 000 habitantes. (Fig. 2.5)

Utilizando por último el método logístico se obtuvo:

Años	Habitantes (miles)	y	Dy	y + Dy
1955	42.716			
1960	52.137	47.427	7.421	56.848
1965	66.044	59.091	13.907	72.998
1970	91.728	78.886	25.684	104.570
1975	127.400	109.564	35.672	145.236
1980	176.956	152.178	49.556	201.734
1985	229.400	203.178	52.444	255.622

	y + Dy
1960	0.83042
1965	0.83043
1970	0.75438
1975	0.75438
1980	0.75435
1985	0.75483

Graficando los valores obtenidos, se realiza la Figura 2.6 obteniendo los siguientes resultados:

EXTENSION DE LA CURVA

A OJO .

POBLACION
En miles.

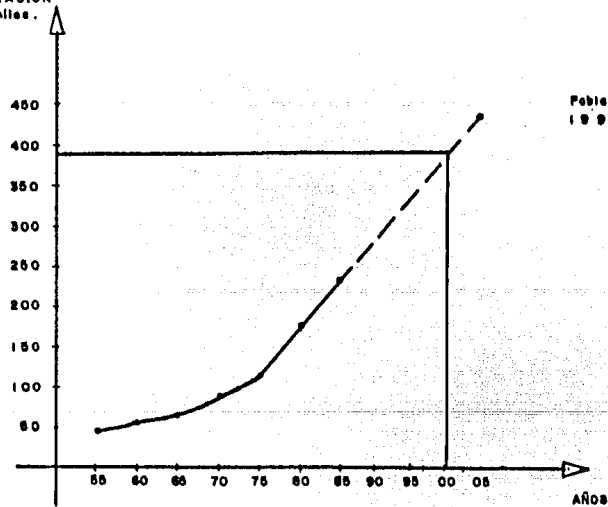


FIG. 2.5

METODO LOGISTICO .

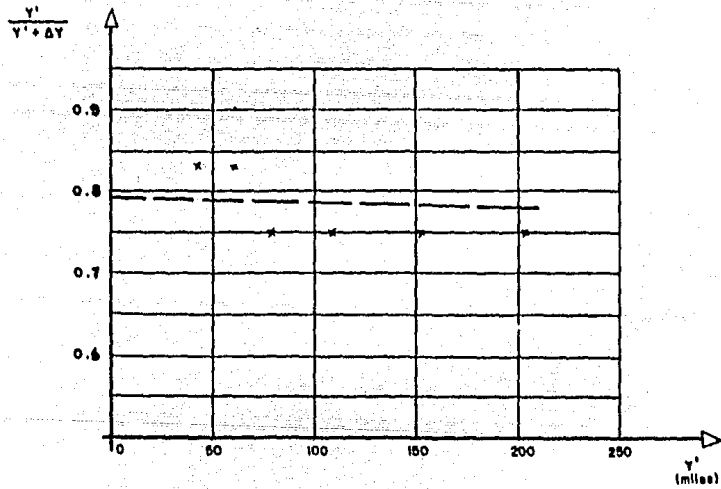


FIG. 2.6

$$D = 0.791$$

$$m = \frac{0.782 - 0.791}{203 - 0} = -0.0000443$$

$$k = \frac{1 - 0.791}{0.0000443} = -4714$$

$$a = \frac{\ln D}{Dt} = -0.0469$$

Utilizando la fórmula para la obtención de la población por éste método se obtiene:

$$y_f = 490\ 000 \text{ habitantes.}$$

Considerando los tres métodos antes expuestos, resultará para el año 2000 una población de 425 000 habitantes.

Con dicha población se obtuvieron los siguientes resultados:

$$Q_{\text{med}} = 1475 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx diario}} = 1918 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx horario}} = 2213 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{máx maximorum}} = 2878 \text{ l.p.s.}$$

Si actualmente se suministran 520 l.p.s. éste caudal beneficia 149 760 habitantes, con lo que se comprueba la demanda actual.

El acueducto beneficiará a 288 000 habitantes, que sumados a los anteriores 149 760 dan un total de 437 760 habitantes. Dando como resultado un gasto en exceso, para la población a servir de aproximadamente 12 760 habitantes, considerando el gasto medio diario.

Sin embargo considerando el gasto máximo norárrio

$$Q \text{ máx diario} = 1475 \times 1,3 = 1918 \text{ l.p.s.}$$

Existirá un déficit de 398 l.p.s., por lo que considerando el gasto máximo diario, el año al cual el proyecto tendrá validez será hasta el año 1995 o 1996 con una población de 340 000 habitantes.

El valor anterior 398 l.p.s. resulta de considerar, las aportaciones totales tomando en cuenta el gasto de proyecto, obteniendo 1520 l.p.s., a los cuales se les restan los 1918 l.p.s., resultado del gasto máximo diario.

11.3 Posibles Fuentes de Abastecimiento.

Con el propósito de resolver los problemas que existen respecto a las demandas de agua potable, actuales y futuras, se han estudiado diversas fuentes de abastecimiento tanto superficiales como subterráneas, factibles de aprovechar, abarcando un radio de 100 kilómetros a la Ciudad de Oaxaca.

A continuación se describen los principales abastecimientos potenciales:

1.- Cuenca del Río Verde o Atovac.

Aguas Subterráneas.

Valles Centrales.

Las fuentes de abastecimiento más cercanas a la Ciudad de Oaxaca, las constituyen acuíferos localizados en la zona conocida como Valles Centrales de Oaxaca, que incluyen a los Valles de Etla al Noroeste de la Ciudad, Tlacolula al Este y Zimatlán-Iaachila al Sur. Aunque las condiciones geológicas y topográficas son sumamente adversas para la acumulación de agua en el subsuelo, estos Valles alojan los principales acuíferos de la zona, pero debido a su sobre espesor y extensión reducida tienen baja capacidad de almacenamiento.

El acuífero del Valle de Etla es una de las fuentes de abastecimiento de la Ciudad de Oaxaca y de acuerdo a los estudios Geohidrológicos realizados en la zona, actualmente es de

equilibrio su condición, por lo que su mayor explotación no es recomendable.

El acuífero del Valle de Tlacolula tiene posibilidades geohidrológicas restringidas, debido a que los materiales existentes en el subsuelo, tienen una baja capacidad transmisora.

El Valle de Zimatlán-Zaachila tiene una potencialidad mucho mayor que los anteriores y su explotación constituye la fuente complementaria más próxima para cubrir, en parte, los déficits en las demandas actuales de agua de la Ciudad de Oaxaca. El acuífero tiene espesores de relleno que varían de 50 metros en las paredes laterales y hasta 100 metros en su porción central. Entre el poblado de Zaachila y el aeropuerto, se localiza el área de mayor interés geohidrológico en donde, según estudios previos, se dispone de un volumen anual de 10 millones de metros cúbicos.

De acuerdo con los análisis físico-químicos practicados en la zona de pozos Zaachila-Aeropuerto, la calidad del agua se considera como dura con altos contenidos de fierro y manganeso, por lo que se requiere darle tratamiento de ablandamiento, aereación y desinfección para su potabilización.

El Valle de Nochixtlán.

Recientemente se ha iniciado la exploración del acuífero en la zona de Nochixtlán, el cual está formado por calizas. Localizado aproximadamente a 20 kilómetros al Noroeste de la Ciudad de Oaxaca. Este acuífero está caracterizado por su alta

transmisividad y condiciones estructurales adecuadas que dan como resultado pozos de gran rendimiento. Estimaciones preliminares indican que se pueden extraer del acuífero sin inducir efectos nocivos, del orden de 1 a 1.5 m³/sg.

En base a los análisis físico-químicos, se encontró que el acuífero contiene aguas duras y sus contenidos de fierro natural se encuentran ligeramente fuera de norma, por lo que es recomendable realizar un ablandamiento, aereación y desinfección.

El acuífero del Valle de Nochixtlan, fué el elegido para suministrar a la Ciudad los mil litros por segundo, además permite tener un rango de error en la extracción del orden de 200 a 500 litros por segundo.

En la zona de San Sebastián de las Grutas, se presenta un acuífero en calizas, se encuentra aproximadamente 30 kilómetros al sur de la Ciudad de Oaxaca. En ésta zona se desconocen las características Geohidrológicas así como su potencialidad.

Se encuentran tres manantiales, dos de los cuales serían aprovechables para aportar 150 litros por segundo, el agua es dura con fierro ligeramente fuera de norma.

Aguas Superficiales.-

Proyecto de pequeños almacenamientos.

Al Norte y Noreste de la Ciudad de Oaxaca en un radio de 40 kilómetros, se tiene un estudio de 19 pequeños almacenamientos

aprovechando los afluentes del Río Atoyac. Tendrían una capacidad conjunta de 40 Mm³. Las cortinas, debido a la topografía tendrían alturas superiores a los 20 metros. Para almacenar cuando menos un millón de m³ en cada caso, causando un elevado costo de construcción.

Sobre el Río San Bernardo se tiene en estudio la presa de San Bernardo Mixtepec, localizada a 30 kilómetros aproximadamente al Sur de la Ciudad, con una capacidad total de 15 Mm³ para uso mixto, potable y agrícola. Existe la posibilidad de que en un estiaje prolongado, el escurrimiento aprovechado para uso agrícola repercutiría en el caudal para agua potable, por lo que existirían problemas sociales en su operación.

Localizada aproximadamente a 60 kilómetros al sur de la Ciudad, sobre el Río Serrano afluente del Atoyac, se encuentra la presa de la "Y" o de San Sebastián de las Grutas. La cual será destinada únicamente para suministro de agua potable. Se estima que aportará un caudal de 50 litros por segundo, con una altura mínima de cortina del orden de 50 metros y desplante en la cota 1440 metros sobre el nivel del mar.

San Francisco Canuacán, consiste en el aprovechamiento de aguas superficiales a través de una obra de toma en un afluente del Río Verde, aproximadamente a 60 kilómetros al oeste de la Ciudad de Oaxaca. Debido a que no se cuentan con registros hidrométricos para determinar el caudal aprovechable, además que

existen grandes accidentes topográficos que vencer para suministrar agua a la Ciudad, dicha propuesta es difícil de analizar.

Para el aprovechamiento superficial del Río Atoyac, se tienen dos sitios para la ubicación de una presa de abastecimiento de agua. En el primero, el eje de la cortina se ubica en el poblado La Compañía, a 60 kilómetros de la Ciudad de Oaxaca, con capacidad total de 150 Mm³, altura de 80 metros aproximadamente; desplantada en la cota 1364.7 metros sobre el nivel del mar y con gasto estimado de 5.5 m³/sq.

La principal ventaja que presenta, es la poca pendiente del Río en ese tramo, ya que el embalse provocaría inundaciones a diversas poblaciones asentadas en la ribera, además se tiene el problema de contaminación, por aguas residuales que vierten al cauce la Ciudad de Oaxaca y diversos poblados que se encuentran aguas arriba.

El segundo sitio se localiza aproximadamente a 30 kilómetros, aguas abajo del primero. Debido a la lejanía de los sitios propuestos, a la contaminación y a que se tienen fuentes de abastecimiento más cercanas para suministrar agua, no se considera conveniente aprovecharlo en las etapas a corto y mediano plazo.

Cuenca del Río Papaloapan.

Aguas Superficiales.

Río Grande.

Para el aprovechamiento de las aguas superficiales del Río Grande, se tienen propuestos dos sitios para la ubicación de una presa de almacenamiento, el primero se localiza a 14 kilómetros aguas abajo del poblado San Miguel Abejones y a 55 kilómetros en línea recta a la Ciudad de Oaxaca, se estima un escurrimiento medio anual de 15 m³/sq, que se utilizará para uso mixto.

El segundo sitio, localizado aguas arriba del primero a una distancia aproximada de un kilómetro, el sitio sería denominado "Presa Abejones", con características similares al anterior.

Estas alternativas presentan el inconveniente de vencer un desnivel topográfico superior a los 600 metros, ya que se tiene que llevar el agua de una cuenca a otra.

De las alternativas antes mencionadas, la escogida para proporcionar a corto y mediano plazo agua a la Ciudad de Oaxaca, resulta ser la del Valle de Nochixtlán; dicha alternativa será la base para los cálculos posteriores.

CAPITULO III. ACUEDUCTO NOCHIXTLÁN OAXACA.

III.1 LOCALIZACIÓN.

La Ciudad de Oaxaca y zona conurbada, se localiza sobre los paralelos, a 17 grados 05 minutos 43 segundos de latitud Norte y los meridianos 96 grados 43 minutos 18 segundos longitud oeste, así como a una altitud de 1550 metros sobre el nivel del mar.

El acueducto Nochixtlán-Oaxaca se localiza al noroeste de la Ciudad de Oaxaca con una longitud total de 80,293 metros.

El poblado de Nochixtlán tiene una altura sobre el nivel del mar de 2050 metros, teniendo una diferencia de altura con la Ciudad de Oaxaca de 500 metros, por tal motivo se observa que el agua puede llegar a toda la Ciudad, sin tener que ser necesario un bombeo del agua dentro de la misma.

III.2 TOPOGRAFÍA.-

El terreno por el cual se tiende la línea de conducción, presenta gran cantidad de accidentes topográficos. De los cuales el mayor número se encuentra en el segundo tramo, denominado a gravedad.

En el tramo a bombeo, es necesario salvar un desnivel de aproximadamente 160 metros, para llegar al kilómetro 4 + 480, lugar en donde se encuentra la planta potabilizadora y el tanque de cambio de régimen. A partir de la distancia antes mencionada, el acueducto cambiará su funcionamiento, es decir, pasará a ser por gravedad.

En el tramo a gravedad, se encuentra el 95 % de la tubería total del acueducto, es decir 76 000 metros aproximadamente.

El estudio de la tubería se realizó en planos topográficos escala vertical 1:5000, y horizontal 1:50000, en los que se procuró tener tangentes lo más largas posibles, para así tener un menor número de cambios de direcciones.

Para el trazo de la planta, se consideró la poligonal de apoyo como el eje de la tubería, verificando con el perfil que las elevaciones del terreno natural no sobrepasen los niveles de las presiones mínimas, determinadas en la operación hidráulica del acueducto.

En la planta se incluyó el cadenamamiento horizontal y coordenadas, así como los codos de acuerdo con las deflexiones horizontales, sin considerar los cambios de dirección vertical.

En el perfil se indica el cadenamamiento requerido a un plano horizontal, la condición de la tubería (enterrada o superficial) y los sitios para la instalación de válvulas de admisión y expulsión de aire. (si se requieren)

A continuación se presentará el plano topográfico con su respectivo perfil, correspondiente para los dos tramos de la línea de conducción. (Plano General , Fig. 3.1)

15

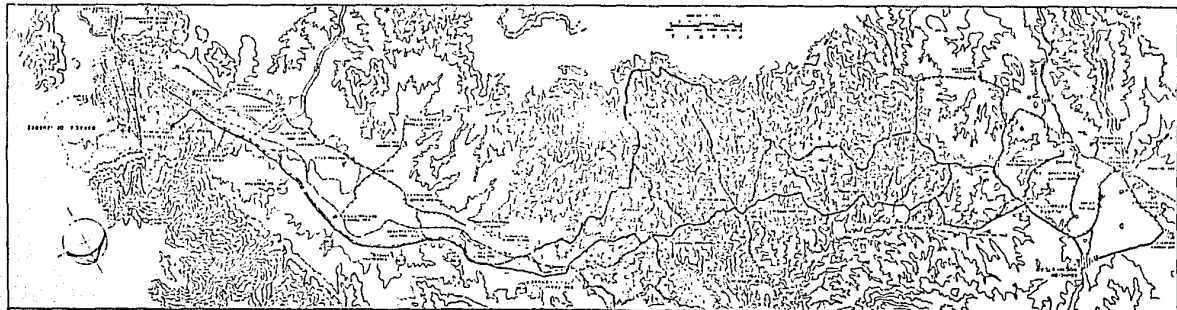
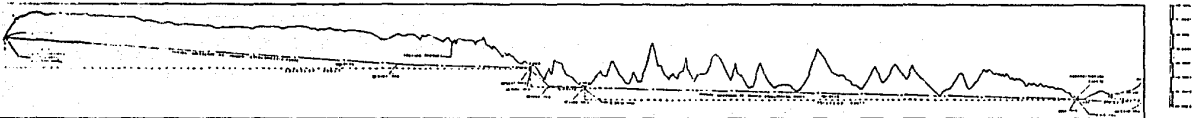
1. Содержание
 2. Сведения об авторе
 3. Сведения о работе
 4. Сведения о публикации
 5. Сведения о рецензии
 6. Сведения о цитировании
 7. Сведения о переводе
 8. Сведения о других изданиях
 9. Сведения о других авторах
 10. Сведения о других работах
 11. Сведения о других публикациях
 12. Сведения о других рецензиях
 13. Сведения о других цитированиях
 14. Сведения о других переводах
 15. Сведения о других изданиях

1. Содержание
 2. Сведения об авторе
 3. Сведения о работе
 4. Сведения о публикации
 5. Сведения о рецензии
 6. Сведения о цитировании
 7. Сведения о переводе
 8. Сведения о других изданиях
 9. Сведения о других авторах
 10. Сведения о других работах
 11. Сведения о других публикациях
 12. Сведения о других рецензиях
 13. Сведения о других цитированиях
 14. Сведения о других переводах
 15. Сведения о других изданиях

1. Содержание
 2. Сведения об авторе
 3. Сведения о работе
 4. Сведения о публикации
 5. Сведения о рецензии
 6. Сведения о цитировании
 7. Сведения о переводе
 8. Сведения о других изданиях
 9. Сведения о других авторах
 10. Сведения о других работах
 11. Сведения о других публикациях
 12. Сведения о других рецензиях
 13. Сведения о других цитированиях
 14. Сведения о других переводах
 15. Сведения о других изданиях

1. Содержание
 2. Сведения об авторе
 3. Сведения о работе
 4. Сведения о публикации
 5. Сведения о рецензии
 6. Сведения о цитировании
 7. Сведения о переводе
 8. Сведения о других изданиях
 9. Сведения о других авторах
 10. Сведения о других работах
 11. Сведения о других публикациях
 12. Сведения о других рецензиях
 13. Сведения о других цитированиях
 14. Сведения о других переводах
 15. Сведения о других изданиях

1. Содержание
 2. Сведения об авторе
 3. Сведения о работе
 4. Сведения о публикации
 5. Сведения о рецензии
 6. Сведения о цитировании
 7. Сведения о переводе
 8. Сведения о других изданиях
 9. Сведения о других авторах
 10. Сведения о других работах
 11. Сведения о других публикациях
 12. Сведения о других рецензиях
 13. Сведения о других цитированиях
 14. Сведения о других переводах
 15. Сведения о других изданиях



III.3 CONSIDERACIONES GENERALES.

Captación.-

La zona de captación para el aprovechamiento del acueducto Nochixtlán-Oaxaca, es el Valle de Nochixtlán, aprovechando el acuífero en calizas mediante la perforación del orden de 15 pozos profundos que se localizan en forma estimativa entre las cotas 1980 y 2070 metros sobre el nivel del mar.

(Plano 2 , Fig. 3.2)

Se partió de datos supuestos, para únicamente tener idea de los posibles problemas que pudieran llegar a presentarse cuando se cuente con información real. Se consideró que el acuífero tiene un nivel uniforme respecto a un plano horizontal; se tomó como gasto de diseño para cada pozo 80 litros por segundo y se usó la topografía de cartas Detenal.

Con estas suposiciones, se trazaron las líneas de captación.

La captación de pozos se dividió en tres ramales, analizados independientemente uno del otro, los cuales descargan en el cárcamo de bombeo.

En éste estudio no se realizaron los transitorios en la zona de pozos, únicamente se consideró que las sobrepresiones no son altas y pueden absorberse por la tubería, el problema se presentaría con las depresiones. Por tal motivo se colocará un dispositivo que retarde el vaciado de los tubos y mantenga, por lo tanto, una presión siempre positiva.

NOCHIXTLAN - OAXACA
ESQUEMA DE LINEAS DE INTERCONEXION
DE POZOS

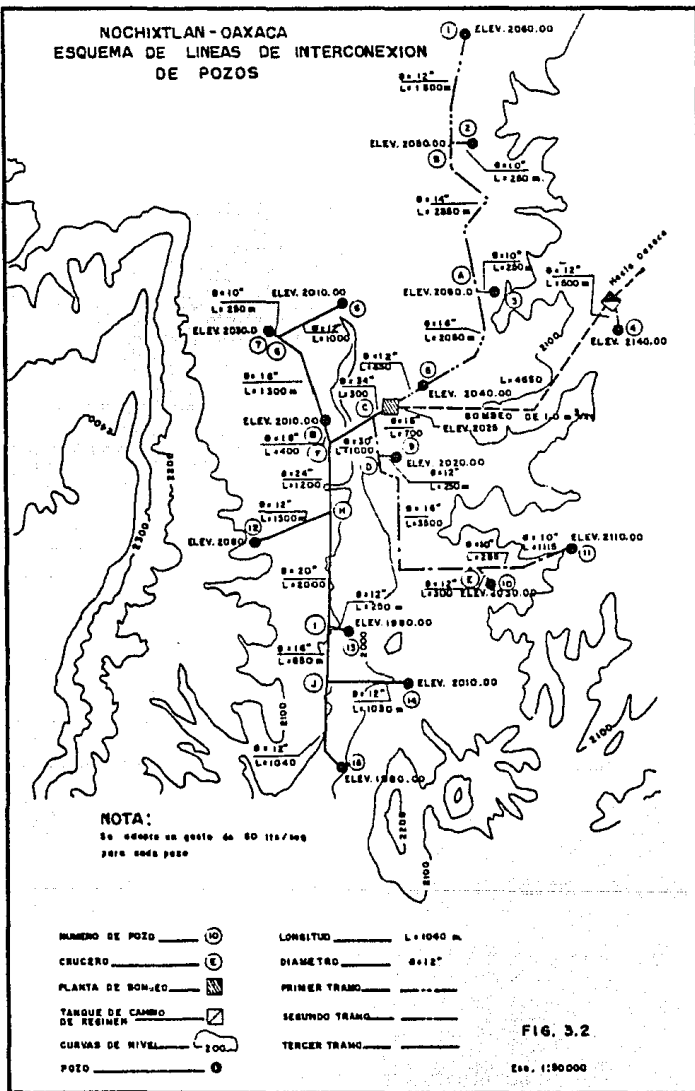


FIG. 3.2

Esc. 1:80000

Capacidad del acueducto.-

La capacidad de acueducto es de 1000 litros por segundo; y quedó definida con base a la disponibilidad del agua en el acuífero, así como del estudio hidráulico del acueducto.

Entrega.-

El sitio de entrega se ubica al Noroeste de la Ciudad de Oaxaca, en las inmediaciones de Pueblo Nuevo en el sitio denominado "Loma Blanca" en la cota 1736.34, fué localizado en base a la disponibilidad del terreno, funcionamiento hidráulico de la red existente, facilidad de acceso, crecimiento de la mancha urbana y el aprovechamiento al máximo de la carga disponible del acueducto evitando así rebombos dentro de la Ciudad.

Líneas de conexión de pozos.-

Las líneas de conexión para los pozos, conducirán el agua hasta un cárcamo de bombeo ubicado en la cota 2025 metros sobre el nivel del mar, al oeste del poblado de Magdalena Zahuatlán. A partir de este punto las aguas serán bombeadas a través de una línea de conducción con 4480 kilómetros de longitud hasta un tanque de cambio de régimen ubicado en la cota 2164.10, cercano al entronque del camino a Magdalena Zahuatlán con la carretera federal 190 México - Oaxaca, de éste lugar la conducción será por gravedad hasta la Ciudad de Oaxaca.

CAPITULO IV.- TRAMO A BOMBEO.

IV.1 Descripción General.

El tramo a bombeo presenta una carga a vencer de, aproximadamente 160 metros. Este tramo es relativamente corto pues tiene unicamente 4480 metros, es decir no llega al 10 % de la longitud total de la línea de conducción.

Se inicia éste tramo en la planta de bombeo (km 0 + 000) y llega a un tanque de cambio de régimen.

Se analizarán gradientes de operación de acuerdo con la modulación de los equipos de bombeo.

La determinación de los gradientes se hizo considerando el gasto máximo para el que trabajará el acueducto y la modulación de los equipos de bombeo.

En éste tramo se ubicará una planta potabilizadora, un tanque de cambio de régimen y un tanque unidireccional.

El agua llega a la planta de bombeo procedente de una serie de pozos profundos, los cuales no entrarán en el análisis, es decir, no se calculará el gasto probable del acuífero; por lo que se adoptó como valor de diseño, el que la Comisión de Zonas Áridas aseguró. Dicho gasto fué el utilizado para todos los cálculos posteriores. Los pozos antes señalados son 15 y se localizan en forma estimativa entre las cotas 1980 y 2070 metros sobre el nivel del mar.

En el presente capítulo se realizará un estudio para la selección de las bombas necesitadas, potencia y número de ellas.

A continuación se realizará el análisis hidráulico a flujo estacionario. La parte final del capítulo será destinada al cálculo de fenómenos transitorios, introduciendo en ellos el golpe de ariete.

IV.2 ELECCION DEL EQUIPO DE BOMBEO.

IV.2.1 Teoría elemental de Alabes.

Debido a que las turbomáquinas son dispositivos rotacionales, el conjunto de álabes se puede arreglar simétricamente sobre una circunferencia. Si el flujo se acerca en dirección radial al sistema de álabes fijos, su momento de la cantidad de movimiento variará de cero a un valor que dependerá del gasto másico de la componente tangencial de la velocidad desarrollada y del radio. El sistema de álabes fijos no realiza trabajo alguno.

Es importante que el fluido entre al sistema de álabes móviles con la mínima alteración en su movimiento, es decir, tangencialmente. Cuando la velocidad relativa no es tangente al álabe en su entrada, se puede presentar la separación de flujo. En estas condiciones, las pérdidas tienden a aumentar en forma rápida, afectando radicalmente la eficiencia de la máquina.

El fenómeno de separación puede presentarse con frecuencia aun siendo la velocidad relativa tangente al álabe, pero debido a la curvatura de los mismos o a la expansión de los conductos entre ellos, lo cual ocasiona que la capa límite se haga más gruesa y eventualmente alcance el reposo. Estas pérdidas son llamadas por choque o por turbulencia.

Al salir el fluido de los álabes, generalmente la velocidad se altera tanto en dirección como en magnitud, por lo tanto cambia también su momento de la cantidad de movimiento. El anterior cambio indica que el fluido desarrolló trabajo sobre los álabes móviles, o que éstos realizaron trabajo sobre el fluido.

Mediante un rodete que consta de una serie de álabes equilibradamente colocados en una flecha, las bombas aumentan la energía del fluido. Debido a que el movimiento de los álabes es en dirección tangencial, el trabajo efectuado se desarrolla por el movimiento de las componentes tangenciales de la fuerza en el rodete.

IV.2.2 Descripción de algunos tipos de bombas.

Actualmente entre las bombas de mayor importancia se encuentran las de flujo radial, flujo axial y las de una combinación de ambos llamada de flujo mixto. Para cargas relativamente altas el tipo que mejor se adapta es el de flujo

radial también conocido como centrífuga, frecuentemente con dos o más pasos, es decir, con dos o más impulsores que trabajen en serie. Para gastos grandes con cargas pequeñas, la bomba de flujo axial, es la más conveniente, mientras que la de flujo mixto se emplea para cargas y gastos intermedios.

La bomba centrífuga convencional tiene un conducto de admisión que llega al centro del impulsor, constituido por un roquete que dirige el flujo radialmente hacia afuera. Un tubo colector en forma de espiral conduce el fluido hasta la descarga.

Generalmente, no se utilizan álabes fijos, excepto en unidades de varios pasos en los cuales el gasto es relativamente pequeño, siendo las pérdidas por fricción adicionales menores que la ganancia adicional de conversión de energía cinética en presión al salir el fluido del impulsor.

Las bombas centrífugas y de flujo mixto son diseñadas en el rango de velocidades específicas de 500 a 6500 revoluciones por minuto y las bombas de flujo axial con rango de 5000 a 11000.

Las bombas de flujo axial están construidas de tal manera que el impulsor queda encerrado dentro de una cubierta. La hélice aplica una fuerza al fluido, produciendo una diferencia de presión entre el fluido corriente arriba y el fluido corriente abajo de la bomba.

El principio de funcionamiento de las bombas de flujo radial difiere a las de flujo axial, en que el cambio de presión se debe en gran parte a la rotación del impulsor. Se produce un incremento adicional en la sección de expansión de la cubierta en la que se reduce la alta velocidad del fluido que sale del impulsor.

Normalmente se debe escoger el motor de la bomba para las condiciones de máximo rendimiento. Por lo tanto, se puede controlar el flujo entre los límites de corte y operación sin peligro de sobrecargar el motor, cosa que no ocurre en una bomba axial.

Cuando un líquido fluye a través de una región donde la presión es menor que su presión de vapor, el líquido forma burbujas de vapor, estas burbujas son transportadas por el líquido hasta llegar a una región de mayor presión donde regresa el vapor a su estado líquido en forma súbita. Aplastándose bruscamente las burbujas. Este fenómeno es conocido como cavitación. Si las burbujas se encuentran cerca de una pared sólida en el instante en que cambian de estado, las fuerzas ejercidas por el fluido al comprimir la cavidad, dan por resultado la aparición de presiones ocasionando picadura sobre la pared sólida. En la mayoría de los casos el fenómeno antes descrito va acompañado de gran ruido y vibraciones, dando la impresión de ser algunos pedruscos los causantes del ruido y golpeteo.

El parámetro de cavitación σ queda definido por:

$$\sigma = \frac{p - p_v}{\rho V^2 / 2}$$

donde:

p = Presión Absoluta en el Punto de Interés.

p_v = Presión de Vapor de Líquido.

ρ = Densidad del Líquido.

V = velocidad de Referencia.

El parámetro de cavitación es algo así como un coeficiente de presión.

Cuando $\sigma = 0$, la presión se reduce hasta la presión de vapor y en ese momento ocurre la ebullición.

Experimentos obtenidos ultimamente revelan presiones del orden de 200 000 psi (lb / pul²) durante el fenómeno, basadas en el análisis de las ondas de deformación en especímenes fotoelásticos

IV.2.3 Términos usados en el Bombeo.

IV.2.3.1 Presión.

Presión atmosférica.- Llamada también presión barométrica, es aquella que se tiene en un lugar debida al peso de la atmósfera, por lo tanto, varía con la altura en relación al nivel del mar, teniendo a cero metros un valor de 1.033 KG/cm² en

condiciones normales, que corresponden a 10.33 metros columna de agua.

Presión Manométrica. - Es la presión que se tiene en la superficie, sin considerar la presión atmosférica, por tal motivo se le conoce también por presión relativa.

Presión Absoluta. - Es la presión resultante de considerar la presión atmosférica, más la presión manométrica. Se mide arriba del cero absoluto y puede estar arriba o abajo de la presión atmosférica.

Presión Negativa. - Es aquella que se presenta cuando la presión absoluta es menor que la presión atmosférica.

Presión de Vapor. - Es la presión que ejerce el vapor de la superficie libre de un líquido cuando éste se encuentre a una temperatura arriba de su congelación. También es definida, como la presión a la cual se vaporiza un líquido si se le agrega calor, o a la que el vapor de cierta temperatura se condensa a líquido y se le quita calor.

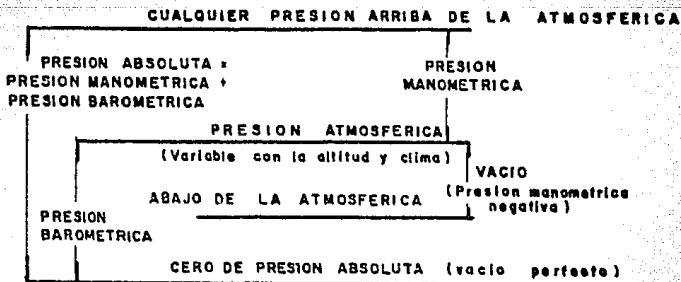


Fig. 4.1

En el caso del agua, la presión de vapor tiene valores definidos a cualquier temperatura, las cuales se pueden ver en tablas. Al convertir las presiones de vapor a cargas en metros, se debe considerar la temperatura del agua bombeada.

Unidades de Presión.- Las presiones se expresan en unidades de fuerza entre unidades de superficie o bien en metros de columna correspondiente, de acuerdo con el peso específico del líquido considerado.

Se acostumbra expresarlas en metros y es usual trabajar con presiones manométricas:

$$1.033 \text{ KG / cm}^2 = 10.3 \text{ metros columna de agua} = 1.033 \text{ atmósfera}$$

$$0.10 \text{ KG / cm}^2 = 1 \text{ metro columna de agua} = 3.28 \text{ pies.}$$

$$1 \text{ KG / cm}^2 = 14.223 \text{ lvs/pul}^2 = 32.808 \text{ pies.}$$

II.2.3.2 Columna o Carga Total de Bombeo.

En un sistema de bombeo, se le da el nombre de columna o carga total, a la suma de las energías contra las que debe operar una bomba para mover una determinada cantidad de agua de un punto a otro.

En bombas verticales, al conducto que une el cuerpo de impulsores con el cabezal de descarga se le llama columna de succión o simplemente columna de la bomba.

Debido al funcionamiento e instalación de las bombas verticales, la carga total valdrá siempre, la suma de la carga de succión y la carga de descarga. Por lo tanto se puede escribir:

$$H = H_s + H_d \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$H_s = h_s + h_{fs} \quad \dots\dots\dots (a)$$

$$H_d = h_d + h_{fd} + h_{vd} \quad \dots\dots\dots (b)$$

Sustituyendo (a) y (b) en (1) :

$$H = h_s + h_{fs} + h_d + h_{fd} + h_{vd}$$

Donde:

$H =$ Carga Total.- Suma de las energías
que se tienen en el sistema
cuando trabaja la bomba a
determinada capacidad. Se expresa
en metros columna de agua.

$H_s =$ Elevación de succión o carga de
succión.- Se le da el primer nombre
cuando la bomba se localiza arriba del
nivel del agua. Su valor es igual al de
la carga estática de succión, menos
todas las pérdidas de energía que se
tengan en la succión más alguna otra
presión que se tenga en ese sitio.

h_s = Elevación estática de succión o carga estática de succión.- Su valor es igual a la diferencia de elevaciones entre el eje horizontal de la bomba y la superficie del agua en el suministro, se suma algebraicamente en el cálculo de la columna.

h_{fs} = Carga de fricción en la succión.- Es la carga equivalente en metros, que se necesita para vencer todas las pérdidas de energía debidas al flujo en la tubería de succión.

H_D = Carga de descarga.- Es la suma de las cargas estáticas, de fricción y de velocidad en la línea de descarga.

h_{fd} = Carga de fricción en la descarga.- Incluye todas las pérdidas de energía que se tienen a partir de la boquilla de la bomba y en la tubería de descarga.

(Ver Fig. 4.2)

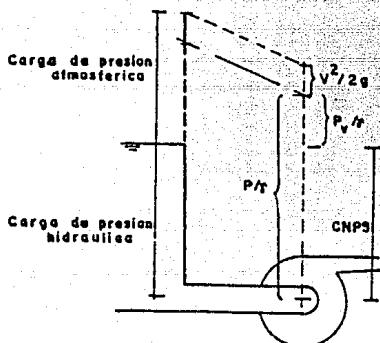
h_{vd} = Carga de velocidad en la descarga. - Se
calcula por la siguiente igualdad:

$$h_{vd} = \frac{v^2}{2g}$$

donde:

v = velocidad del agua m/sq .

g = aceleración de la gravedad m/sq/sq.



P_v/γ = carga de presión absoluta de vapor de agua .

Fig. 4.3

IV.2.3.2.1 Carga Neta de Succión Negativa. C.N.S.F.

Se define como la presión disponible o requerida para establecer un flujo a través del elemento de succión al ojo del impulsor de una bomba, cuyo valor nunca deberá reducirse al correspondiente a la presión de vapor del líquido manejado. Se expresa en metros columna de agua del líquido bombeado equivalente a una presión en KG / cm².

Se ha observado que la determinación incorrecta de la carga neta de succión positiva puede ocasionar fundamentalmente problemas de cavitación, disminuyendo la eficiencia de las unidades.

Carga Neta de Succión Positiva Requerida.- Es la diferencia mínima de presión entre la carga de succión y la presión de vapor del líquido manejado, que necesita una bomba para operar a determinada capacidad. (C.N.S.F. r)

Su valor depende del diseño de cada bomba, siendo diferente para cada tipo y modelo, pero principalmente, es función de la capacidad de trabajo y de las velocidades del agua en la succión y en los impulsores.

Siendo la carga neta de succión positiva una característica propia de cada modelo de bomba, su valor es un dato proporcionado por los fabricantes y se puede encontrar en catálogos editados por las casas vendedoras.

Carga Neta de Succión Positiva Disponible.- Es la diferencia entre la presión absoluta y la presión de vapor del agua. Con lo anterior, depende fundamentalmente del lugar en que se lleve a cabo el bombeo y de la presión de vapor del agua a la temperatura dominante en ese lugar. (C.N.S.P. d)

En toda instalación y para cualquier condición de trabajo, la carga neta de succión positiva disponible deberá ser como mínimo, igual al valor de la carga neta requerida por la bomba; pero es recomendable que ese valor mínimo sea un poco mayor, se puede escribir:

$$C.N.S.P. \text{ disponible } \geq C.N.S.P. \text{ requerida}$$

$$C.N.S.P. \text{ d } \geq C.N.S.P. \text{ r}$$

IV.2.3.3 Velocidad Específica.

Se define como la velocidad en revoluciones por minuto a que debe girar un impulsor de determinado tipo de bomba, para descargar la unidad de gasto, operando contra una carga unitaria.

Su expresión general y simplificada es la siguiente:

$$N_s = 0.211$$

$$N = Q^{1/2} \\ \hline H^{3/4}$$

SISTEMA MÉTRICO.

Donde:

N_s = Velocidad específica en r.p.m.

N = Velocidad de rotación en r.p.m.

Q = Gasto de la bomba m³ / sg.

H = Carga total de cada paso m.

La velocidad específica, es un índice más que permite predecir el tipo de bomba conveniente a emplear y esperar, en general, un buen funcionamiento.

IV.3.4 Sumergencia de una bomba vertical.

Se define como la carga estática que actúa en la bomba debido al anegamiento del primer impulsor. Numéricamente es la distancia vertical, en metros, entre el nivel del agua en el carcamo y el eje horizontal del primer impelente, el cual es adyacente a la campana.

Es necesaria ésta carga para el funcionamiento en sí de la bomba: evita la posibilidad de que el aire que se encuentre arriba de la superficie del agua entre al impulsor durante el funcionamiento, además favorece a la instalación al aumentar la carga neta de succión positiva. La sumergencia mínima requerida por una bomba, es dato del fabricante y generalmente puede verse en la carta que contiene la curva de eficiencia del modelo.

En algunas bombas el valor de la sumergencia es relativamente pequeño y en otras puede ser grande, por ello, este factor debe tomarse en cuenta al seleccionar el equipo ya que puede influir en forma notable, para fijar la profundidad del cárcamo y longitud de la columna de succión.

IV.2.3.5 Potencia Necesaria.

Puede calcularse en forma simplificada con las siguientes fórmulas:

$$P = \frac{pe + Q + H}{n} \quad P \text{ en KG} \cdot \text{m} / \text{sg.}$$

$$P = \frac{pe + Q + H}{76 n} \quad P \text{ en H.P.}$$

Representando:

Q = Gasto m³ / sg.

H = Carga m.

n = Eficiencia %.

pe = Peso específico Kg / m³.

Si al observar una curva de rendimiento se ve que la bomba es capaz de dar el gasto deseado, con buena eficiencia pero con carga manométrica menor que la del caso en cuestión el número de pasos que deberá tener la bomba será:

$$\text{número de pasos} = \frac{\text{carga total}}{\text{carga por cada paso}}$$

Debido al funcionamiento hidráulico de una bomba de más de un paso, la eficiencia del conjunto, en general, mejora, pero puede decirse que su costo es mayor frente a otro modelo.

Es claro que en el caso de emplear varios pasos, la potencia real o calculada, habrá que multiplicarla por el número de pasos para obtener la total necesitada por el conducto.

Por último, la velocidad angular y el par torsional estarán determinados por las siguientes fórmulas simplificadas:

Velocidad Angular.-

$$w = \frac{2 * 3.14159 * Nr}{60}$$

Donde:

w = Velocidad angular. rad.

Nr = Velocidad rotacional. r.p.m.

Par Torcional.-

$$Tr = \frac{P}{\omega}$$

Donde:

Tr = Par torcional.

P = Potencia. KG * m / sq.

ω = Velocidad angular.

IV.2.3.6 Curva característica o curva Carga Gasto.

En una bomba hidráulica, H es una función del gasto Q que circula por la bomba y de la velocidad angular N del rotor de la maquina. por lo tanto:

Como habitualmente N es fija, en el diseño se trabaja con la curva característica $H = H(Q)$ que corresponde a la N del motor. Sin embargo no debe excluirse que en un futuro cercano se avance en la tecnología y el diseñador pueda trabajar con una superficie $H = H(Q, N)$ en lugar de la curva clásica ya mencionada.

IV.3 Cálculo Hidráulico a Flujo Estacionario.

IV.3.1 Tipos de flujos.-

En primer lugar se considerará el flujo uniforme y el no uniforme. En el flujo uniforme, la velocidad no cambia de un punto a otro de una línea de corriente. Por tal motivo las líneas

de corriente que describen este flujo deben ser rectas y paralelas. Si no lo son la velocidad sufre un cambio de dirección, si no son paralelas debe existir un cambio en la magnitud de la velocidad a lo largo de la línea de corriente. Se puede expresar matemáticamente como sigue:

$$\frac{\partial v}{\partial s} = 0 \quad \text{FLUJO UNIFORME.}$$

$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 \quad \text{FLUJO NO UNIFORME.}$$

Donde:

v = Vector de velocidad en un punto de una línea de corriente.

s = Posición del punto considerado sobre la línea de corriente.

Otra clasificación se basa en la variación con el tiempo de la velocidad. Si en cualquier punto dado la velocidad no varía, ni en magnitud ni en dirección, al pasar el tiempo, el flujo es estacionario. Las condiciones de estacionario o no estacionario de un flujo pueden ser definidas matemáticamente como:

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0$$

FLUJO PERMANENTE.

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$$

FLUJO NO PERMANENTE.

Donde:

v = Vector velocidad en un instante dado.

t = Tiempo.

Al pasar por una tubería una cantidad constante de fluido con respecto al tiempo se dice entonces que el flujo es permanente.

Flujo turbulento.- Se caracteriza por la acción de mezclado en todo el campo. Este mezclado se debe a remolinos de tamaño variable que se forman en el fluido.

En el flujo turbulento, se hacen evidentes de inmediato dos efectos. Primero, como los torbellinos hacen que el flujo se mezcle casi por completo la distribución de velocidades es más uniforme. El segundo efecto de la turbulencia es añadir continuamente componentes fluctuantes de velocidad del flujo. Un valor que nos sirve de índice de la turbulencia, es el número de Reynolds. El cual se define como:

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Donde:

V = Velocidad cm/sq.

D = Diámetro cm.

ν = Viscosidad cinemática cm²/sq.

Flujo Laminar.- Carece del intenso fenómeno de mezclado y tiene una apariencia muy suave. La distribución de velocidades es parabólica en cualquier sección dada, y a cualquier distancia dada de la pared del tubo la velocidad será constante respecto al tiempo.

Reynolds encontró que el flujo turbulento siempre pasaba a ser laminar, cuando al disminuir la velocidad se hacía que R valiera menos de 2000. Este índice es el número crítico inferior de Reynolds. El flujo cambiará de laminar a turbulento cuando el número de Reynolds se encuentre en el rango de 2 000 a 4 000, se aceptará que éste cambio se presenta cuando $R = 2 000$. Para valores mayores que 3 000 el flujo será turbulento.

Una característica distintiva entre el flujo laminar y el flujo turbulento es que las pérdidas en el primero son proporcionales a la velocidad promedio, mientras que en el segundo son proporcionales a una potencia de velocidad que varía entre 1.7 y 2.

IV.3.2 Pérdidas en Conducciones a Presión.

En conductos a presión con escurrimientos permanentes se pueden aplicar las ecuaciones: de continuidad, de Bernoulli y del impulso. En la ecuación de Bernoulli aparecen términos llamados pérdidas de carga por fricción y menores que representan la cantidad de energía que tiene que disipar para vencer a las fuerzas que se oponen al escurrimiento.

Las pérdidas por fricción se valúan con la fórmula de Darcy-Weisbach así como también con la de Manning.

Con la primera se obtendrá:

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

Donde:

h_f = pérdidas de carga del tramo m.

f = factor de fricción. Es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa.

L = Longitud del tramo m.

D = Diámetro interior del tubo m.

V = Velocidad media del tramo estudiado m.

Para un flujo laminar, el factor de fricción se calcula por medio de la siguiente fórmula.

$$f = \frac{64}{Re}$$

A partir de $Re = 4000$ se presenta una zona de transición del flujo turbulento, para el cual el factor de fricción depende tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa.

El factor de fricción puede obtenerse con el Diagrama de Moody gráficamente o analíticamente, pueden utilizarse las fórmulas de Darcy-Weisbach o la de Manning o una combinación de ambas.

Fórmula de Manning.-

$$S = \left(\frac{Q}{A R^{0.60}} \right)^2 = \frac{V^{1.48} n^{1.48}}{R^{4.75}}$$

Donde:

Q = Gasto. $m^3 / sq.$

A = Área de la tubería. $m^2.$

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio hidráulico. (m)

V = Velocidad. $m / sq.$

$$h_f = k L Q^{1.75}$$

Donde:

K = Constante de Manning.

L = Longitud de la tubería. $m.$

Para cálculos ingenieriles es suficiente aproximación el diagrama universal de MOODY, que es un resumen para obtener el factor de fricción, f , en cualesquiera tipos de tubo y flujo.

La máxima velocidad permisible en conductos a presión, revestidos o no, podrá obtenerse una vez conocido el valor del factor de fricción. En conductos de acero o concreto, la velocidad estará limitada por la presentación del golpe de ariete, cavitación o cambio de dirección en el conducto.

IV.3.2.1 Pérdidas locales o menores.- Se valdrán considerando que el flujo es turbulento; Su magnitud se expresa como la suma de todos los productos de una constante k y la carga de velocidad. Dicha carga de velocidad es la que se presenta aguas arriba de la pérdida.

La fórmula general para evaluar las pérdidas es:

$$h_l = k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

IV.3.2.1 Diversas pérdidas locales.-

IV.3.2.1.1 Pérdida por entrada.-

El valor depende de la forma de la entrada, es decir, la brusquedad con que se efectúa la contracción del chorro. Si en alguna entrada se presentara una alta velocidad y baja presión probablemente se presentaría cavitación, fenómeno que es necesario evitar.

Existen gráficas para obtener los coeficientes de pérdidas por entrada, a continuación se presentarán algunas de ellas.

IV.3.2.1.2 Pérdida por Ampliación.-

Para una ampliación brusca, el coeficiente de pérdida puede obtenerse por medio de la fig 4.4 , en función de áreas A_1/A_2 . siendo A_1 el área original y A_2 el área expandida. La carga de velocidad se obtiene por medio de la V1.

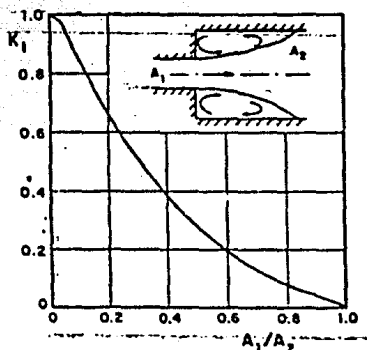


Fig. 4.4

En una expansión gradual separada al menos con una longitud de tres diámetros de entrada aguas arriba y cuatro diámetros de salida aguas abajo de algún dispositivo que produzca pérdidas locales, el coeficiente de pérdida puede obtenerse mediante la gráfica 4.5

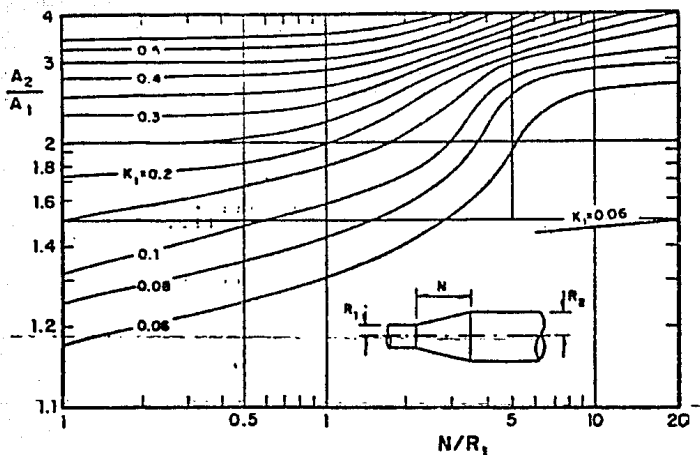


Fig. 4.5

IV.3.2.1.3 Pérdidas por reducción.-

Para una reducción brusca, el coeficiente se obtiene, en función de la relación de áreas A_2/A_1 . Para la carga de velocidad, utilizar V_2 .

Para evitar pérdidas grandes, según el US Bureau of Reclamation, el ángulo de reducción no debe exceder.

$$\tan \theta = \frac{(1.9 + D)^{1/2}}{2 + V}$$

Siendo:

$$D = \frac{D_1 + D_2}{2} \quad \vee \quad V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

(Ver Fig. 4.6)

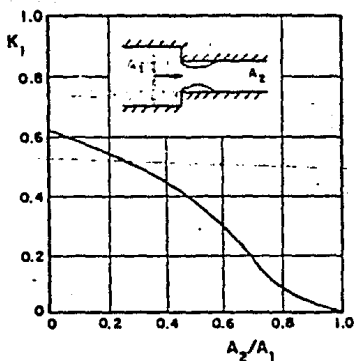


Fig. 4.6

Cuando la reducción es gradual, el coeficiente de pérdida está en función del ángulo de la reducción.

IV.3.2.1.4 Pérdida por cambio de dirección.-

Los coeficientes básicos, K^* , para una curva de sección transversal circular y área constante, se presentan en función del ángulo de la curva y de la relación r/D .

Siendo:

r = El radio de la curva.

D = Diámetro del tubo.

Utilizando la Figure 4.7.

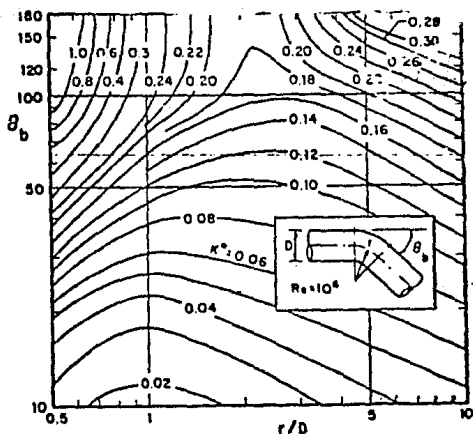


Fig. 4.-

IV.3.3 Distribución de presiones en el interior de la tubería.-

Los conceptos de línea de cargas totales y líneas de cargas piezométricas, son útiles para el análisis de problemas de tubería. Si en cada punto a lo largo del sistema de tubería se determina el término p/g y se dibuja como una distancia vertical por encima del centro del tubo, se obtiene el lugar geométrico llamado línea de cargas piezométricas. En forma general, considerando los dos términos

$$\frac{p}{\rho g} + r = \text{cte.}$$

como ordenadas contra la longitud del tubo como abscisa se obtendrá la línea de cargas piezométricas, hasta la cual ascendería el líquido, en los tubos verticales que se conectarán a lo largo del tubo principal.

Cuando la presión en el tubo es menor que la atmosférica, p/p_0 es negativa, por lo tanto la línea de cargas piezométricas se encuentra debajo de la tubería.

La línea de cargas totales es una línea que une todos los puntos cuya ordenada es la energía disponible, para cada punto lo largo de la tubería. Su representación gráfica es:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} = \text{cte.}$$

La línea de cargas totales se encuentra siempre a una distancia vertical de $v^2/2g$ por encima de la línea de cargas piezométricas.

Para obtener en cualquier punto de la tubería su línea piezométrica, se aplica la ecuación de la energía, entre la superficie libre y el punto de interés, incluyendo todas las pérdidas.

A continuación se darán algunas sugerencias para trazar las líneas de gradiente hidráulico y las de gradiente de energía:

1.- La línea de gradiente de energía se coloca arriba de la del gradiente hidráulico, siempre a una distancia vertical igual a $V^2/2g$ (carga de velocidad).

2.- Una pérdida de carga para un tubo, implica que la línea del gradiente de energía tendrá una pendiente hacia abajo en la dirección del flujo. La única excepción a lo anterior, ocurre, cuando una bomba suministra energía al flujo. Entonces lo que se presenta, es un aumento repentino en las líneas de gradientes de energía e hidráulicos desde el lado corriente arriba hacia el lado corriente abajo de la bomba.

3.- En un tubo en el cual la presión es cero, la línea de gradiente hidráulico coincide con el sistema porque $p/\gamma = 0$. Se presenta lo anterior, en el extremo de salida para una tubería, la cual descarga a la atmósfera. O en el extremo corriente arriba donde la presión, en el depósito es cero.

4.- Si existe algún cambio de diámetro en la tubería, la velocidad también cambiará. La distancia entre la línea de gradiente de energía y la del gradiente hidráulico variará, la pérdida de carga será mayor en un conducto con mayor velocidad.

5.- Si llegara a caer la línea de gradiente hidráulico abajo de la tubería, entonces p/γ es negativa, por lo tanto indica que existe presión inferior a la atmosférica.

IV.3.4 Llenado y vaciado a Flujo Estacionario.

Llenado.- El llenado de la conducción se realizará expulsando el aire y sustituyendolo por agua.

Para realizar la expulsión de aire se colocarán conexiones permanentes con la atmósfera, fundamentalmente a través de válvulas de expulsión de aire. Dichas válvulas se colocarán en los puntos en donde el aire pueda quedar atrapado durante el llenado, de no expulsarse al exterior, se generarán dentro del acueducto fenómenos de oscilación y posibles sobrepresiones cuando se inicie el llenado.

Estas válvulas funcionan con un flotador, el cual al llegar al nivel del agua a éste, subirá cerrando así la válvula.

Si la resistencia de la tubería, expresada en metros columna de agua de presión manométrica interior es Δh , el ΔQ será:

$$\Delta Q_{\text{máx}} = \frac{\Delta h * g * A}{a}$$

$$Q_{\text{máx}} = \frac{\Delta h * g * A}{a}$$

Donde:

$\Delta Q_{\text{máx}}$ = Gasto máximo.

Δh = Resistencia de la tubería.

g = aceleración de la gravedad.

a = celeridad.

A = Area de la sección transversal.

Con el gasto anterior se determinará la capacidad mínima de expulsión de aire para cada una de ellas en el tramo considerado.

La expulsión de ese gasto no debe requerir más de tres metros columna de agua de sobrepresión, para la línea de conducción.

IV.3.4.1 Vaciado Programado.-

Cuando el acueducto se ostiene y el gasto tiende a cero, es preciso que quede llena la tubería.

El vaciado se realiza mediante el uso de válvulas de vaciado, las cuales son colocadas en los puntos bajos de la línea.

Se debe colocar por lo general una válvula de vaciado en todo punto donde exista la posibilidad de que exista agua quieta en el acueducto; las válvulas que se utilizan son generalmente de compuerta, al abrir la válvula, aguas abajo de esta se tiene la presión atmosférica, por lo que si no se permite la entrada la entrada de aire, se puede generar una depresión en la tubería la cual tiene un valor Δ por debajo de la atmosférica.

$$\Delta = \frac{P_a - P_v}{\gamma}$$

Donde:

P_a = Presión atmosférica absoluta.

P_v = Presión de vapor absoluta a temperatura de trabajo

En todos los puntos del tramo en donde se verifique la ecuación anterior, se evaporará el agua por lo que se presentará una presión de vapor.

La operación de vaciado exige la colocación de válvulas de admisión de aire en los puntos más altos de la línea.

Una vez abiertas las válvulas de vaciado, el gasto que puede pasar por ellas estará relacionado por el gasto de aire que pueda entrar al acueducto.

Las válvulas de aire cumplen el doble cometido, de expulsar y admitir aire a la línea. Por lo general se trata que en la línea no existan depresiones mayores a tres metros columna de agua por debajo de la atmosférica.

La válvula de vaciado se debe dimensionar de acuerdo con Δz que actúa sobre ella, además se define de acuerdo al tiempo de vaciado del acueducto que se estime conveniente, el cual puede ser dentro de un turno, es decir 8 horas.

El perfil óptimo para definir la colocación de válvulas de aire resultará, el quebrado, con los puntos de altura máxima y mínima bien definidos, quedando determinado como

Para pendientes ascendentes $\gamma = 2 / 1000$

Para pendientes descendentes $\gamma = 4 / 1000$

En acueductos donde no se presentan tramos de quiebre o se tienen tramos rectilíneos, se deberán colocar válvulas, distribuyéndolas a distancias iguales, entre 700 y 1 200 metros entre válvula. Utilizada dicha distancia sin tomar en cuenta fenómenos transitorios.

IV.3.4.2 Vaciado Accidental.

IV.3.4.2.1 Vaciado accidental a Gasto Nulo.

Considerando un esquema de la línea de conducción, se observará, que si llegara a parar la operación del acueducto, se presentará un gasto nulo.

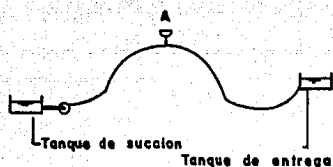


Fig. 4.8 a.

El agua retenida en la tubería trataría de bajar dividiéndose en el punto más alto del tramo a bombeo, es decir, en la planta potabilizadora.

Para evitar este vaciado es preciso colocar dos válvulas, una de ellas en la descarga de la bomba y otra segunda en el tramo entre la planta potabilizadora y el tanque de entrega.

(ver Fig. 4.8 b.)

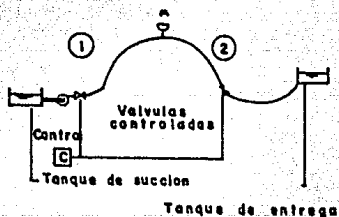


Fig 4.8 b.

Cabe aclarar que la cota para la segunda válvula tendrá que ser más baja que la cota de la superficie libre en el tanque de entrega.

Las válvulas deberán cerrarse al momento de detener la operación el acueducto, estarán controladas en forma independiente, en el caso que faltará energía eléctrica con la consecuente interrupción de la operación. El tiempo de cierre de estas válvulas deberá estar ligado a fenómenos de tipo ondulatorio. Dicho tiempo de cierre no estará comprendido dentro de los alcances del presente trabajo.

IV.3.4.2.2 Vaciado Accidental a Gasto no Nulo.

Se presenta cuando la línea de conducción es diseñada para sólo el gasto de operación y luego por necesidad se requiere operarlo con un gasto menor que el de diseño, o bien al tener en la planta de bombeo bombas en paralelo, cada una de ellas trabajará a un tiempo, es decir, empezarán a trabajar una por una, implicando con ello que el acueducto trabajará a gasto parcial.

Si el gasto parcial es menor que el gasto máximo de llenado obtenido por la ecuación:

$$Q_{\max} = Dn \cdot g \cdot A / c$$

no existirán grandes problemas salvo de inestabilidad en el gasto.

Para un gasto parcial mayor que el gasto máximo, puede ocasionar grandes presiones que en forma de onda recorrerán toda la línea de conducción.

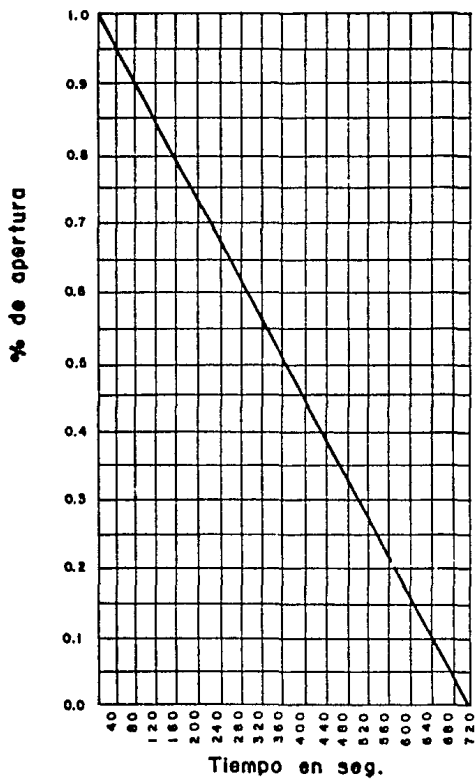
Es preciso evitar desde el diseño este problema pudiendo estar la solución en implantar orificios disipadores de energía para cuando la línea piezométrica se eleve existan pérdidas las cuales eviten el vaciado. Este tipo de orificios son instalados en varios ramales paralelos a la línea principal, para de acuerdo con el gasto requerido se abra el ramal correspondiente. Estos orificios disipadores serán utilizados en el tramo a gravedad, en la llegada a cada tanque, para provocar así pérdidas adicionales.

La función disipadora antes mencionada también puede ser efectuada por una válvula de paso anular. Con el inconveniente de necesitar una tecnología más elaborada que la de los orificios: a continuación se mostrará la gráfica cierre contra tiempo de una válvula de paso anular.

Fig. 4.9 (Ley de Cierre de Válvula Anular).

IV.3.4.2.3 Sobrepressiones a Gasto Nulo.

Al colocar una válvula en puntos intermedios para prevenir un vaciado accidental a gasto nulo, tiene que tenerse cuidado al momento de la apertura para evitar algún accidente. Si no abriese el momento de iniciar el bombeo, se presentará una sobrepresión en el tramo de la bomba y la válvula. Dicha sobrepresión correspondería a la presión a gasto nulo, la cual puede llegar a ser mayor que la resistencia de trabajo de la tubería.



LEY DE CIERRE PARA VALVULA
ANULAR .

FIG. 4.9

IV.3.4 Descargas Largas. -

Cuando se encuentra el lugar de descarga alejado del equipo de bombeo y se utilicen varias bombas, es usual por economía, utilizar una tubería común de mayor diámetro, con ella conducir el gasto hasta el punto de entrega.

Las características de la tubería de descarga son: diámetro, material, espesor. Las cuales son determinadas por medio de un estudio técnico económico que permita elegir aquella que ofrezca mayor seguridad contra las presiones a las que estará sometida, teniendo en cuenta los mínimos costos tanto iniciales como de mantenimiento, así como los que se originan por las pérdidas que se presentan en la línea de conducción.

Respecto al diámetro debe considerarse que para un gasto (Q) y una clase de tubería dada, se obtendrán pérdidas por fricción, las cuales en un diámetro menor serán mayores, originadas por el aumento de velocidad en la tubería, consecuentemente es necesario aumentar la potencia requerida por las bombas, lo cual nos lleva a un aumento en los costos de operación.

Una tubería de diámetro mayor cuesta inicialmente más, pero al existir en ella menos pérdidas de energía, se puede tener un ahorro en la potencia, que a la larga puede dar un menor costo total de la línea de conducción, comparado con otra de menor diámetro.

El cuadro siguiente puede ser útil para hacer un análisis económico en la elección del diámetro que convenga.

(Ver Fig. 4.10)

En cuanto al material y al espesor, dependerán principalmente de los esfuerzos a los que estará sometida la línea de conducción, es decir a las presiones normales de trabajo y a las que por el fenómeno de golpe de Ariete se presentarán.

Las tuberías que con mayor frecuencia son utilizadas son:

Asbesto-Cemento.

Acero.

Fierro.

Concreto.

Concreto Armado.

IV.3.4.1 Ecuación de Bernoulli.-

Interpretación energética.

$$h_1 - \frac{V_1^2}{2g} - \frac{(h_2 + V_2^2/2)}{2g} = \frac{f \cdot L}{D} + \frac{V \cdot C}{2g} ds$$

h se sustituye por:

$$\frac{p}{\gamma} + z = h$$

la cual se conoce como carga piezométrica, dicha carga puede

CALCULO DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO EN LINEAS DE CONDUCCION														
Diametro m. puq.	Area es m	Gasto m /seg	Velocidad m/seg	Long. m.	(Q)	Coef. fric manning	Cla. manning	Perd. fric hf=K L Q	%hf otras.	Carga est # e	ht = hf-%hfsh a.n. e.	Qhf	TS η	YQH % HR=76η

Presion de a tuberia kg/cm	Dia. m.	Espesor cm.	Velocidad	145 V	Ea-d	E1-e	$\frac{Ea-d}{E1-e}$	$1 + \frac{Ea-d}{E1-e}$	$\frac{Ea-d}{1 + E1-e}$	$\frac{145 V}{\eta} \cdot \frac{Ea-d}{E1-e}$	Sobrepresion valv. 80%	Sobrepresion tub. 20%	C.H.O. m.	Presion Total

CONCEPTO	Diam. mm. " clase				Diam. mm. " clase				Diam. mm. " clase			
	Cont.	Unidad	P.U.	Importe	Cont.	Unidad	P.U.	Importe	Cont.	Unidad	P.U.	Importe
Excav. mat. clase I												
Excav. mat. clase II												
Excav. mat. clase III												
Piedritas apisonada												
Inst. juntas prueba tub.												
Refracto compactado												
Refracto a volteo												
Atraque de concreto												
Costo de tuberia												

Operacion de trabajo	Diam.		H.P.	K.W.H.	Costo hora de bombeo	Carga anual de Bombeo	Costo total de sundccion	Carga anual Amortizacion	Costo anual de bombes para operacion de 365 dias.
	mm	"							

FIG. 4.10

entenderse, como la altura vertical a la que asciende una columna de agua por un tubo de pequeño diametro, respecto al de la tubería. Estos pequeños tubos son conocidos como piezométricos.

Teniendo entonces:

$$z_1 - z_2 + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} + \frac{P_1 - P_2}{\gamma} = \frac{f + L}{D} + \frac{V^2}{2g} ds$$

Donde:

$z_1 - z_2$ = Es el trabajo que la unidad de peso realiza al pasar del nivel z_1 al z_2 .

$(V_1^2 - V_2^2) / 2g$ = Variación de energía cinética al variar la velocidad de V_1 a V_2 .

$(P_1 - P_2) / \gamma$ = Trabajo que debe efectuar la unidad de peso para pasar de un recinto con presión P_1 a otro a la presión P_2 .

El primer miembro debe interpretarse como medida del trabajo realizado por la unidad de peso al pasar del punto 1 al punto 2.

El trabajo se disipa en fricción siendo ésta evaluada en el segundo miembro de la ecuación.

IV.3.5 Atraques.

La fuerza que se considera en el cálculo de los atraques necesaria para evitar las deflexiones en la tubería, es la que corresponde a la suma de la fuerza total resultante, debido a la presión hidrostática y la resultante originada por el impulso y la reacción que ejerce el agua sobre el codo.

El principio del impulso-cantidad de movimiento establece que:

impulso = variación de la cantidad de movimiento.

Las magnitudes que intervienen son vectoriales. Es conveniente utilizar componentes (x,y), para evitar posibles errores con los signos. Es decir:

En la dirección x.

Cantidad de mov. inicial + impulso = Cantidad de mov. final.

$$M V_{x1} + F_x \cdot t = M V_{x2}$$

En la dirección y.

$$M V_{y1} + F_y \cdot t = M V_{y2}$$

donde :

M = masa cuya cantidad de movimiento varía en el tiempo.

Se pueden escribir estas expresiones utilizando los subíndices correspondientes en la siguiente forma:

$$F_f = \rho Q (V_2 - V_1) L \quad Q = \text{Gasto}$$

$$\rho = \text{Densidad del fluido.}$$

4.3.6 Cálculos para flujo estacionario.

FÉRDIDAS POR FRICCIÓN.

Utilizando la fórmula de Darcy-Weisbach.

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

El factor de fricción f es función de la rugosidad relativa del material de la tubería y del número de Reynolds (Re).

Por Darcy - Weisbach.

Para $Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg}$ (1000 l.p.s.)

$$D = 0.8636 \text{ m} = 34" \quad A = \frac{3.1416 \times (0.8636)^2}{4} = 0.57 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.5857 \text{ m}^2} = 1.7072 \text{ m/seg}$$

Rugosidad relativa 0.15mm

$$\epsilon = \frac{0.15 \text{ mm}}{863.6 \text{ mm}} = 0.000173691$$

$$Re = \frac{170.72 \text{ cm/seg} \cdot 86.36 \text{ cm}}{0.001 \text{ cm}^2/\text{seg}} = 1474337.9 \text{ flujo turbulento.}$$

$1474337.9 > 2000$

Se obtiene $f = 0.0144$ con el Diagrama de Moody

$$h_f = 0.0144 \cdot \frac{4480 \text{ m}}{0.6636 \text{ m}} \cdot \frac{(1.7072 \text{ m/seg})^2}{2 \cdot (9.81 \text{ m/seg}^2)} = 11.09 \text{ m}$$

La pendiente hidráulica

$$S = \frac{h_f}{L} = \frac{11.09 \text{ m}}{4480 \text{ m}} = 0.0024769$$

Para $Q = 750 \text{ l.p.s.}$ $D = 86.36 \text{ m} = 34"$

$V = 1.2804 \text{ m/seg}$ $\epsilon = 0.0001737$

$$Re = \frac{128.04 \text{ cm/seg} \cdot 86.36 \text{ cm}}{0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}} = 1105761.6 \text{ flujo turbulento.}$$

$f = 0.01455$ con el diagrama de Moody

$$h_f = \frac{0.01455 \cdot (4480 \text{ m})}{0.6636 \text{ m}} \cdot \frac{(1.2804 \text{ m/seg})^2}{2 \cdot (9.81 \text{ m/seg}^2)} = 6.31 \text{ m}$$

$S = 0.001406$

Para $Q = 500 \text{ l.p.s.}$ $D = 34"$

$V = 0.85356 \text{ m/seg}$ $\epsilon = 0.0001737$

$$Re = \frac{85.356 \text{ cm/sg} (86.36 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 737136.81$$

Flujo Turbulento.

$$f = 0.01475$$

$$hf = \frac{0.01475 (4480 \text{ m}) (0.85356 \text{ m/sg})^2}{0.8636 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 2.841 \text{ m}$$

$$S = 0.0006342$$

Para $Q = 250 \text{ l.p.s.}$

$D = 34''$

$V = 0.4268 \text{ m/sg}$

$\epsilon = 0.0001737$

$$Re = \frac{42.68 \text{ cm/sg} (86.36 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 368584.48$$

Flujo Turbulento.

$$f = 0.0152$$

$$hf = \frac{0.0152 (4480 \text{ m}) (0.4268 \text{ m/sg})^2}{0.8636 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.7321 \text{ m}$$

$$S = 0.00016341$$

Correlación entre las fórmulas de Darcy y Manning.

Darcy:

$$S = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

Manning:

$$S = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 = \frac{V^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

Iguando:

$$\frac{f V^2}{D \cdot 2g} = \frac{V^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

Despejando f :

$$R^{4/3} = \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}$$

$$f = \frac{2g \cdot D \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

$$f = \frac{2g \cdot D \cdot n^2 \cdot 4^{4/3}}{D^{4/3}}$$

$$f = \frac{n^2}{D^{1/3}} + 124.5792$$

Utilizando la correlación en la fórmula de Darcy se obtienen pérdidas por fricción y la pendiente hidráulica. Realizando de ésta manera la primera revisión.

$$D = 0.8636 \text{ m}$$

$$n = 0.011 \text{ acero.}$$

$$f = \frac{(0.011)^2}{(0.8636)^{1/3}} + 124.579 = 0.015829$$

Con la fórmula de Darcy se obtienen las pérdidas y la pendiente hidráulica.

Q = 1000 l.p.s.

$$S = \frac{f \cdot v^2}{D \cdot 2g} = \frac{0.0158 \cdot (1.7072 \text{ m/sq})^2}{(0.8636 \text{ m}) \cdot 2 \cdot (9.81 \text{ m/sq2})}$$

$$S = 0.00271777$$

$$h_f = S \cdot L \quad ; \quad h_f = 0.00271777 \cdot 4480 \text{ m} = 12.17 \text{ m.}$$

Fara Q = 750 l.p.s.

$$S = \frac{0.0158 \cdot (1.2804 \text{ m/sq})^2}{(0.8656 \text{ m}) \cdot 2 \cdot (9.81 \text{ m/sq2})} = 0.001528$$

$$h_f = 6.84 \text{ m}$$

Fara Q = 500 l.p.s.

$$S = \frac{0.0158 \cdot (0.85356 \text{ m/sq})^2}{0.8636 \text{ m} \cdot 2 \cdot (9.81 \text{ m/sq2})} = 0.0006796$$

$$h_f = 3.045 \text{ m.}$$

Fara 250 l.p.s.

$$S = \frac{0.0158 \cdot (0.4268 \text{ m/sq})^2}{0.8636 \text{ m} \cdot 2 \cdot (9.81 \text{ m/sq2})} = 0.00016986$$

$$h_f = 0.761 \text{ m.}$$

Utilizando la fórmula de Manning se obtienen los siguientes resultados:

$$S = \left(\frac{V}{R^{2/3}} \right)^2$$

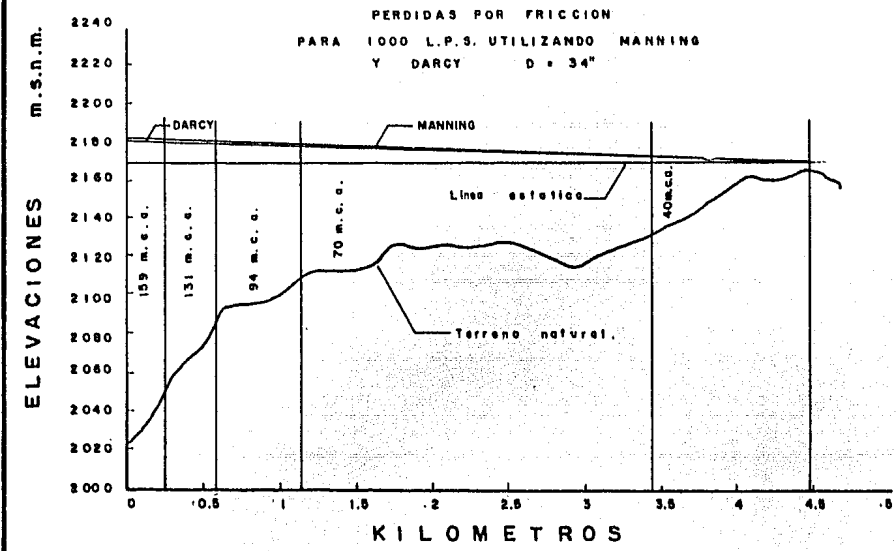
$$S = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

Q (m ³ /sg)	V (m/sg)	S	hf (m)
1	1.7072	0.002723	12.19
0.75	1.2804	0.001531	6.86
0.50	0.85356	0.0006806	3.045
0.25	0.4268	0.00017017	0.762

Realizando una comparación de estos resultados se obtiene:

Q (m ³ /sg)	Darcy (m)	Correlación (m)	Manning (m)	% error
1	11.09	12.17	12.19	9.9
0.75	6.31	6.84	6.86	8.7
0.50	2.841	3.045	3.045	7.0
0.25	0.7321	0.761	0.762	4.06

(Ver Fig. 4.12)



HOR. 1: 25 000
 ESC. VER. 1: 20 00

FIG. 4.12

Tubería de Acero.

Se realizará la revisión del espesor para la tubería según los dos criterios que a continuación se aplicarán. Este espesor preliminar será el resultado de un régimen uniforme, es decir sin tomar en cuenta el golpe de ariete. Más adelante se realizará la obtención del espesor para la sobrepresión esperada por golpe de ariete.

De los dos criterios antes mencionados, se tomará como espesor correcto al mayor de ambos.

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Utilizando la siguiente fórmula se obtiene:

$$e = 0.005 d + 1/16"$$

Donde:

e = Espesor cm.

d = Diámetro cm.

2do. CRITERIO. Por Presión interna.

El tipo de acero utilizado será API-X42

con un $f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$. (Ver esp. técnicas apéndice 1).

Como el segundo criterio está en función de la presión interna, se analizará la línea por tramos, para establecer el espesor para cada tramo.

Así se obtiene:

ESFESORES MINIMOS PARA LA TUBERIA DE ACERO.

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = 0.005 d + 1/16" \quad d = \text{Diámetro de la tubería.}$$

$$\text{Para } d = 34"$$

$$e = 0.005 (34") + 1/16"$$

$$e = 0.2325" \text{ aproximando es igual a } 0.25" = 1,4"$$

$$e = 0.6375 \text{ cm}$$

2do. CRITERIO. Presión Interna.

Considerando ahora la presión interna y verificándola por tramos se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA. (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	15.9
2	0 + 240	0 + 580	13.1
3	0 + 580	1 + 140	9.4
4	1 + 140	3 + 420	7.0
5	3 + 420	4 + 480	4.0

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P r}{E f_s} + c$$

Donde: c = Incremento de espesor por corrosión = 0.10
 P = Presión Interna kg/cm²
 r = Radio de la tubería cm.
 E = Eficiencia de soldadura = 1
 f_s = Esfuerzo de trabajo del acero kg/cm²

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.54142	0.635	1/4
2	0.47425	0.4765	3/8
3	0.38549	0.4765	3/8
4	0.32792	0.3175	3/8
5	0.25595	0.3175	1/8

Utilizando:

$$Q = 1 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$D = 91.44 \text{ cm (36")}$$

$$g = 9.81 \text{ m / sg}^2$$

$$L = 4480 \text{ m}$$

1.- OBTENCION DEL FACTOR DE FRICCION

$$Q = A * V \quad \text{despejando} \quad V = \frac{Q}{A}$$

$$A = \frac{3.1416 * D^2}{4} = \frac{3.1416 * (.9144 \text{ m})^2}{4} = 0.656692 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{1 \text{ m}^3 / \text{sg}}{0.656692 \text{ m}^2} = 1.52227 \text{ m / sg}$$
$$= 152.30 \text{ cm / sg}$$

La rugosidad relativa del acero es 0.15

$$\epsilon = \frac{\epsilon}{D} = \frac{0.15 \text{ mm}}{914.1 \text{ mm}} = 0.000164$$

Reynolds

$$\gamma \text{ Viscosidad Cinemática} = 0.01 \text{ cm}^2 / \text{sg} \quad \text{temperatura} = 20$$

$$Re = \frac{V D}{\gamma}$$

$$Re = \frac{152.30 \text{ cm/sg} (91.44 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2 / \text{sg}} = 1392356.9 \text{ mayor que los } 4000 \text{ por lo tanto es flujo turbulento.}$$

Utilizando el Diagrama de Moody se obtiene el valor del factor de fricción f.

$$f = 0.0144$$

Con lo anterior obtenemos las pérdidas por fricción para el diámetro de 36" y un gasto de 1 m³/sg.

2.- PERDIDAS POR FRICCION.

$$h_f = 0.0144 \frac{4480 \text{ m} \cdot (1.523 \text{ m/s})^2}{0.9144 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 8.33 \text{ m}.$$

3.- PENDIENTE HIDRAULICA.

$$S = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g} = \frac{0.0144 (1.5227 \text{ m/s})^2}{0.9144 \cdot 2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.0018602$$

Utilizando ahora :

Q = 750 l.p.s.

D = 91.44 cm = 36"

g = 9.81 m/sg²

L = 4480 m

1.- FACTOR DE FRICCION.

$$A = \frac{3.1416 D^2}{4} = \frac{3.1416 (91.44 \text{ cm})^2}{4} = 6566.93 \text{ cm}^2$$

$$= 0.656693 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{.750 \text{ m}^3/\text{sg}}{.656693 \text{ m}^2} = 1.1421 \text{ m/sg}$$

$$= 114.21 \text{ cm/sg}$$

Rugosidad relativa = 0.0001640

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{114.21 \text{ cm/sg} (91.44 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 1044325.20$$

por lo tanto es flujo turbulento.

Utilando Moody se obtiene f = 0.0145

2.- PERDIDAS POR FRICCION.

$$h_f = 0.0145 \frac{4480 \text{ m} \cdot (1.1421 \text{ m/s})^2}{0.9144 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/s}^2)} = 4.72 \text{ m.}$$

3.- PENDIENTE HIDRAULICA.

$$S = \frac{f \cdot V^2}{D \cdot 2g} = \frac{0.0145 \cdot (1.1421 \text{ m/s})^2}{0.9144 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.001054$$

Realizando lo anterior pero ahora para los gastos de 500 l.p.s y 250 con el mismo diámetro se obtiene:

1.- OBTENCION DEL FACTOR DE FRICCION.

Para $Q = .500 \text{ m}^3/\text{sg}$: se obtiene una velocidad de

$$V = 0.7614 \text{ m/sg}$$

Rugosidad relativa de 0.000164

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{76.14 \text{ cm/sg} \cdot (91.44 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 696216.80 \quad ;$$

flujo turbulento

$$f = 0.0147$$

2.- PERDIDAS POR FRICCION.

$$h_f = 0.0147 \frac{4480 \text{ m} \cdot (0.7614 \text{ m/sg})^2}{0.9144 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/s}^2)} = 2.12 \text{ m.}$$

3.- PENDIENTE HIDRAULICA.

$$S = 0.0004750$$

Para $Q = 250$ l.p.s

$D = .9144$ m = 36"

$V = 0.38069$ m/sg

$\epsilon = 0.000164$

$$Re = \frac{38.069 \text{ cm/sg (91.44 cm)}}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 348108.4 \quad \text{flujo turbulento}$$

$$f = 0.0151$$

PERDIDAS POR FRICCIÓN. -

$$h_f = \frac{0.0151 (4480 \text{ m}) (0.38069 \text{ m/sg})^2}{0.9144 \text{ m} \cdot 2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.5464 \text{ m}$$

$$S = \frac{h_f}{L} = 0.00012198$$

Calculando las pérdidas con la correlación antes demostrada se obtiene:

Con los datos anteriores y una constante de Manning "n"

$n = 0.011$ (constante para el acero).

$D = 0.9144$ m

$n = 0.011$

$$f = \frac{(0.011)^2}{(0.9144)^{1/3}} + 124.579 = 0.0155$$

Utilizando Darcy y la correlación anterior se obtiene:

para $Q = 1000$ l.p.s.

$$S = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0.0155}{0.9144 \text{ m}} \frac{(1.5227 \text{ m/sg})^2}{2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.002007$$

$$h_f = S * L = 0.002007 * 4480 = 8.99 \text{ m}$$

Para $Q = 750 \text{ l.p.s.}$

$$S = \frac{0.0155}{0.9144 \text{ m}} \frac{(1.1421 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.0011269$$

$$h_f = S * L = 0.0011269 * 4480 \text{ m} = 5.048 \text{ m.}$$

Para $Q = 500 \text{ l.p.s.}$

$$S = \frac{0.0155}{0.9144 \text{ m}} \frac{(0.7614 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.0005008$$

$$h_f = 0.0005008 * 4480 = 2.24 \text{ m}$$

Para $Q = 250 \text{ l.p.s.}$

$$S = \frac{0.0155}{0.9144 \text{ m}} \frac{(0.38069 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.00012521$$

$$h_f = 0.00012521 * 4480 \text{ m} = 0.5609 \text{ m.}$$

Obtención del gradiente hidráulico Utilizando Manning.

Datos:

$$n = 0.011 \quad D = 0.9144 = 36'' ; \quad A = \frac{3.1416 * D^2}{4}$$

$$L = 4480 \text{ m.}$$

$$A = 0.656692 \text{ m}^2$$

GASTO	VELOCIDAD	RADIO	FENDIENTE	PERDIDAS
(m ³ /s) Q	(m/sq) V	HIDRAULICO (m) $\cdot 4/3 R_h$	S	(m) hf
1	1.5227	0.13978	0.0020072	8.99
0.75	1.1421	0.13978	0.0012914	5.06
0.50	0.7614	0.13978	0.0005018	2.25
0.25	0.38069	0.13978	0.0001254	0.56

Realizando una comparación de estos tres resultados se obtiene:

Q	Darcy	Correlación	Manning	% error
(m ³ /sq)				
1	8.33	8.99	8.99	7.9
0.75	4.72	5.048	5.058	7.16
0.50	2.12	2.24	2.24	6.03
0.25	0.5464	0.560	0.562	2.85

(Ver Fig. 4.13)

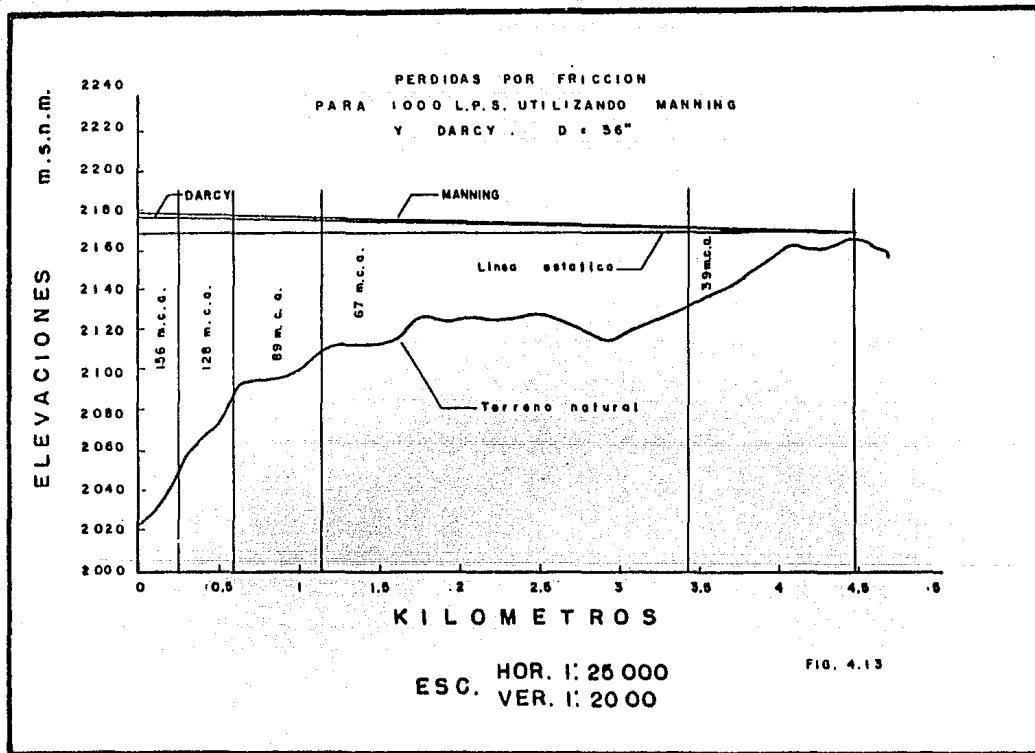
CALCULO PRELIMINAR DE ESPESORES.

Para $d = 91.44 \text{ cm} = 36''$

$e = 0.005 (36'') + 1/16''$

$e = 0.2425''$ aproximando será $= 0.25'' (1/4'')$

$= 0.64 \text{ cm}$



2do. CRITERIO. Por Presión Interna.

Se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA (Kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	15.6
2	0 + 240	0 + 580	12.8
3	0 + 580	1 + 140	8.9
4	1 + 140	3 + 420	6.7
5	3 + 420	4 + 480	3.9

Utilizando la ecuación:

$$e = \frac{P \cdot d}{2 \cdot f_s} + 0.16$$

Donde:

P = Presión Interna. Kg/cm².

d = Diámetro cm.

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero. Kg/cm².

e = Espesor cm.

Se obtiene:

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.55624	0.635	1/4
2	0.48512	0.635	1/4
3	0.38606	0.4763	3/16
4	0.33018	0.4763	3/16
5	0.25906	0.3175	1/8

Eligiendo el mayor de los dos espesores para cada tramo, resulta ser para todos igual a:

$$e = 0.64 \text{ cm } (1/4")$$

Realizando ahora el cálculo de pérdidas para un diámetro de 42", se obtiene:

Por Darcy - Weisbach.

$$D = 1.0668 \text{ m } = 42"$$

$$A = \frac{3.1416 \cdot (1.0668 \text{ m })^2}{4}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1 \text{ m}^3/\text{sq}}{0.8938 \text{ m}^2}$$

$$A = 0.8938 \text{ m}^2$$

$$V = 1.1188 \text{ m/sq}$$

Rugosidad relativa

$$\epsilon = \frac{0.15 \text{ mm}}{1.0668 \text{ mm}} = 0.0001406$$

$$Re = \frac{111.88 \text{ cm/sq} (106.68 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 1193555.6 \quad \text{Flujo Turbulento}$$

Se obtiene $f = 0.0143$

$$hf = \frac{0.0143 (4480 \text{ m})}{1.0668 \text{ m}} \frac{(1.1188 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 3.83 \text{ m}$$

$$S = \frac{hf}{L} = \frac{3.83 \text{ m}}{4480 \text{ m}} = 0.0008551$$

Para $Q = 750 \text{ l.p.s.}$ $D = 1.0668 \text{ m} = 42"$

$V = 0.8391 \text{ m/sq}$ $\epsilon = 0.0001406$

$$Re = \frac{83.91 \text{ cm/sq} (106.68 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 895151.88 \quad \text{Flujo Turbulento}$$

$f = 0.0146$

$$hf = \frac{0.0146 (4480 \text{ m})}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.8391 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 2.2007 \text{ m}$$

$S = 0.00049113$

Para $Q = 500 \text{ l.p.s.}$ $D = 42"$

$V = 0.55940 \text{ m/sq}$ $\epsilon = 0.0001406$

$$Re = \frac{55.94 \text{ cm/sq} (106.68 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 596767.92 \quad \text{Flujo Turbulento}$$

$f = 0.0146$

$$h_f = \frac{0.0148 (4480 \text{ m})}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.5594 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.9912 \text{ m}$$

$$S = 0.000221$$

$$\text{Para } Q = 250 \text{ l.p.s.}$$

$$D = 42''$$

$$V = 0.2797 \text{ m/sq}$$

$$\epsilon = 0.0001406$$

$$Re = \frac{27.97 \text{ cm/sq} (106.68 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 298388.9 \quad \text{Flujo Turbulento.}$$

$$f = 0.01525$$

$$h_f = \frac{0.01525 (4480 \text{ m})}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.2797 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.2553 \text{ m}$$

$$S = 0.000056999$$

Calculando las pérdidas con la correlación, se obtiene:

$$D = 1.0668 \text{ m} = 42''$$

$$n = 0.011 \text{ acero}$$

$$f = \frac{(0.011)^2}{(1.0668 \text{ m})^{1/3}} + 124.579 = 0.014753$$

Con la fórmula de Darcy se obtienen las pérdidas y la pendiente hidráulica.

$$Q = 1000 \text{ l.p.s.}$$

$$S = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{0.014753}{1.0668 \text{ m}} \frac{(1.1188 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} =$$

$$S = 0.00088225 \quad h_f = 3.952 \text{ m}$$

$$\text{Para } Q = 750 \text{ l.p.s.}$$

$$S = \frac{0.014753}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.8391139 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.0004963$$

$$h_f = 2.223 \text{ m}$$

$$\text{Para } Q = 500 \text{ l.p.s.}$$

$$S = \frac{0.014753}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.5594 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.0002206$$

$$h_f = 0.9882 \text{ m}$$

$$\text{Para } Q = 250 \text{ l.p.s.}$$

$$S = \frac{0.014753}{1.0668 \text{ m}} \frac{(0.27970 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.000055144$$

$$h_f = 0.2470 \text{ m}$$

Utilizando la fórmula de Manning se obtienen los siguientes resultados:

Q	V	S	hf
(m ³ /sg)	(m/sg)		(m)
1	1.1188	0.0008823	3.952
0.75	0.8391	0.0004962	2.223
0.50	0.5594	0.0002205	0.988
0.25	0.2797	0.0000551	0.247

Realizando una comparación de los resultados para este diámetro se tiene:

Q	Darcy	Correlación	Manning	%
(m ³ /sg)	(m)	(m)	(m)	error
1	3.83	3.952	3.95	3.18
0.75	2.2007	2.223	2.223	1.01
0.50	0.991	0.988	0.988	0.29
0.25	0.2554	0.247	0.247	3.40

(Ver Fig. 4.14)

ESPEZORES MINIMOS PARA TUBERIA DE ACERO. (preliminares)

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Se utiliza la siguiente fórmula:

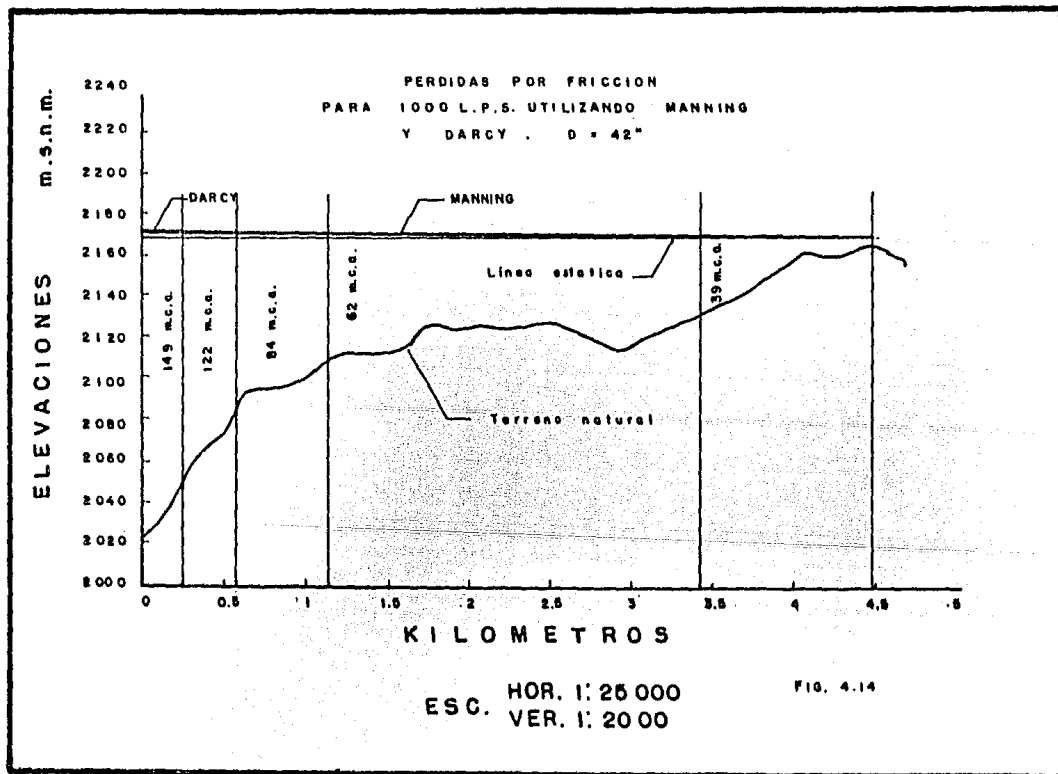
$$e = 0.005 d + 1/16"$$

d = Diámetro de la tubería.

Para d = 42"

$$e = 0.2725" \text{ aproximando}$$

$$e = 0.052 \text{ cm}$$



2do. CRITERIO. Presion Interna.

Considerando ahora la presión interna y verificándola por tramos se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA. (kg/cm2)
1	0 + 000	0 + 240	14.9
2	0 + 240	0 + 580	12.2
3	0 + 580	1 + 140	8.4
4	1 + 140	3 + 420	6.2
5	3 + 420	4 + 480	5.9

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P \cdot r}{E \cdot fs} + c$$

Donde:

c = Incremento de espesor por corrosión = 0.16

P = Presión Interna kg/cm2

r = Radio de la Tubería.

E = Eficiencia de soldadura = 1

fs = Esfuerzo de tracción del acero kg/cm2

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.6015	0.64	1/4
2	0.5215	0.64	1/4
3	0.4089	0.4763	3/16
4	0.3437	0.4763	3/16
5	0.2755	0.3175	1/8

Tomando en cuenta los dos criterios anteriores, se obtiene el espesor preliminar para 42"

$$e = 0.64 \text{ cm}$$

Cálculo de las pérdidas para el diámetro de 48".

Por Darcy - Weisbach

$$D = 1.2192 \text{ m} = 48"$$

$$A = \frac{3.1416 (1.2192 \text{ m})^2}{4}$$

$$A = 1.1674 \text{ m}^2$$

$$V = 0.85656 \text{ m/sq}$$

$$\epsilon = \frac{0.15 \text{ mm}}{1219.2 \text{ mm}} = 0.00012303$$

$$Re = \frac{85.656 \text{ cm/sq} (121.92 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 1044318 \quad \text{Turbulento.}$$

$$f = 0.0144$$

$$h_f = \frac{0.0144 (4480 \text{ m})}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.85656 \text{ m}^2/\text{sg})}{2 (9.81 \text{ m}/\text{sg}^2)} = 1.9787 \text{ m}$$

$$S = 0.00044167$$

Para $Q = 750 \text{ l.p.s.}$

$$V = 0.64245 \text{ m}^2 \quad \epsilon = 0.00012303$$

$$Re = \frac{0.64245 \text{ cm}^2/\text{sg} (121.92 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 783275.04 \quad \text{Turbulento}$$

$$f = 0.0145$$

$$h_f = \frac{0.0145 (4480 \text{ m})}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.64245 \text{ m}^2/\text{sg})^2}{2 (9.81 \text{ m}/\text{sg}^2)} = 1.1208 \text{ m}$$

$$S = 0.00025019$$

Para $Q = 500 \text{ l.p.s.}$

$$V = 0.428302 \text{ m}^2/\text{sg} \quad \epsilon = 0.00012303$$

$$Re = \frac{42.83 \text{ cm}^2/\text{sg} (121.92 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sg}} = 522186.05 \quad \text{Turbulento}$$

$$f = 0.01455$$

$$h_f = \frac{0.01455 (4480 \text{ m})}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.428302 \text{ m}^2/\text{sg})^2}{2 (9.81 \text{ m}/\text{sg}^2)} = 0.49987 \text{ m}$$

$$S = 0.000111579$$

Para $Q = 250$ l.p.s.

$$V = 0.21415 \text{ m/sq}$$

$$\epsilon = 0.00012303$$

$$Re = \frac{21.415 \text{ cm/sq} \cdot (121.92 \text{ cm})}{0.01 \text{ cm}^2/\text{sq}} = 261093.03 \text{ Turbulento.}$$

$$f = 0.0157$$

$$hf = \frac{0.0157 (4480 \text{ m})}{1.2192 \text{ m}} \cdot \frac{(0.21415 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.13485 \text{ m}$$

$$S = 0.000030099$$

Utilizando la correlación, se obtiene:

$$n = 0.011$$

$$D = 1.2192 = 48''$$

$$f = \frac{0.000121}{(1.2192 \text{ m})^{1/3}} + 124.579$$

$$f = 0.0141$$

Para $Q = 1000$ l.p.s.

$$S = \frac{0.0141}{1.2192 \text{ m}} \cdot \frac{(0.85050 \text{ m/sq})^2}{2 (9.81 \text{ m/sq}^2)} = 0.0004325$$

$$hf = 1.9375 \text{ m}$$

Para $Q = 750$ l.p.s.

$$V = 0.64242 \text{ m/sg}$$

$$S = \frac{0.0141}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.64242 \text{ m/sg})^2}{2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.00024326 \text{ m}$$

$$hf = 1.0898 \text{ m}$$

Para $Q = 500$ l.p.s.

$$V = 0.42830$$

$$S = \frac{0.0141}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.42830 \text{ m/sg})^2}{2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.00010813$$

$$hf = 0.4844 \text{ m}$$

Para $Q = 250$ l.p.s.

$$V = 0.21415 \text{ m/sg}$$

$$S = \frac{0.0141}{1.2192 \text{ m}} \frac{(0.21415 \text{ m/sg})^2}{2 (9.81 \text{ m/sg}^2)} = 0.00002703$$

$$hf = 0.121105 \text{ m}$$

Realizando el cálculo de las pérdidas, pero ahora utilizando Manning se obtiene:

Q (m ³ /sg)	V (m/sg)	S	hf (m)
1	0.85656	0.00043279	1.938
0.75	0.64242	0.00024344	1.0906
0.50	0.42830	0.00010821	0.4847
0.25	0.21415	0.00002705	0.1211

Realizando una comparación de los resultados para este diámetro se obtiene:

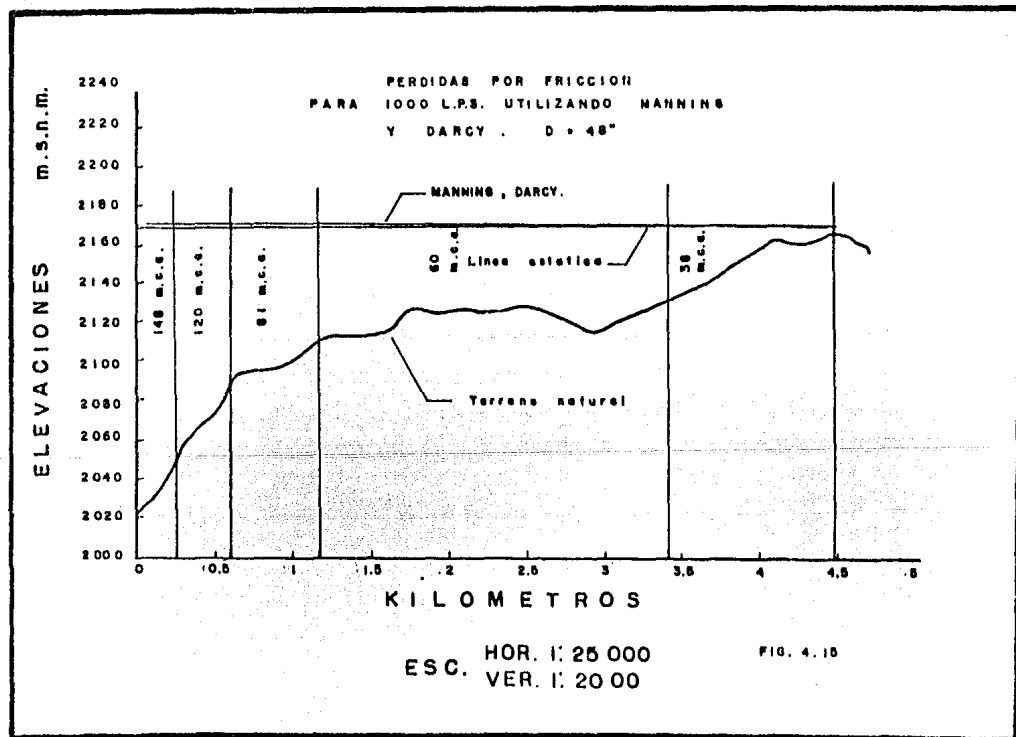
Q (m ³ /sg)	Darcy (m)	Correlacion (m)	Manning (m)	% error
1	1.9787	1.9375	1.938	2.12
0.75	1.1208	1.0898	1.091	2.84
0.50	0.4998	0.4844	0.4847	3.17
0.25	0.1348	0.1211	0.1211	11.31

ESPESORES MINIMOS PARA LA TUBERIA DE ACERO. (preliminar)

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del Acero.

Para d = 48"

$$e = 0.005 (48") + 1/16" = 0.3025"$$



2dc. CRITERIO. Presión Interna.

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESION INTERNA (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	14.2
2	0 + 240	0 + 580	12.0
3	0 + 580	1 + 140	8.1
4	1 + 140	3 + 420	6.0
5	3 + 420	4 + 480	3.6

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P \cdot r}{E \cdot f_s} + c$$

Se obtiene:

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.6612		
2	0.5664	0.635	1/4
3	0.4343	0.4763	3/16
4	0.3632	0.4763	3/16
5	0.2886	0.3175	1/8

El espesor preliminar que rige la conducción para un diámetro de 48" es igual a :

$$e = 0.66 \text{ cm}$$

La siguiente tabla contiene las mayores pérdidas por fricción para cada uno de los diferentes diámetros antes calculados. Las pérdidas Locales se considerarán igual al 5 % de la pérdida por fricción.

Diámetro (")	Gasto (m ³ /sq)	Darcy (m)	Correlación (m)	Manning (m)
34	1	11.09	12.17	12.19
36	1	8.33	8.99	8.99
42	1	3.83	3.952	3.95
48	1	1.978	1.938	1.938

Aumentando 5 % a las pérdidas anteriores se obtienen las pérdidas totales, las cuales son igual a:

Diámetro (")	Gasto (m ³ /sq)	Darcy (m)	Correlación (m)	Manning (m)
34	1	11.6445	12.7785	12.7995
36	1	8.7465	9.4395	9.4395
42	1	4.0215	4.1496	4.1475
48	1	2.0776	2.0349	2.0349

Por otro lado las menores pérdidas por fricción son las siguientes:

Diámetro (")	Gasto (m ³ /sq)	Darcy (m)	Correlación (m)	Manning (m)
34	0.25	0.7321	0.761	0.762
36	0.25	0.5464	0.5609	0.5620
42	0.25	0.2554	0.2470	0.2470
48	0.25	0.1348	0.1211	0.1211

Aumentando 5 % a las pérdidas anteriores, se obtienen las pérdidas totales las cuales son:

Diámetro (")	Gasto (m ³ /sq)	Darcy (m)	Correlación (m)	Manning (m)
34	0.25	0.7687	0.7990	0.8001
36	0.25	0.5737	0.5889	0.5901
42	0.25	0.2681	0.2593	0.2593
48	0.25	0.1415	0.1272	0.1272

CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS. (Utilizando las pérdidas obtenidas para 34" con Manning por ser las mayores).

$$Q = 1000 \text{ l.p.s.} \quad \text{Número de equipos} = 4$$

$$Q \text{ por equipo} = 250 \text{ l.p.s.}$$

$$H_b = 143 + 12.80 = 155.80 \text{ m.}$$

$$N_r = 1760 \text{ r.p.m.}$$

$$T_r = 248.62 \text{ r.p.m.} \quad \text{eficiencia} = 85 \%$$

Momento de Inercia del motor:

$$WR^2 \text{ motor} = 320 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

Momento de Inercia de la Bomba:

$$WR^2 \text{ bomba} = 1430 \text{ lb} - \text{pul}^2 \times 3 \text{ pasos}$$

$$= 4290 \text{ lb} - \text{pul}^2 = 29.7917 \text{ lb} - \text{pie}^2$$

Donde:

$$1 \text{ lb} - \text{pie}^2 = 0.04214 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

$$WR^2 \text{ bomba} = 1.25541 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

$$WR^2 \text{ bo-mo} = WR^2 \text{ bomba} + WR^2 \text{ motor}$$

$$= 1.25541 + 320$$

$$WR^2 \text{ bo-mo} = 321.25541 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

POTENCIA.

$$F = \frac{\rho \cdot Q \cdot H}{n} = \frac{1000 \cdot 0.25 \text{ m}^3/\text{sq} \cdot 155.80 \text{ m}}{0.85}$$

$$F = 45\,823.529 \text{ kg} - \text{m} \quad F = 602.94 \text{ H.P.}$$

VELOCIDAD ANGULAR.

$$\omega = \frac{2 * 3.1416 * Nr}{60} = \frac{2 * 3.1416 * 1760 \text{ r.p.m.}}{60}$$

$$\omega = 184.31 \text{ r.p.m.}$$

$$Tr = \frac{P}{\omega} = \frac{45823.529 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{184.31 \text{ r.p.m.}} = 248.62$$

CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS. (Utilizando las pérdidas obtenidas para 36" con Mannine por ser las mayores)

$$Q = 1000 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Núm. de Bombas} = 4$$

$$Q \text{ por equipo} = 250 \text{ l.p.s.}$$

$$H_b = 143 + 9.44 = 152.44 \text{ m.}$$

$$Nr = 1760 \text{ r.p.m. (velocidad rotacional).}$$

$$Tr = 243.26 \text{ r.p.m. (par torcional).}$$

$$\text{Eficiencia} = 85 \%$$

$$\text{Numero de pasos de la bomba} = 3$$

Momento de Inercia del motor:

$$WR \text{ motor} = 320 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

Momento de Inercia de la Bomba:

$$WR \text{ bomba} = 1430 \text{ lb} \cdot \text{pul}^2 * 3 \text{ pasos} = 4290 \text{ lb} \cdot \text{pul}^2$$

$$= 29.7717 \text{ lb} \cdot \text{ft}^2$$

pero:

$$1 \text{ lb} - \text{ft}^2 = 0.04214 \text{ kg} - \text{m}^2$$

entonces:

$$\text{WR}^2 \text{ bomba} = 1.25542 \text{ kg} - \text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{WR}^2 \text{ bomba} - \text{motor} &= \text{WR}^2 \text{ motor} + \text{WR}^2 \text{ bomba} \\ &= 1.25542 + 320 \\ &= 321.25542 \text{ kg} - \text{m}^2 \end{aligned}$$

POTENCIA DE LOS EQUIPOS.

$$P = \frac{\rho_e Q H}{n} = \frac{1000 (0.25 \text{ m}^3/\text{sg}) (152.44 \text{ m})}{0.85} =$$

$$P = 44\,835.29 \text{ kg} - \text{m} / \text{sg} \quad P = 589.9 \text{ H.P.}$$

VELOCIDAD ANGULAR

$$\omega = \frac{2 \pi \cdot 3.1416 \cdot N_r}{60} = 184.3067 \text{ r.p.m.}$$

PAR TORCIONAL

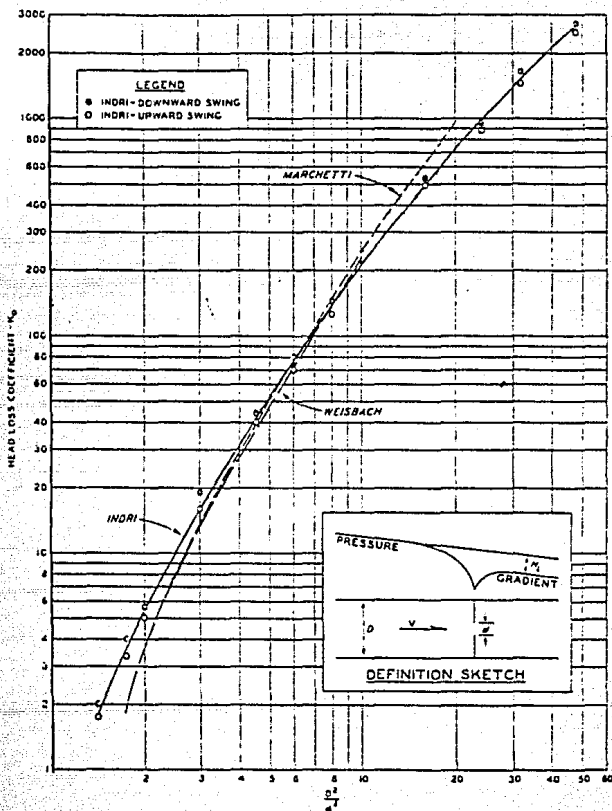
$$T_r = \frac{P}{\omega} = \frac{44\,835.29 \text{ kg} - \text{m} / \text{sg}}{184.3067 \text{ r.p.m.}} = 243.26$$

CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS. (Utilizando las pérdidas obtenidas para 42" por Manning).

$$Q = 1000 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Número de equipos} = 4$$

$$Q \text{ por equipo} = 250 \text{ l.p.s.}$$



EQUATION

$$H_L = K_0 \frac{v^2}{2g}$$

WHERE:

H_L = HEAD LOSS ACROSS ORIFICE, FT

K_0 = HEAD LOSS COEFFICIENT

v = VELOCITY IN PIPE, FT PER SEC

FIG. 5.6

SURGE TANKS
THIN PLATE ORIFICES
HEAD LOSSES

HYDRAULIC DESIGN CHART 733-1

$$H_b = 143 \text{ m} + 4.15 = 147.15 \text{ m.}$$

$$N_r = 1760 \text{ r.p.m.}$$

$$T_r = 234.81$$

$$\text{eficiencia} = 85 \%$$

Momento de Inercia del Motor:

$$WR^2 \text{ motor} = 320 \text{ Kg-m}^2$$

Momento de Inercia de la Bomba:

$$WR^2 \text{ bomba} = 1430 \text{ lb - pul}^2 + 3 \text{ pasos}$$

$$= 4290 \text{ lb - pul}^2 = 29.7917 \text{ lb - pie}^2$$

Donde:

$$1 \text{ lb - pie}^2 = 0.04214 \text{ kg - m}^2$$

$$WR^2 \text{ bomba} = 1.25541 \text{ kg - m}^2$$

$$WR^2 \text{ bo-mo} = WR^2 \text{ bomba} + WR^2 \text{ motor}$$

$$= 1.25541 + 320$$

$$WR^2 \text{ bo-mo} = 321.25541 \text{ kg - m}^2$$

POTENCIA

$$P = \frac{1000 \text{ Kg/m}^3 * 0.25 \text{ m}^3/\text{sg} * 147.15 \text{ m}}{0.85} = 43279.41 \frac{\text{Kg - m}}{\text{sg}}$$

$$P = 569.46 \text{ H.P.}$$

VELOCIDAD ANGULAR

$$\omega = \frac{2 * 3.1416 * 1760 \text{ r.p.m.}}{60} = 184.31 \text{ r.p.m.}$$

PAR TORCIONAL

$$T_r = \frac{43279.41 \text{ Kg - m / sg}}{184.31 \text{ r.p.m.}} = 234.81$$

CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS. (Utilizando las pérdidas para 48" por Darcy).

$$Q = 1000 \text{ l.p.s.}$$

$$\text{Número de equipos} = 4$$

$$Q \text{ por equipo} = 250 \text{ l.p.s.}$$

$$H_b = 143 \text{ m} + 2.0776 \text{ m} = 145.0776 \text{ m}$$

$$N_r = 1760 \text{ r.p.m.}$$

$$T_r = 231.511$$

$$\text{eficiencia} = 85 \%$$

Momento de Inercia del Motor:

$$WR^2 \text{ motor} = 320 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

Momento de Inercia de la Bomba:

$$WR^2 \text{ bomba} = 1.25541 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

$$WR^2 \text{ bo-mo} = 321.25541 \text{ Kg} - \text{m}^2$$

POTENCIA

$$P = \frac{1000 \text{ Kg/m}^3 \times 0.25 \text{ m}^3/\text{sg} \times 145.0776 \text{ m}}{0.85} = 42669.88 \frac{\text{Kg} - \text{m}}{\text{sg}}$$

$$P = 561.44 \text{ H.P.}$$

VELOCIDAD ANGULAR

$$\omega = \frac{2 \times 3.1416 \times 1760 \text{ r.p.m.}}{60} = 184.31 \text{ r.p.m.}$$

PAR TORCIONAL

$$Tr = \frac{42669.86 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{sq}}}{184.31 \text{ r.p.m.}} = 231.511$$

CALCULO DE LAS CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS. (Utilizando las pérdidas obtenidas para 34 " con Manning).

Q = 1000 l.p.s.

Número de Bombas = 1

Q por Bomba = 1000 l.p.s.

Hb = 143 + 12.80 = 155.80 m.

Nr = 1760 r.p.m.

Tr = 994.5 r.p.m.

Eficiencia = 85 %

Número de pasos de la bomba = 3

Momento de Inercia del Motor:

WR² motor = 320 kg - m²

Momento de Inercia de la bomba:

WR² bomba = 1.2554 kg - m²

POTENCIA DE LA BOMBA

$$P = \frac{1000 \text{ kg} / \text{m}^3 (1 \text{ m}^3 / \text{sq}) (155.8 \text{ m})}{.85}$$

$$P = 163254 \text{ kg} - \text{m} / \text{seg} \quad P = 2411,764 \text{ H.P.}$$

Son bombas muy grandes por tal motivo se usaran bombas de 250 l.p.s.

VELOCIDAD ANGULAR

$$\omega = 184,31 \text{ r.p.m.}$$

FAR TORCIONAL

$$T_r = 994,487$$

Lo anterior da por resultado la elección de 4 bombas, cada una de ellas con capacidad de 250 l.p.s, considerando que tienen una eficiencia de 85 %.

Se llegó a ésta conclusión debido al tamaño de la bomba requerida para trabajar 1000 l.p.s., la cual necesitaría 2411,764 H.P. quedando fuera del mercado, razón por la que se elevará en exceso el costo de la conducción.

El espesor que rige a la conducción, tomando en cuenta los dos criterios anteriores para el diámetro de 34" es el siguiente:

$$e = 0,64 \text{ cm} = 1,4''$$

Cabe aclarar que el espesor aquí contenido no toma en cuenta la sobrepresión producida por el golpe de Ariete, por lo cual es un espesor preliminar, además es el mínimo requerido para por lo menos soportar la presión a la cual trabajará la tubería.

IV.4 Golpe de Ariete.-

IV.4.1 Generalidades.-

El caso más importante de golpe de Ariete en una línea de descarga con bombas accionadas por motores eléctricos, se verifica luego de una interrupción de energía eléctrica.

En éste caso, debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciéndose rápidamente el caudal.

La columna líquida continúa subiendo por la tubería de descarga hasta el momento en que la inercia es vencida por la gravedad. Durante éste periodo se verifica una descompresión en el interior de la tubería.

En seguida, ocurre la inversión del sentido del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas. No existiendo válvulas de retención, las bombas comenzarían entonces a funcionar como turbinas, girando en sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o Check, con el objeto de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.

La corriente líquida, al retornar a la bomba y encontrar la válvula de retención cerrada, ocasiona el choque y compresión del fluido, lo cual da origen a una onda de sobrepresión.

Si la válvula funciona en el momento preciso, el golpe de Ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica, debido a que no ha recobrado la velocidad al flujo.

Si al contrario, la válvula Check no cierra rápidamente, la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo adquirirá velocidades más altas, elevándose considerablemente el golpe de Ariete, en el momento que funciona, pudiendo alcanzar 200 % de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre).

El cálculo riguroso del golpe de Ariete en una instalación de bombeo, exige el conocimiento previo de datos relativos a los sistemas de bombeo, que influyen en el fenómeno:

a) Momento de Inercia de las partes rotativas de la bomba y motor ($Kg \cdot m^2$).

b) Características internas de la bomba, efectos sobre la disipación de energía, funcionamiento como turbina.

c) Condiciones de la bomba en la rama de descarga y comportamiento de la onda de presión.

El presente trabajo no pretende realizar un minucioso cálculo de el fenómeno de golpe de Ariete, por tal motivo se mencionará únicamente la importancia del tema.

En base a lo anterior, se puede realizar la siguiente definición de golpe de Ariete:

Se denomina golpe de Ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de una tubería o conducto, cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente.

Consiste en una sobrepresión que recibe la tubería causada por el cierre o apertura de válvula, así como también por el paro o arranque de las bombas ya sea en operaciones normales o por una interrupción de energía eléctrica, cuando éste se utiliza en los motores que impulsan las bombas.

En el caso de cierre de una válvula, la fuerza viva con que el agua estaba animada se convertirá en trabajo determinando en las paredes de la tubería presiones superiores a las iniciales. En la práctica, el cierre siempre lleva algún tiempo y por pequeño que sea la energía que va a absorberse se transforma en esfuerzos de compresión del agua y deformación de las paredes de la tubería.

El problema principal se presenta en las presiones negativas, por lo que se hace necesario colocar alguna estructura que aporte agua al acueducto durante la presencia del fenómeno transitorio. Las sobrepresiones pueden absorberse con la misma tubería, la cual será de acero debido a que la zona es de alta sismicidad.

La solución al problema de las presiones negativas en el tramo de bombeo, es colocar un tanque unidireccional intermedio, que con el volumen de agua que contenga no permita la aparición de presiones negativas, además disminuye las sobrepresiones. El tanque tendrá 25 metros de alto y diámetro de 4 metros. (aproximadamente)

IV.4.2 Distribución de Presiones.-

Existen tres tipos de problemas en instalaciones creados por los transitorios hidráulicos y son:

Problemas de sobrepresión.

Problemas de depresión.

Problemas de sobrevelocidad en las máquinas.

IV.4.2.1 Problemas de sobrepresión.-

Se denomina sobrepresión en un punto de una conducción a presión, a toda presión superior a la del trabajo, una sobrepresión transitoria supone un aumento en las tensiones del material de la tubería, produciendo deformaciones plásticas o bien su rotura.

Es necesario establecer una cota para las presiones máximas admisibles en todo punto de la línea de conducción. Esta determinará la clase de la tubería que en cada tramo se utilizará. La clase de la tubería, es la presión manométrica que soporta sin daño. La elección de ésta, está en función de su

costo.

IV.4.2.2 Problemas de Depresión

Se denomina depresión toda presión absoluta menor que la presión atmosférica.

Los problemas de depresión son los más comunes cuando se trata de transitorios generados por un paro accidental de la planta de bombeo. Fudiendo clasificarse en tres tipos:

Colapso de la tubería.

Separación de la columna de agua.

Entrada de aire a la tubería.

IV.4.2.2.1 Colapso de la Tubería.-

Al ser reducida la presión en el interior de la tubería y tomar valores por debajo de la presión media exterior, el tramo de tubería afectada trabajará a compresión en el sentido de las tensiones según la circunferencia. Si dichas tensiones son lo suficientemente grandes para llegar a producir el fenómeno de pandeo de la pared de la tubería, pueden llegar a producir el colapso.

IV.4.2.2.2 Separación de la columna líquida.-

Si no se colapsa la tubería, el descenso de la presión en el interior, puede dar origen a la vaporización del agua a la temperatura ambiente, formando burbujas de tamaños diversos en el seno del líquido. Si la burbuja creada inicialmente por una onda

de presión, es sometida a una presión levemente superior a la de vaporización, reducirá velozmente su volumen, pudiendo llegar a que las columnas líquidas separadas por la burbuja choquen violentamente.

Para evaluar el incremento de presión que pueda sobrevenir como producto del choque se emplea:

$$h = \frac{a}{g \cdot A} |\Delta Q|$$

Donde:

$$a = 1000 \text{ m/sq.}$$

$$g = 10 \text{ m/sq.}$$

$$|\Delta Q| = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

Con los datos anteriores y considerando $\frac{\Delta Q}{A} = 1 \text{ m/sq}$

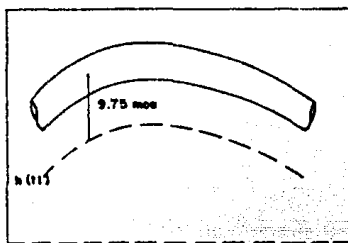
Se tiene Δh del orden de 100 metros columna de agua, por tal motivo éste fenómeno debe ser evitado en las conducciones que no se diseñen especialmente para soportarlo.

(Ver Fig. 4.15) (metros columna de agua = mca)

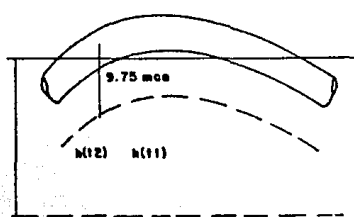
IV.4.2.2.3 Entrada de Aire a la Tubería.-

La entrada de aire a la tubería, es en principio un hecho que debe evitarse pues puede dar lugar a peligrosos fenómenos por las sobrepresiones generadas.

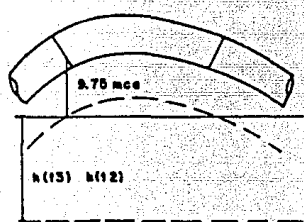
El primero de éstos fenómenos consiste en el aumento de la sobrepresión que puede sobrevenir en un orificio, sin que se



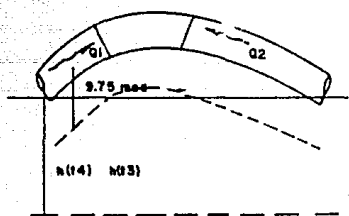
(a) $t=t_1$ la presión comienza a descender



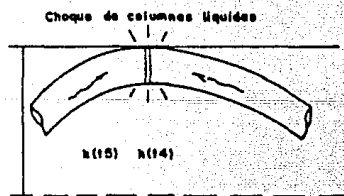
(b) $t=t_2$ sigue descendiendo



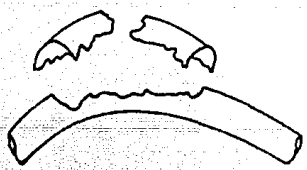
(c) $t=t_3$ se forma burbuja de vapor



(d) $t=t_4$ crece la presión y se reduce la burbuja



(e) $t=t_5$ la burbuja desaparece



(f) $t=t_6$ rotura de la tubería por sobrepresión.

PROCESO DE SEPARACION Y REINTEGRACION DE LA COLUMNA LIQUIDA

Fig. 4.16

modifique el gasto. Pequeñas cantidades de aire en la conducción pueden aumentar las sobrepresiones esperadas para un golpe de Ariete sin aire.

IV.4.2.3 Problemas de sobrevelocidad.

Al sufrir un paro accidental debido al cese de energía eléctrica, las bombas quedan liberadas a la acción combinada del flujo, que en un acueducto ascendente tiende a invertirse. De ésta acción resulta una inversión en la velocidad de la máquina, y a los pocos segundos comienza a girar al revés. Por tal motivo es necesario la utilización de una válvula de descarga para evitar que el tiempo en el que la sobrevelocidad aumente gradualmente, evitando que quede abierta la descarga y con esto que el flujo regrese al lugar de succión.

IV.4.3 Exámen de sobrepresiones.-

Definido el lugar en donde se encuentren las cargas piezométricas máximas en cada punto de la tubería, queda definida la resistencia mínima que la tubería debe poseer para soportar dichas cargas piezométricas. Dibujando por sobre el perfil de la tubería una línea que diste, en vertical y escala del dibujo, una distancia igual al valor de la presión manométrica que la tubería soporta, expresada en metros columna de agua, el lugar de cargas piezométricas máximas debe localizarse dentro de la franja comprendida entre el perfil de la tubería y la línea de resistencia de la tubería. (Ver Fig. 4.17 a)

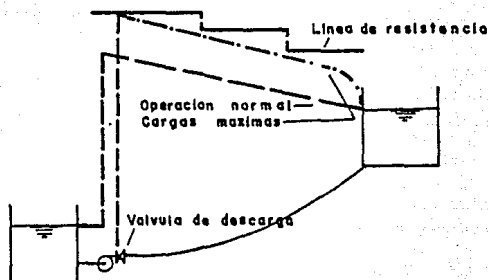


Fig. 4.17 a.

Si el lugar de cargas piezométricas máximas escapara fuera de la franja indicada, los tramos donde ello ocurra la tubería corre peligro de rotura en un transitorio hidráulico. (Ver Fig. 4.17 b)

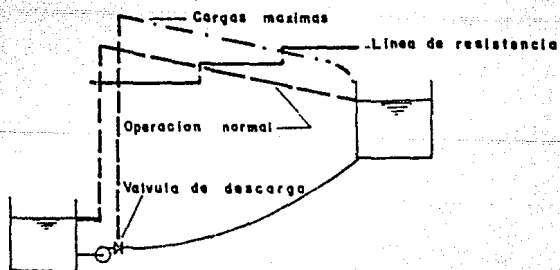


Fig. 4.17 b.

En dado caso que la línea de cargas piezométricas mínimas cortara el perfil del terreno, existe riesgo de la entrada de aire, sin embargo no hay riesgo de separación de columna de agua, puesto que la línea de cargas piezométricas mínimas no corta la línea de presiones de vaporización. (en el supuesto que no la cortara). (Ver Fig. 4.18 b.)

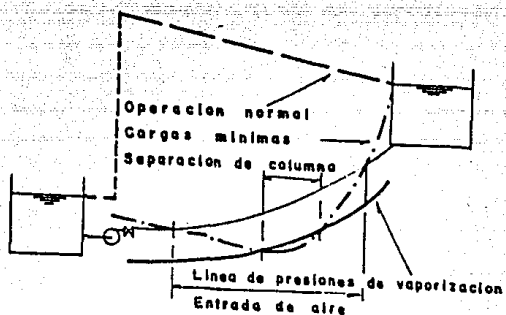


Fig 4.18 b.

IV.4.5 Métodos para evaluar el golpe de Ariete.-

IV.4.5.1 Teoría de la columna rígida.-

En la teoría de la columna rígida se considera, como caso límite, el fluido incompresible, el tubo rígido y que los cambios de presión y velocidad se presentan en forma instantánea con la misma intensidad en el acueducto.

La ecuación de movimiento cuando la tubería se considera inelástica y el fluido incompresible:

Es utilizada para tuberías que satisfacen:

$$L / 73 < t_c \quad t_c = \text{tiempo de cierre.}$$

$$H_0 / V_0 < = 50$$

El incremento o decremento de la carga para $t = t_c$ en una maniobra de cierre o apertura total o parcial es:

$$\frac{H_{ma}}{H_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^4 + \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^2 \left(\frac{V}{V_0} \right)^2$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad, m / sg^2 .

H_0 = Carga de presión en el conducto cuando el flujo es permanente, medida a partir de un plano horizontal de referencia, m.

L = Longitud del conducto, m.

V = Velocidad en el conducto, m / sg .

$V = V_0 - V$, cambio total de velocidad por efecto de la maniobra, m / sg .

H_{ma} = Incremento o decremento máximo de carga, medido desde la línea de presiones en flujo permanente, m.

t_c = Tiempo que dura la maniobra en la válvula, seg.

El signo positivo en el radical, indica cierre de válvula y el negativo abertura.

Se considera:

- 1.- El líquido dentro del tubo es incompresible.
- 2.- Las paredes del tubo son rígidas.
- 3.- El tubo permanece lleno de agua todo el tiempo y la presión mínima dentro de éste es mayor que la presión de vaporización del agua.
- 4.- Las pérdidas de carga y cargas de velocidad son despreciables en comparación con los cambios de presión.
- 5.- La distribución de velocidades en cualquier sección del conducto es uniforme.
- 6.- La presión es uniforme e igual a la presión en la línea central del acueducto.
- 7.- El nivel del embalse permanece constante durante el tiempo de duración del fenómeno.

De la segunda ley de Newton $F = m \cdot a$

se obtiene:

$$H = - \frac{L}{g} \frac{dv}{dt}$$

La variación de velocidad en la tubería, al efectuar una maniobra con la válvula está dada por:

$$v = T v_0 \left(1 + \frac{H}{H_0} \right)^{1/2}$$

Donde:

$T = C_d A_g / (C_d A_g)_0$ = Es función del tiempo y define la relación de la abertura efectiva para cualquier tiempo durante el cierre de la válvula con abertura efectiva para el tiempo igual a cero.

$C_d A_g$ = Area efectiva de abertura para cualquier instante, m².

$(C_d A_g)_0$ = Area efectiva de abertura para el tiempo igual a cero. m².

Ecuaciones básicas para el golpe de Ariete en cierre de válvula definido por la teoría de columna rígida. Es válida para maniobras lentas de válvulas.

IV.4.5.2 Teoría Elástica.-

Se realizan las mismas suposiciones que en el anterior, con excepción de que la elasticidad de las paredes del tubo, y la compresibilidad del fluido bajo la acción del cambio de presión se toman en consideración.

Se considera que tanto el líquido como las paredes del conducto son susceptibles de deformación.

Los puntos importantes de esta teoría son:

1.- La pared del conducto y el fluido se comportan de una manera línear elástica y tienen pequeñas deformaciones.

2.- Las fórmulas para calcular las pérdidas por fricción en estado estable en un conducto cerrado, son válidas durante el estado transitorio.

3.- El conducto tiene un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal, el diámetro del conducto varía en dirección axial, se supone el ángulo constante. La distancia x , velocidad v , la descarga Q son positivas en la dirección aguas abajo.

IV.4.5.3 Método de las características.-

Es el método empleado para estudiar la variación de las magnitudes del flujo sobre una curva particular del plano de las variables independientes (s, t) (distancia, tiempo) denominada curva característica, dicha curva permite una transformación de las ecuaciones:

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{g \cdot A}{a^2} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad \text{Conservación de la masa + constitutivas}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{f \cdot Q |Q|}{2 \Delta A} = 0 \quad \text{Dinámica.}$$

derivadas parciales a ecuaciones diferenciales ordinarias, este método se denomina de las Características.

Las cuales constituyen un sistema de dos ecuaciones diferenciales en derivadas parciales de primer orden cuyas funciones incógnitas son $Q(s, t)$ y $h(s, t)$. Para hallarlas se

requiere conocer las condiciones iniciales y las condiciones de frontera. Las condiciones iniciales son las funciones:

$$Q = Q(s, 0)$$

$$h = h(s, 0)$$

Las cuales indican que en el instante inicial $t=0$ debe conocerse el valor del gasto Q y de la carga piezométrica Δh en todos los puntos del sistema.

Si en un plano s, t se tiene los puntos A y B en $t = t_0$ ubicados de igual forma que en $t = t_1$ las rectas de coeficiente angular $+1/a$ y $-1/a$ que pasan por A y B cortan en P, obteniéndose así los valores para el siguiente instante. (Ver Fig. 4.19)

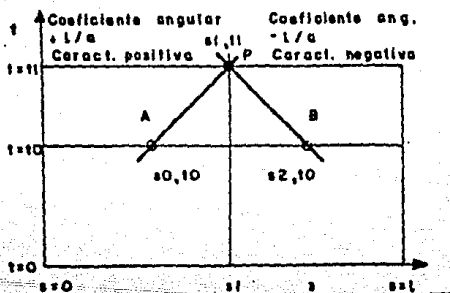


Fig 4.19

Cabe aclarar que para tener mayor aproximación es necesario que sea menor el intervalo de tiempo escogido. (Ver Fig. 4.20)

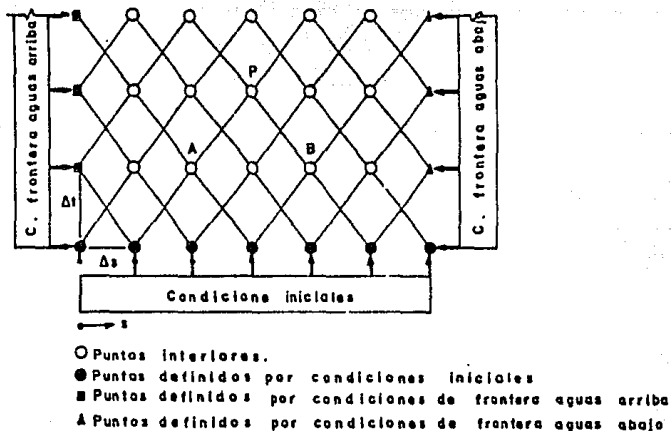


Fig. 4.20

Fueden escribirse en forma sintética, las ecuaciones, de la siguiente manera:

$$Q_p = C_p - C_a h_p \quad (\text{característica positiva}). \quad (*)$$

$$Q_p = C_n + C_a h_p \quad (\text{característica negativa}). \quad (**)$$

Donde:

$$C_p = Q_a + \frac{g \cdot A \cdot h_a}{a} - \frac{f \cdot \Delta t}{2 D A} Q_a \quad [Q_a]$$

$$C_n = Q_b - \frac{g \cdot A \cdot h_b}{a} - \frac{f \cdot \Delta t}{2 D A} Q_b \quad [Q_b]$$

$$C_a = \frac{gA}{a}$$

La ecuación (*) es válida sobre la recta característica positiva y la ecuación (**) sobre la característica negativa.

En el punto P, ambas ecuaciones son válidas simultáneamente. Por lo tanto, Q_p y h_p puede calcularse a partir del sistema formado por estas ecuaciones. Despejando Q_p y h_p de (*) y (**) se tiene que:

$$Q_p = \frac{C_p + C_n}{2}$$

$$h_p = \frac{C_p - C_n}{2}$$

El cálculo de Q_p y h_p por medio de las ecuaciones anteriores puede realizarse en los puntos interiores de la tubería, formando una malla de cálculo. Para los puntos extremos será necesario utilizar las condiciones de frontera existentes en la línea de conducción.

En consecuencia al cálculo se desarrollará de la siguiente forma:

1.- Dadas las condiciones iniciales se conoce Q , en todos los puntos.

2.- Aplicando las ecuaciones (*) y (**) se calculan Q y h en la primera fila, que corresponden a $t = \Delta t$.

3.- Con la condición de frontera aguas arriba, la ecuación (**) y los valores de Q y h en el punto inicial advacante al primero se calcula Q , h en el punto frontera de la primera fila donde ($t = \Delta t$).

4.- Con la condición de frontera aguas abajo, la ecuación (*) y el valor de Q, h en el punto inicial advacante al último se calcula Q , h en el punto frontera aguas abajo en la primera fila ($t = \Delta t$).

De esta forma se logra calcular Q , h para todos los puntos de la primera fila, se ha avanzado un intervalo de tiempo y para calcular la segunda fila ($t = 2 \Delta t$) se procede de la misma manera.

Debido a que cada condición de frontera y cada sección del conducto se analizan por separado durante un intervalo de tiempo, este método es particularmente apropiado para sistemas con condiciones de fronteras complejas. Las desventajas de este método consisten en que los intervalos de tiempo deben ser muy

pequeños.

IV.4.3.4 Diversos valores de la celeridad de la onda de presión.-

El valor de la celeridad en tubos largos de acero normalmente es de 1 000 m/sg, mientras que en tubos pequeños de alta presión puede llegar a ser de 1 200 a 1 400 m/sg.

Con la velocidad de onda obtenida con la ecuación:

$$a = \left(\frac{K / \rho}{1 + (K/E) (D/e) c} \right)^{1/2}$$

Donde:

K = Módulo volumétrico del agua, kg/m².

E = Módulo de elasticidad del tubo, kg/m².

D = Diámetro del tubo, m.

e = Espesor de la pared del tubo, m.

c = Parámetro adimensional que describe el efecto de la velocidad de onda sobre el tubo. sus valores son:

a) $c = 1 - \mu/2$, para tubos asegurados solo en el extremo aguas arriba.

b) $c = 1 - \mu$, tubos asegurados en todo lo largo contra movimiento axial.

c) $c = 1$, para tubos asegurados con juntas de expansión a todo lo largo.

μ = Relación de Poisson.

La ecuación

$$H = - \frac{a}{g} V$$

nos muestra una relación entre el cambio en la velocidad y el de la carga.

Es de gran ayuda esta ecuación, para la visualización del estado estable.

Con $a/g = 100$ sg y una reducción en la velocidad de

$$V = 1 \text{ m/sg se crea una sobreelevación inmediata}$$

en la carga de 100 metros.

Celeridad en conductos especiales.-

1.- Tubería elástica de pared gruesa.- Para tubos que tienen paredes gruesas en relación al diámetro, el esfuerzo en las paredes no está distribuido uniformemente a lo largo de ellas.

Cuando la relación $D/e < 25$ se deben utilizar los siguientes coeficientes:

a) Tubería asegurada sólo en el extremo aguas arriba.

$$c = \frac{2e}{D} (1 + \mu) + \frac{D}{D + e} \left(1 - \frac{\mu}{2} \right)$$

b) Asegurada contra movimiento longitudinal.

$$c = \frac{2e (1 + \mu)}{D} + \frac{D (1 - \mu^2)}{D + e}$$

c) La tuberfa tiene juntas de expansión a lo largo de ella.

$$c = \frac{2e (1 + \mu)}{D} + \frac{D}{D + e}$$

2.- Tuneles circulares.-

$$a = \left(\frac{k \cdot \rho}{1 + \left(\frac{2k}{E_r} \right) (1 + \mu)} \right)^{1/2}$$

La ecuación anterior permite calcular la celeridad de la onda de presión en un conducto a través de roca sólida o concreto. Er y μ representan el módulo de rigidez y la relación de Poisson del material del túnel.

3.- Tubo de concreto reforzado.- La celeridad puede estimarse remplazando el tubo real por uno de acero equivalente cuyo espesor de la pared se basa en el espesor del concreto y refuerzo del tubo. La relación del módulo del concreto y el acero multiplicada por el espesor del concreto da un espesor equivalente del tubo de acero.

IV.4.5.5 Dispositivos de control.-

La función de los dispositivos de control para los transitorios hidráulicos, es evitar el daño estructural que pueda ocasionar el golpe de Ariete.

Golpe de Ariete creado por la detención de bombas:

- a) Paro programado.
- b) Paro Accidental.

El paro accidental se puede deber a un problema que afecta la planta de bombeo en su conjunto o a una bomba en particular.

La diferencia esencial entre los dos tipos, radica en que, el paro programado comienza con el cierre, a velocidad controlada de la válvula de descarga y la bomba se desenergiza luego de que dicha válvula cierra.

En el paro accidental, lo primero que ocurre es que la máquina se desenergiza. El cierre de la válvula de descarga se produce en una segunda etapa y por medios mecánicos puesto que el suministro eléctrico puede estar cortado.

La acción del fluido sobre la bomba en un acueducto ascendente, luego de pocos segundos de paro, produce que el flujo por acción de la gravedad, lleve a la máquina a girar en sentido inverso, si éste flujo se mantiene, la máquina puede ir incrementando su velocidad de rotación invertida y sobrepasar los límites de sobrevelocidad establecidos por el fabricante.

IV.4.5.5.1 Tanques de Oscilacion.

IV.4.5.5.1.1 Generalidades.-

Se trata de un tanque cuya sección recta tiene un área A_T sustancialmente mayor que el área A de la tubería. La relación A_T/A debe ser suficientemente grande como para que los movimientos verticales del agua en el tanque, durante el fenómeno transitorio, tengan aceleraciones frente al gradiente hidrostático que es la aceleración de la gravedad. El objeto del tanque de oscilación es que trabaje como un tanque de carga constante durante el transitorio hidráulico. (Ver Fig. 4.21)

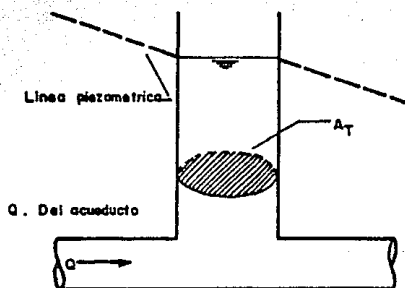


Fig. 4.21

IV.4.5.5.1.2 Forma en que Controla el Golpe de Ariete un Tanque de Oscilación.-

La acción del tanque de oscilación consiste en confinar la perturbación en el tramo de tubería comprendida entre la bomba y el tanque. Dejando sin afectar el resto de la tubería por la onda de depresión así como tampoco por las fases siguientes del fenómeno. Siempre se considera lleno. (Ver Fig. 4.22)

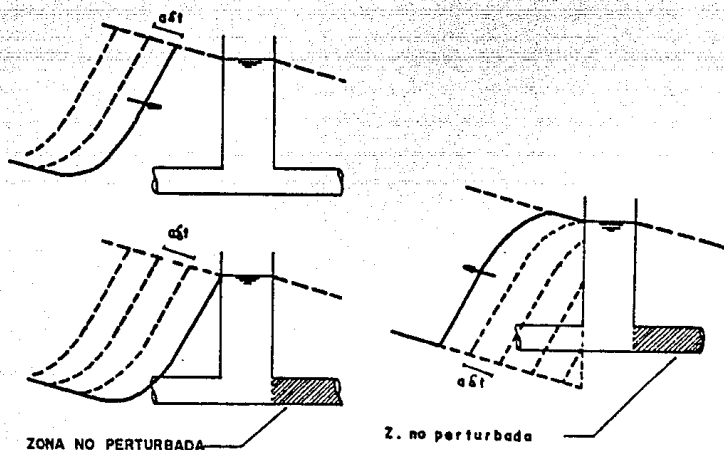


Fig. 4.22

Existen ventajas y problemas para la elección de un tanque de oscilación. Entre las ventajas más notables estarán :

1.- No requiere mantenimiento mecánico.

2.- El fenómeno de golpe de Ariete no afecta el tramo de aguas abajo, no requiere por lo tanto, otros dispositivos.

Los problemas que un tanque de oscilación introduce pueden resumirse en tres:

1.- El coronamiento debe estar por encima del nivel de la piezométrica para gasto máximo en el punto donde se coloque el tanque y su desplante estará por debajo de la piezométrica correspondiente a gasto nulo para que no se vacíe.

2.- Castiga el tramo entre la planta de bombeo y el tanque, requiriéndose en dicho tramo analizar la resistencia de la tubería a las sobrepresiones.

3.- Castiga a las máquinas que deberán soportar fuertes velocidades de reversa. (Ver Fig. 4.23)

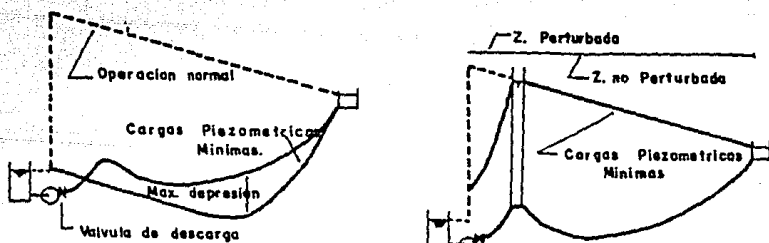


Fig 4.23

IV.4.5.5.2 Tanque Unidireccional.-

IV.4.5.5.2.1. Generalidades.-

El tanque Unidireccional se conecta al acueducto mediante una línea que tiene una válvula de retención. Dicha válvula impide el flujo desde el acueducto al tanque aún cuando la piezométrica en la línea esté por encima del nivel del agua en el tanque.

La operación del tanque se produce cuando la piezométrica baja por debajo del nivel de la superficie libre del tanque. En dicha situación la válvula se abre y fluye agua desde el tanque a la línea.

IV.4.5.5.2.2 Forma en que controla en Golpe de Ariete un Tanque Unidireccional.-

La acción del tanque respecto a la onda de depresión generada en la planta, debido a un paro accidental de ésta se ilustra en la siguiente figura:

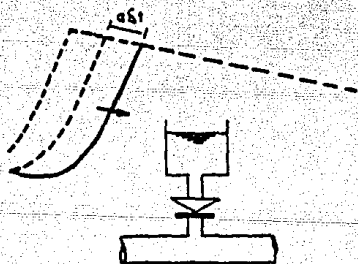


Fig 4.24 a. (Se observa la aproximación de la onda al

tanque).

En una figura 4.24 b. la llegada de la onda.

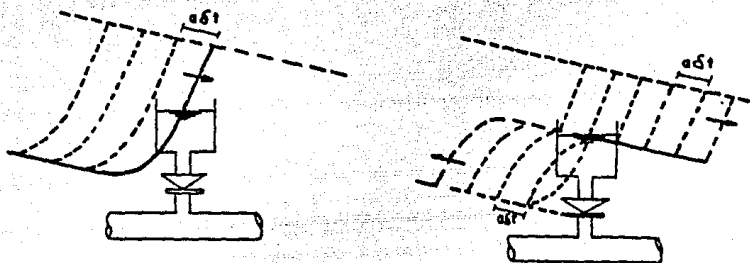


Fig 4.24 b.

y en la última la transmisión de una onda cuya amplitud es la diferencia de altura entre la piezométrica de trabajo y el nivel de la superficie del tanque así como también la reflexión de la porción restante de la onda incidente. Es decir cuando la piezométrica ha descendido lo necesario para abrir la válvula, el tanque actúa como un reflector al igual y como lo hacía el tanque de Oscilación.

El tanque Unidireccional no evita la propagación de parte de ondas incidente hacia el tramo del acueducto aguas abajo del tanque, además en el tanque Unidireccional el nivel de la superficie libre del tanque puede ubicarse por debajo de la piezométrica de operación normal.

Una vez que el tanque opera, debe ser llenado nuevamente para estar disponible para la siguiente operación. El llenado deberá realizarse rápidamente, para así reducir al máximo el tiempo durante el cual el tanque no tiene su nivel máximo. Por tal motivo el tanque está provisto de válvulas de llenado, operadas mecánicamente mediante un flotador, que abre la válvula cuando la presión está por debajo de la correspondiente al tanque lleno.

El tanque Unidireccional tiene también al igual que el tanque de Oscilación, ventajas y desventajas para su funcionamiento. Las ventajas más notables de éste dispositivo son:

- 1.- Su coronamiento se encuentra por debajo de la piezométrica a gasto máximo. Por lo tanto se adecúa a la topografía que al carecer de elevaciones implicaría tanques de Oscilación muy altos.

- 2.- Al reflejar parcialmente las ondas de depresión no induce sobre las máquinas grandes sobrevelocidades en reversa.

Por otro lado las desventajas más importantes que presenta el tanque son:

- 1.- Requiere mantenimiento periódico para asegurar así un eficiente funcionamiento de las válvulas de retención y de llenado.

2.- Al ser reflejada la onda de depresión, la parte de la onda transmitida puede producir depresiones indeseables aguas abajo.

Lo anterior implica que pueden llegar a requerirse varios tanques Unidireccionales, los cuales trabajando como dispositivos secundarios controlarán el transitorio en todo el acueducto.

Existen otros dispositivos para el control de transitorios hidráulicos, sobre todo cuando se trata de controlar el golpe de Ariete en acueductos pequeños. Entre éstos mencionaré las válvulas de alivio.

Las válvulas de alivio son válvulas cuya función es abrir una conexión entre el interior del acueducto y la atmósfera, cuando la presión interior sobrepasa un límite $P_{\text{máx}}$ previamente establecido. La apertura puede ser ordenada por una válvula solenoide, que al cesar el suministro eléctrico, habilita un circuito hidráulico o neumático que abre la válvula instantes antes de que ocurra el ascenso de presión.

En acueductos pequeños, es usual que la válvula de descarga sea una válvula de retención, siendo pequeño el diámetro es usual que éstas tuberías sean resistentes al colapso a depresión y el problema fundamental es evitar las sobrepresiones que acontecen para $t > T$ luego de un paro accidental de las bombas.

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

Donde:

T = Período de la onda.

L = Longitud de la tubería.

a = Celeridad de la onda de presión.

Al regresar la onda de sobrepresión, si la válvula de retención ya está cerrada esta onda de sobrepresión se refleja también como sobrepresión, en consecuencia, si la fricción no actuara podrían crearse sobrepresiones por encima de la presión de operación normal de

$$h = \frac{Q_0 a}{g}$$

Donde:

Q₀ = El gasto de régimen del acueducto.

g = aceleración de la gravedad.

h = sobrepresión.

Para estimar el gasto que debe evacuar la válvula para aliviar la sobrepresión es necesario realizar algunas consideraciones previas.

Es necesario considerar un tramo de tubería cerrado en ambos extremos con tapas rígidas y con el mismo tipo de amarres que la red.

Si la masa de fluido m_0 contenido en dicho tramo se extrae una fracción Δm , la densidad del fluido variará en

$$\Delta \rho = \frac{\Delta m}{m_0} \rho_0$$

La presión caerá en un ΔP cuyo valor será:

$$\Delta P = c^2 \cdot \Delta \rho$$

Si en el extremo (aguas arriba, lugar donde se encuentran las válvulas de retención) se produce un incremento de ΔP en el tiempo Δt que afecta a la misma masa m_0 de densidad inicial ρ_0 , bastará extraer en Δt una fracción de masa para aliviar

$$\Delta m = \frac{\Delta P}{c^2} \frac{m^2}{\rho_0}$$

el incremento de presión. La masa m_0 afectada por el incremento ΔP crece con el tiempo pues la onda de sobrepresión se propaga a la velocidad c (celeridad).

$$m_0 = c \cdot \Delta t \cdot A \cdot \rho_0$$

A = Área de la sección recta de la tubería.

Sustituyendo 2 en 1 y dividiendo entre $\rho_0 \Delta t$ se tiene:

$$Q_{ext} = \frac{\Delta P}{\rho_0} \frac{A}{c}$$

Introduciendo el peso específico $\gamma_0 = \rho_0 \cdot g$ se llega a obtener el gasto de extracción máximo necesario para aliviar un incremento de carga piezométrica Δh .

$$Q_{ext} = n \frac{3A}{a}$$

IV.4.6 Cálculo del golpe de Ariete.

Utilizando la fórmula de Allievi

$$h_g = \frac{145 \quad V}{1 + \frac{Ea + d}{Et * e} \cdot 1/2}$$

Donde :

V = Velocidad. m/sq.

Ea = Módulo de elasticidad del agua. kg/cm²

Et = Módulo de elasticidad de la tubería. kg/cm²

e = Espesor. cm

d = Diámetro. cm

Para un diámetro $d = 34 \text{ "}$ $Q = 1 \text{ m}^3 / \text{sg}$

$V = 1.7072 \text{ m} / \text{sg}$

$e = 0.638 \text{ cm}$

$h_g = 162.03 \text{ m}$

20 % $h_g = 32.41 \text{ m}$ Absorbe la tubería

80 % $h_g = 129.67 \text{ m}$ Absorbe la válvula

$d = 34 \text{ "}$ $Q = .75 \text{ m}^3 / \text{sg}$

$V = 1.2804 \text{ m} / \text{sg}$

$e = 0.638 \text{ cm}$

$h_g = 121.57 \text{ m}$

20 % $h_g = 24.31 \text{ m}$

80 % $h_g = 97.25 \text{ m}$

$$d = 34 \text{ " } \quad Q = .50 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.8535 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.638 \text{ cm}$$

$$h_g = 81.04 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 16.20 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 64.83 \text{ m}$$

$$d = 34 \text{ " } \quad Q = .25 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.4268 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.638 \text{ cm}$$

$$h_g = 40.52 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 8.11 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 32.41 \text{ m} \quad (\text{Ver Fig. 4.26})$$

$$d = 36 \text{ " } \quad Q = 1 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 1.5227 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.638 \text{ cm}$$

$$h_g = 142.20 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 28.44 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 113.76 \text{ m}$$

$$d = 36 \text{ " } \quad Q = .75 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

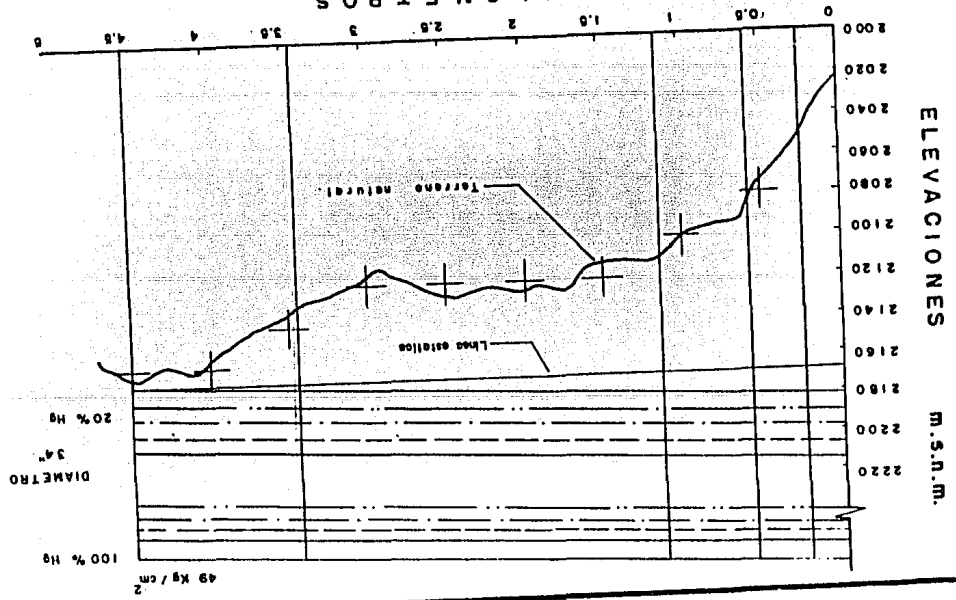
$$V = 1.1421 \text{ m} / \text{sg}$$

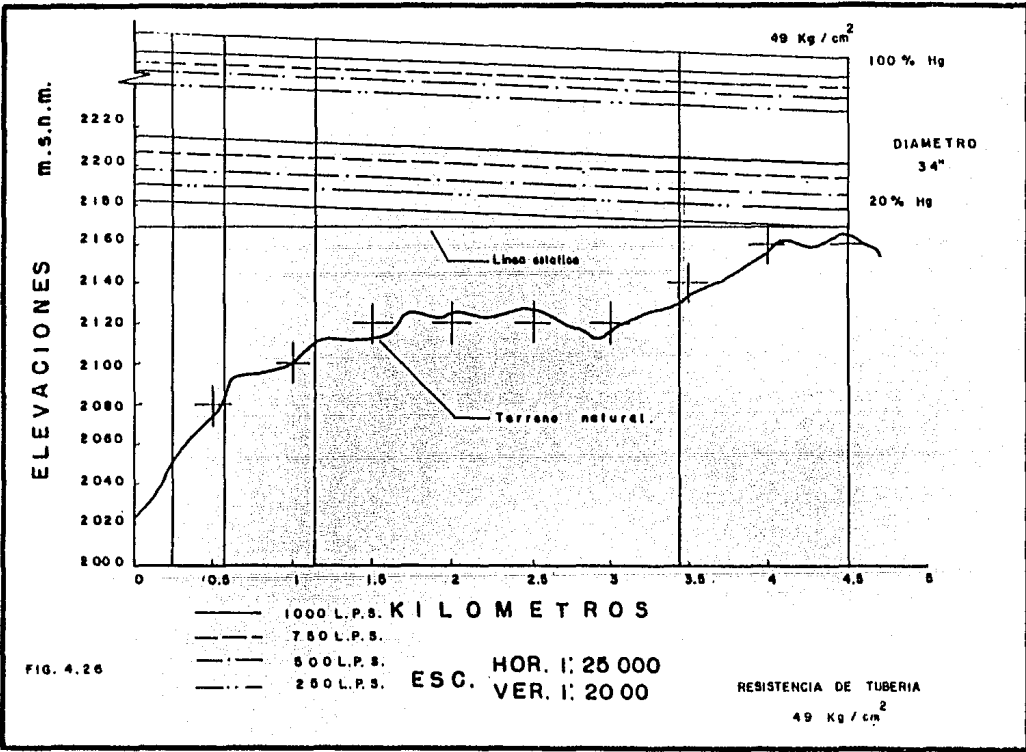
$$e = 0.638 \text{ cm}$$

RESISTENCIA DE TUBERIA
49 Kg/cm²

ESC. HOR. I: 20 000
VER. I: 20 00

FIG. 4.26





$$h_g = 106.66 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 21.33 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 85.33 \text{ m}$$

$$d = 36" \quad Q = .5 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.7614 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.638 \text{ cm}$$

$$h_g = 71.10 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 14.22 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 56.88 \text{ m}$$

$$d = 36" \quad Q = .25 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.3807 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.638 \text{ cm}$$

$$h_g = 35.55 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 7.11 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 28.44 \text{ m} \quad (\text{Ver Fig. 4.27})$$

$$d = 42" \quad Q = 1 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 1.119 \text{ m} / \text{sg}$$

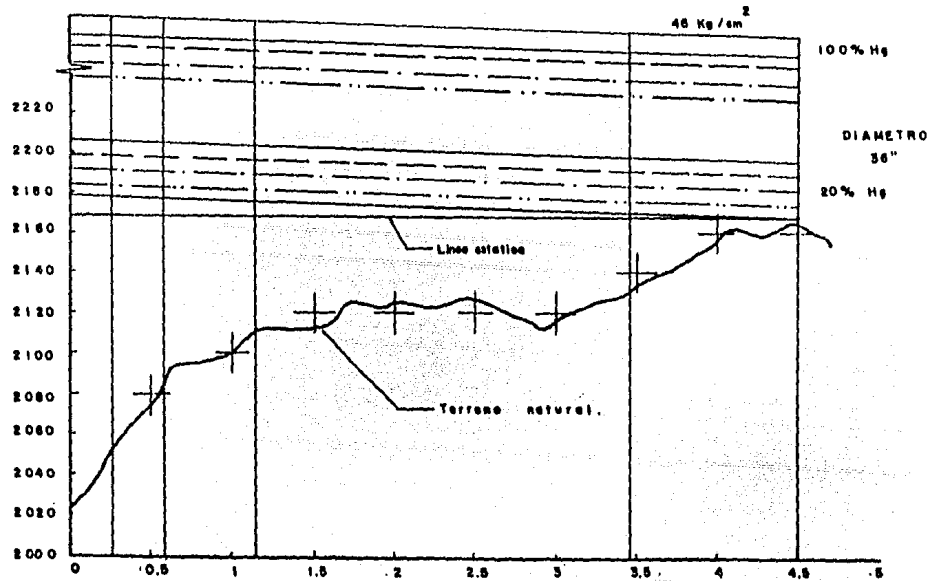
$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 109.87 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 21.97 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 87.90 \text{ m}$$

ELEVACIONES
m.s.n.m.



- 1000 L.P.S. KILOMETROS
- - - 750 L.P.S.
- · - · 500 L.P.S.
- · - · 250 L.P.S.

FIG. 4.27

ESC. HOR. I: 25 000
VER. I: 20 00

RESISTENCIA DE TUBERIA
48 Kg/cm²

$$d = 42 \text{ " } Q = .75 \text{ m}^3 / \text{sq}$$

$$V = 0.8391 \text{ m} / \text{sq}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 82.40 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 16.48 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 65.92 \text{ m}$$

$$d = 42 \text{ " } Q = .50 \text{ m}^3 / \text{sq}$$

$$V = 0.5594 \text{ m} / \text{sq}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 59.93 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 10.98 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 43.95 \text{ m}$$

$$d = 42 \text{ " } Q = .25 \text{ m}^3 / \text{sq}$$

$$V = 0.2797 \text{ m} / \text{sq}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 27.47 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 5.50 \text{ m}$$

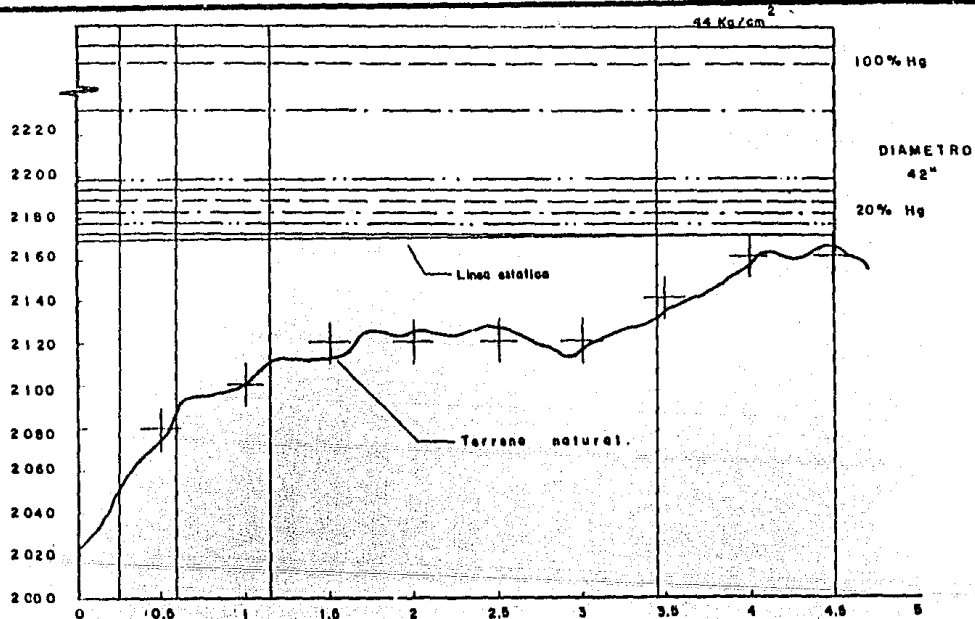
$$80 \% h_g = 21.97 \text{ m} \quad (\text{Ver. Fig. 4.28})$$

$$d = 48 \text{ " } Q = 1 \text{ m}^3 / \text{sq}$$

$$V = 0.8566 \text{ m} / \text{sq}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

ELEVACIONES
m. s. n. m.



- 1000 L.P.S. KILOMETROS
 - 750 L.P.S.
 - - - - 500 L.P.S.
 - 250 L.P.S.
- ESC. HOR. 1: 25 000
VER. 1: 20 00

FIG. 4. 28

RESISTENCIA DE TUBERIA
44 Kg/cm²

$$h_g = 81.05 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 16.21 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 64.84 \text{ m}$$

$$d = 48 \text{ " } \quad Q = 0.75 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.6424 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 60.78 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 12.15 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 48.63 \text{ m}$$

$$d = 48 \text{ " } \quad Q = 0.50 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.4283 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 40.53 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 8.11 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 32.42 \text{ m}$$

$$d = 48 \text{ " } \quad Q = .25 \text{ m}^3 / \text{sg}$$

$$V = 0.2142 \text{ m} / \text{sg}$$

$$e = 0.89 \text{ cm}$$

$$h_g = 20.27 \text{ m}$$

$$20 \% h_g = 4.06 \text{ m}$$

$$80 \% h_g = 16.21 \text{ m} \quad (\text{Ver Fig. 4.29})$$

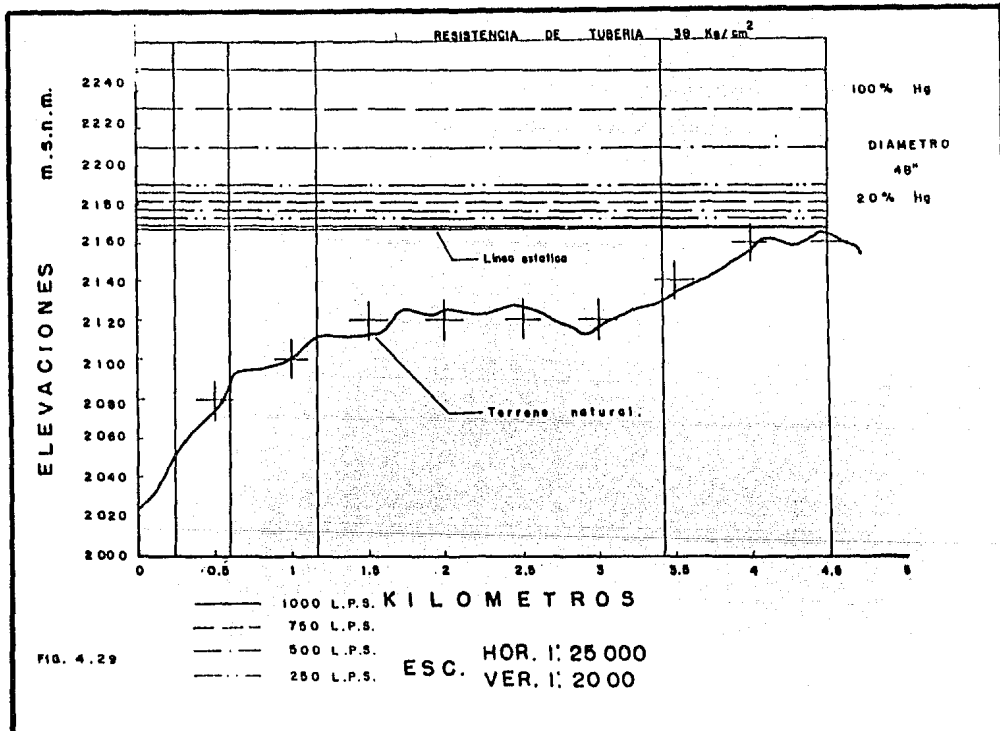


FIG. 4.29

ESPESORES MINIMOS PARA LA TUBERIA DE ACERO.

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = 0.005 d + 1/16" \quad d = \text{Diámetro de la tubería.}$$

$$\text{Para } d = 34"$$

$$e = 0.005 (34") + 1/16"$$

$$e = 0.2325" \text{ aproximando es igual a } 0.25" = 1/4"$$

$$e = 0.6375 \text{ cm}$$

2do. CRITERIO. Presión Interna.

Considerando ahora la presión interna y verificándola por tramos se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA. (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	15.9 + 3.241
2	0 + 240	0 + 580	13.1 + 3.241
3	0 + 580	1 + 140	9.4 + 3.241
4	1 + 140	3 + 420	7.0 + 3.241
5	3 + 420	4 + 480	4.0 + 3.241

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P r}{E f_s} + c$$

Donde:

c = Incremento de espesor por corrosión = 0.16

P = Presión Interna Kg/cm²

r = Radio de la tubería cm.

E = Eficiencia de soldadura = 1

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero Kg/cm²

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.61914	0.794	5/16
2	0.55200	0.635	1/4
3	0.46324	0.4763	3/8
4	0.40567	0.4763	3/8
5	0.33370	0.4763	1/8

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = 0.005 d + 1/16" \quad d = \text{Diámetro de la tubería.}$$

$$\text{Para } d = 36"$$

$$e = 0.005 (36") + 1/16"$$

$$e = 0.2425" \text{ aproximando es igual a } 0.25" = 1/4"$$

$$e = 0.64 \text{ cm}$$

2do. CRITERIO. Presion Interna.

Considerando ahora la presión interna y verificándola por tramos se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA. (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	15.6 + 2.844
2	0 + 240	0 + 580	12.8 + 2.844
3	0 + 580	1 + 140	8.9 + 2.844
4	1 + 140	3 + 420	6.7 + 2.844
5	3 + 420	4 + 480	3.9 + 2.844

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P \cdot r}{E \cdot fs} + c$$

Donde:

c = Incremento de espesor por corrosión = 0.16

P = Presión Interna kg/cm²

r = Radio de la tubería cm.

E = Eficiencia de soldadura = 1

fs = Esfuerzo de trabajo del acero Kg/cm²

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	(")
1	0.62847	0.794	5/16
2	0.55745	0.635	1/4
3	0.46324	0.4763	3/8
4	0.40567	0.4763	3/8
5	0.35370	0.4763	1/8

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del acero.

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = 0.005 d + 1/16" \quad d = \text{Diámetro de la tubería.}$$

$$\text{Para } d = 42"$$

$$e = 0.005 (42") + 1/16"$$

$$e = 0.2725"$$

$$e = 0.652 \text{ cm}$$

2do. CRITERIO. Presión Interna.

Considerando ahora la presión interna y verificándola por tramos se obtiene:

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA. (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	14.9 + 2.197
2	0 + 240	0 + 580	12.2 + 2.197
3	0 + 580	1 + 140	8.4 + 2.197
4	1 + 140	3 + 420	6.2 + 2.197
5	3 + 420	4 + 480	3.9 + 2.197

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P \cdot r}{E \cdot fs} + c$$

Donde:

c = Incremento de espesor por corrosión = 0.16

P = Presión Interna Kg/cm²

r = Radio de la tubería cm.

E = Eficiencia de soldadura = 1

fs = Esfuerzo de trabajo del acero Kg/cm²

TRAMO	ESPESOR CALC. (cm.)	ESPESOR COMERCIAL (cm.) (")
1	0.66604	0.794 5/8
2	0.58667	0.635 1/4
3	0.47402	0.4763 3/8
4	0.40883	0.4763 3/8
5	0.34067	0.4763 3/8

ESPEORES MINIMOS PARA LA TUBERIA DE ACERO.

1er. CRITERIO. Trabajabilidad del Acero.

Para $d = 48''$

$$e = 0.005 (48'') + 1/16'' = 0.3025'' = 0.765 \text{ cm}$$

2do. CRITERIO. Presión Interna.

TRAMO	DEL KILOMETRO	AL KILOMETRO	PRESIÓN INTERNA (kg/cm ²)
1	0 + 000	0 + 240	14.8 + 1.621
2	0 + 240	0 + 580	12.0 + 1.621
3	0 + 580	1 + 140	8.1 + 1.621
4	1 + 140	3 + 420	6.0 + 1.621
5	3 + 420	4 + 480	3.8 + 1.621

Utilizando la fórmula:

$$e = \frac{P \cdot r}{E \cdot fs} + c$$

Se obtiene:

TRAMO	ESPESOR CALC.	ESPESOR COMERCIAL	
	(cm.)	(cm.)	('')
1	0.7161	0.794	5/16
2	0.6212	0.635	1/4
3	0.4892	0.635	1/4
4	0.4180	0.4763	3/16
5	0.3435	0.4763	3/16

El espesor preliminar que rige la conducción para un diámetro de 48" es igual a : 0.3124 cm.

IV.5 COSTO DE LA CONDUCCION

Diámetro 34 " 863.6 mm

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
Excav. mat. clase 1	0			
Excav. mat. clase 2	13619.20	m3	2200	29962240.0
Excav. mat. clase 3	0			
Plantilla apisonada	716.80	m3	2800	2007040.0
Inst. Junteo Prueba	4480	m3	1900	8512000.0
Relleno compactado	10278.50	m3	2000	20556928.0
Atraques de concreto	10	pza	15000	150000.0
Costo de Tubería	4480	m	580000	2598400000.0
				2736196208.0

Diámetro 36 " 914.4 mm

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
Excav. mat. clase 1	0			
Excav. mat. clase 2	16795.5	m3	2200	36950144.0
Excav. mat. clase 3	0			
Plantilla apisonada	762.0	m3	2800	2132480.0
Inst. Junteo Prueba	4480.0	m	1900	8512000.0
Relleno compactado	13047.8	m3	2000	26095552.0
Atraques de concreto	10	pza	1500	150000.0
Costo de Tubería	4480	m	623116	2791550000.0
				2865390176.0

Diámetro 42 " 1066.8 mm

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
Excav. mat. clase 1	0			
Excav. mat. clase 2	16128	m3	2200	35481600.0
Excav. mat. clase 3	0			
Plantilla apisonada	3584	m3	2800	10035200.0
Inst. Junteo Prueba	4480	m	1900	8512000.0
Relleno compactado	11317.2	m3	2000	22634394.0
Atraques de concreto	10	pza	1500	150000.0
Costo de Tubería	4480	m	801487	3590660000.0
				3667473194.0

Diámetro 48 " 1219.2 mm.

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
Excav. mat. clase 1	0			
Excav. mat. clase 2	17875.2	m3	2200	39325440.0
Excav. mat. clase 3	0			
Plantilla apisonada	851.2	m3	2800	2383360.0
Inst. Junteo Prueba	4480	m	1900	8512000.0
Relleno compactado	11793.8	m3	2000	23587648.0
Atraques de concreto	10	pza	1500	150000.0
Costo de Tubería	4480	m	1090572	4885760000.0
				4959718448.0

RESUMEN

Diámetro 34"

602.9 H.P. * 4 bombas = 2411.6 H.P.

2411.6 H.P. * .7457 = 1798.3 K.W.H.

Costo del K.W.H. = \$ 100

Costo por hr. Bombeo = \$ 179830

Cargo Anual de Bombeo = \$ c hr b * 8760

= \$ 1575310800

Costo Total de Conducción = \$ 2736196208.0

Cargo Anual de Amortización para

la conducción al 20 %

anual = \$ ctc * 0.20

= \$ 547239241.6

Costo Anual de Bombeo para

Operación de los 365 días = \$ caa 20% + cab

= \$ 2122550042.0

Diámetro 36"

589.80 H.P. * 4 bombas = 2359.6 H.P.

2359.60 H.P. * .7457 = 1759.55 K.W.H.

Costo del K.W.H. = \$ 100

Costo por hr. Bombeo = \$ 175955

Cargo Anual de Bombeo = \$ c hr b * 8760

= \$ 1541369059

Costo Total de Conducción = \$ 2865390176

Cargo Anual de Amortización para

la conducción al 20 %
anual = \$ ctc * 0.20
= \$ 573078035.2

Cbsto Anual de Bombeo para

Operación de los 365 días = \$ caa 20% + cao
= \$ 2114447094.0

Diámetro 42"

567.50 H.P. * 4 bombas = 2278 H.P.
2278.00 H.P. * .7457 = 1698.70 K.W.H.

Costo del K.W.H. = \$ 100

Costo por hr. Bombeo = \$ 169870

Cargo Anual de Bombeo = \$ c hr b + 8760
= \$ 1488065230

Costo Total de Conducción = \$ 3667473194.0

Cargo Anual de Amortización para

la conducción al 20 %
anual = \$ ctc * 0.20
= \$ 733494639.0

Costo Anual de Bombeo para

Operación de los 365 días = \$ caa 20% + cab
= \$ 2221559869.0

Diámetro 48"

561.4 H.P. * 4 bombas = 2245.70 H.P.

2245.70 H.P. * .7457 = 1674.60 K.W.H.

Costo del K.W.H. = \$ 100

Costo por hr. Bombeo = \$ 167460

Carga Anual de Bombeo = \$ c hr b * 8760

= \$ 1467004991

Costo Total de Conducción = \$ 4959718448.0

Carga Anual de Amortización para

la conducción al 20 %

anual = \$ ctc * 0.20

= \$ 991943689.0

Costo Anual de Bombeo para

Operación de los 365 días = \$ caa 20% + cab

= \$ 2458948681.0

Con los resultados anteriores, se observa que el diámetro económico resulta ser el de 36", con lo que se concluye el capítulo de bombeo.

Capítulo V. TRAMO A GRAVEDAD.

V.1 Descripción General.-

Se analizaron los gradientes para distintos gastos de operación. Analizando así, las condiciones mas críticas; cuando el acueducto opera a su máxima capacidad y cuando deja de operar.

El gasto máximo que se manejará en el acueducto será de 1000 litros por segundo, con la restricción de no tener tramos suietos a vaciado. Se colocarán dispositivos con orificios y válvulas de cierre lento antes de llegar a cada tanque.

Estas válvulas cerrarán lentamente para evitar fluctuaciones de presión que representen riesgos para la tubería.

Para gastos menores al máximo, se manejarán con la combinación de orificios para provocar pérdidas de carga adicionales necesarias para obligar a que el escurrimiento sea a tubo lleno, evitando las rápidas en la tubería.

Se consideró que los gastos operados diferentes al máximo sean de 250 , 500 y 750 litros por segundo, de acuerdo a la modulación de los equipos en la planta de bombeo. Tomando en cuenta que la capacidad por equipo es de 250 litros por segundo.

Para lograr mantener la tubería llena durante el tiempo de cierre, tiempo en el cual no se recibirá agua del bombeo, se colocarán los tanques intermedios con volumen de reserva para seguir aportando agua a la tubería.

El tramo a gravedad tiene una longitud total de 76 kilómetros y el terreno es muy accidentado, pero suministrará agua a toda la Ciudad de Oaxaca, es decir no será necesario rebombar el agua dentro de la Ciudad.

V.2 Cálculo Hidráulico.-

V.2.1 Determinación del diámetro.-

El empleo de tuberías permite hacer el análisis hidráulico de los conductos trabajando a presión dependiendo fundamentalmente de las características topográficas que se tengan. Como variable importante para comenzar a tener una idea sobre el diámetro a utilizar en la línea a gravedad, se considera la velocidad. Se tendrá un intervalo dentro del cual se puede aceptar la velocidad a presentarse dentro de la tubería. Dicho intervalo quedará definido por:

Velocidad mínima de 0.5 m/sq, para evitar así el asentamiento de partículas arrastradas por el agua dentro de la tubería.

Velocidad máxima permisible, deberá no ser mayor en ningún caso de 5 m/sq, evitando así que se llegara a presentar erosión en el interior.

V.2.2 Operación a flujo estacionario.

V.2.2.1 Generalidades.-

Al trabajar la tubería a presión, el cálculo hidráulico se realizará, aprovechando la energía disponible entre el sitio de captación y el final de la conducción, para únicamente vencer las pérdidas de carga por fricción, debido a que las pérdidas menores se consideran despreciables.

Cabe aclarar que las fórmulas y conceptos utilizados en el capítulo anterior, son válidos para el presente, por tal motivo únicamente se utilizarán sin que sea necesaria una nueva explicación de los mismos.

Empleando la fórmula de Manning:

$$hf = K \cdot L \cdot Q^2$$

$$K = \frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$

En esta fórmula igualando hf con la carga H que es conocida puede obtenerse un diámetro tentativo.

Así también puede utilizarse la fórmula de Darcy-Weisbach para la obtención de las pérdidas y pendiente hidráulica.

Para la determinación del diámetro de la conducción, se recomienda aplicar:

$$L_1 = \frac{H - L_t S_2}{S_2 - S_1}$$

$$L_2 = \frac{H - L_t S_1}{S_2 - S_1}$$

Donde:

L_1 y L_2 = Longitud en metros de los diámetros 1 y 2 buscados.

H = Energía disponible en metros.

(Resulta de restar a la elevación piezométrica del agua a la salida de la captación, la elevación de la descarga a la llegada en el tanque, o elevación piezométrica final .)

L_t = Longitud total de la conducción deducida del perfil topográfico en metros.

S_1 y S_2 = Pendientes de los gradientes hidráulicos, en los tramos L_1 y L_2

Tomando en cuenta que el diámetro más económico, es aquel donde la pendiente del gradiente hidráulico, sigue la topografía, sin enterrarse en el terreno y alejarse demasiado del mismo, se puede establecer:

$$S = \frac{H}{L} \quad \text{y} \quad S = K Q^{0.2} \quad \text{por lo tanto} \quad K = \frac{S}{Q^{0.2}}$$

El valor de K puede corresponder o no a un diámetro comercial, existen tablas que tiene tabulados los valores de K para diversas condiciones de rugosidad y diámetros. Al buscar en ésta el valor calculado y coincidir con uno de la tabla, el diámetro se tendrá como único.

Obtenidos los valores de K , se determinan las pendientes hidráulicas:

$$S_1 = K_1 D^{-2}$$

$$S_2 = K_2 D^{-2}$$

Por último se aplican las ecuaciones L_1 y L_2 , una vez definidos los diámetros deberán checarse las velocidades de acuerdo con los valores mínimos y máximos establecidos.

Para determinar gráficamente los diámetros en las conducciones por gravedad, se realiza, sobre un plano topográfico, en el perfil. Se traza un polígono que represente la pérdida de carga por fricción para diferentes diámetros, esto apoyado en las escalas horizontal y vertical a que esté dibujado el propio perfil.

Utilizando escuadras y trazando paralelas a las pendientes de los gradientes hidráulicos, hasta el perfil, de manera que se adopte aquel o aquellos que se juzgue siguiendo aproximadamente la pendiente topográfica del terreno, llegando así al diámetro óptimo.

V.3 Válvulas y Orificios.-

Existen diversos tipos de válvulas y cada una de ellas con diferentes características, que definen su aplicación satisfactoria.

Dos son los aspectos relacionados con el comportamiento hidráulico de las singularidades. El primero de ellos es el coeficiente de pérdida de carga K, y el segundo el coeficiente de cavitación incipiente.

En una línea de conducción, los orificios pueden realizar funciones diversas. Pueden servir como disipadores de carga y como aforadores de gasto. Como disipadores de carga, debido a que toda variación que modifique la geometría cilíndrica con sección circular y diámetro constante o levemente variable, introduce pérdidas de carga denominadas " Localizadas ".

Para un orificio de diámetro D_o colocado en una tubería de diámetro D , la pérdida se calcula:

$$H_1 - H_2 = K \left(Re, D_o / D \right) \frac{V^2}{2g}$$

Se presenta K en función de D_o / D puesto que para Re altos K no depende de Re .

En las figuras 5.4 y 5.5 puede observarse el escalón sobre la línea de carga piezométrica, producido por las pérdidas de carga " Localizadas " en el orificio.

COMPORTAMIENTO DE DIFERENTES TIPOS DE VALVULAS.

	Esférica	Mariposa	Compuerta	Globo	Disco con varilla
Válvula de retención	M	M	M	M	MB
Alto H	M	M	B	MB	B
Alto Q	MB	MB	MB	MB	MB
Alta presión	MB	M	M	MB	MB
Buen cierre	MB	M	MB	MB	MB
Foco peso	MB	MB	B	M	MB
Foca fuerza para operar	M	M	M	M	MB
Bajo costo	MB	B-MB	MB	B-MB	MB
Bajo H	MB	MB	MB	M	MB
Control de gastos pequeños	MB	MB	M	MB	MB
Apertura rápida	MB	MB	M	B-M	MB
Alivio	M	M	M	M	MB
Válvula de seguridad	M	M	M	M	MB
Lodos	B-MB	M	M	M	M
Estrangulamiento	M	M	M	MB	MB
Libre de vibraciones	B	M	M	MB	M

M = Malo, no recomendable.

B = Bueno, hay mejores opciones.

MB = Muy bueno, recomendable para usar en condiciones normales.

4.3.1 Entrada de aire en la tubería.

En un acueducto puede ocurrir, que en su etapa de llenado, fluya primero aire que está siendo expulsado, y cuando finalice la expulsión de éste, fluirá agua. Esta conexión implica una pérdida de carga concentrada, del tipo de un orificio. El valor de K es casi $k = 1$ por lo tanto puede escribirse:

$$h_1 - h_2 = \frac{V^2}{2g}$$

El llenado se realiza con un determinado gasto Q de agua, por lo que el aire fluirá con el mismo gasto Q , para expulsar el gasto Q por el orificio de área A se requiere la siguiente diferencia de presión antes y después del orificio.

$$Q_{\text{aire}} = C_d A \left(2g \frac{P_1 \text{ aire} - P_2}{\gamma_{\text{aire}}} \right)^{1/2}$$

para el agua será:

$$Q_{\text{agua}} = C_d A \left(2g \frac{P_1 \text{ agua} - P_2}{\gamma_{\text{agua}}} \right)^{1/2}$$

peso específico del aire = 1.2 Kg/m³ .

peso específico del agua = 1000 Kg/m³

$$\frac{Q_{\text{aire}}}{Q_{\text{agua}}} = \left(\frac{\gamma_{\text{agua}}}{\gamma_{\text{aire}}} \right)^{1/2} = 28.87$$

Por lo que al llegar el agua al orificio se produce una brusca caída del gasto de aire a un gasto de agua. Generando un incremento de presión, propagándose aguas arriba.

La expulsión puede generar un golpe de Ariete, en la conexión de la tubería a la atmósfera. Cuando una burbuja de aire contenida dentro de la tubería es expulsada, el agua que sigue sufre un verdadero choque contra el orificio, produciendo un súbito descenso de la velocidad V con que estaba fluyendo el agua, misma con la que fluyó la columna de aire. Este descenso produce un incremento de carga en la conexión del:

$$h = V^2 a / g$$

Un proceso de incorporación de aire con posterior expulsión en algún punto del acueducto, puede dar lugar a golpes de Ariete con origen en dicho punto y cuya magnitud puede ser peligrosa.

5.3.2 Cavitación en orificios y válvulas.-

Las singularidades mencionadas anteriormente pueden implicar cambios en las áreas de las secciones, por donde pase el flujo.

Aplicando la ecuación de continuidad y llamando A_1 y A_2 a las áreas de las secciones de la tubería. (A_2 es el área interior de la singularidad.) Se tiene:

Por lo tanto, si $A_2 < A_1$ implica que en el interior de la singularidad se presentarían velocidades V_2 mayores. Conociendo la presión en " 1 " es posible calcularla en " 2 " admitiendo que la pérdida entre 1 y 2 es cero, además de considerar $z_1 = z_2$.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2$$

$$\frac{P_1 - P_2}{\gamma} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

$$\frac{P_1 - P_2}{\gamma} = \frac{Q^2}{A_1^2 \cdot 2g} \left[\left(\frac{A_1}{A_2} \right)^2 - 1 \right]$$

Si $A_1 / A_2 > 1$ implica que en " 2 " se tienen presiones P_2 menores que P_1 y si A_1 / A_2 es muy grande puede llegar a tenerse presiones P_2 cercanas a la presión de vapor, lo anterior implica la aparición en el seno del flujo de burbujas de vapor, una vez formadas viajan en el flujo, pasarán por lugares con velocidades menores pero mayores presiones.

Ello supone que dichas burbujas implotarán. El fenómeno de cavitación es altamente destructivo.

Existe un parámetro llamado " parámetro de cavitación "

$$\sigma = \frac{P_d - P_v}{\frac{1}{2} \rho V^2}$$

Donde:

P_v = Presión de vapor.

P_d = Presión aguas abajo de la singularidad.

V = Velocidad.

Cuanto menor sea el valor del parámetro de cavitación mayor peligro existirá.

Cavitación incipiente, es usual emplearla para el diseño. debido a que la pérdida de carga en la singularidad, puede hacer notar que para Re altos V^2 es directamente proporcional a la pérdida de carga total en la singularidad.

$$\sigma_f = \frac{P_d - P_v}{\Delta H \delta}$$

En los orificios no presenta un peligro tan significativo, el fenómeno antes descrito. La zona de formación de burbujas, se presenta en el centro de la tubería, alejada $0.5 D$ de las paredes. Conviene prevenir, por lo tanto, no hacer trabajar los orificios en condiciones de cavitación pues pueden dañar elementos colocados aguas abajo del mismo.

V.4 Tuberías Telescópicas.

Cuando se requiere absorber una mayor sobrepresión, aguas abajo de una línea de descarga, puede hacerse uso de tramos de diferente diámetro, colocando tuberías de diámetros más pequeños, donde las presiones son mayores, con un espesor mayor que las tuberías ubicadas aguas arriba y como consecuencia de mayor resistencia, ya que:

$$e = \frac{P \cdot d}{2 \cdot f_s}$$

Donde:

e = Espesor de la tubería (cm).

P = Presión Interna (Kg / cm²).

d = Diámetro de la tubería (m).

f_s = Límite de fluencia del material que compone la tubería (Kg / cm²).

V.5 CALCULOS PARA FLUJO ESTACIONARIO EN EL TRAMO A GRAVEDAD.

Obteniendo las pérdidas para los diferentes tramos utilizando Manning, se realizarán los perfiles correspondientes:

$$h_f = 10.3 \frac{n^2 \cdot L \cdot Q^2}{D^{16/3}}$$

$$h_f = K \cdot L \cdot Q^2$$

$$n = 0.011$$

$$K = \frac{10.3 \cdot n^2}{D^{16/3}}$$

En el primer tramo, es decir del kilómetro 4 + 480 al 39 + 475.

Para $D = 30''$ $K = 0.00533$

$L = 34995$ m.

$hf = (1 \text{ m}^3/\text{sg})^2 (34995 \text{ m}) (0.00533)$

$hf = 186.52$ m

Para $D = 36''$ $K = 0.00202$

$L = 34995$ m.

$hf = 70.69$ m.

Para $D = 42''$ $K = 0.0088$

$L = 34995$ m.

$hf = 30.796$ m.

El segundo tramo consistirá de la Casa Rompedora de Presión 1 con elevación 2077.3, localizada en el kilómetro 39 + 475 a la Casa Rompedora de Presión 2 con elevación de 1943.5 en el kilómetro 43 + 275. Teniendo una diferencia de elevación igual a 133.8 m. y una longitud total de 3800 m.

Utilizando la fórmula de Manning.

$$hf = K L Q^2 \quad n = 0.011$$

$$\text{Para } D = 30'' \quad K = 0.00533$$

$$hf = 0.00533 (3800 \text{ m}) (1 \text{ m}^3/\text{seg})$$

$$hf = 20.254 \text{ m}$$

$$\text{Para } D = 36'' \quad K = 0.00202$$

$$hf = 7.676 \text{ m}$$

$$\text{Para } D = 24'' \quad K = 0.01746$$

$$hf = 66.348 \text{ m}$$

$$\text{Para } D = 20'' \quad K = 0.04630$$

$$hf = 175.9 \text{ m}$$

Con este último diámetro nos pasamos, por lo tanto será una combinación de 2 diámetros.

Se tiene que proponer los diámetros que sus pérdidas logren pasar la cota 2017.3 m. en el kilómetro 42 + 250.

Con los resultados anteriores uno de los diámetros que se puede poner en el tramo es el de 30".

Utilizando una longitud igual a 2775 m. es decir, igual a la distancia del origen al punto de interés antes citado.

$$D = 30'' \quad hf = 14.79 \text{ m.}$$

La pérdida faltante será igual $133.8 - 14.79 = 119 \text{ m}$

La longitud restante 1025 m. con $H = 119 \text{ m.}$ se tendrá que satisfacer con otro diámetro menor.

$$D = 24'' \quad hf = 17.89 \text{ m.}$$

$$D = 20'' \quad hf = 47.45 \text{ m.}$$

$$D = 18'' \quad hf = 83.26 \text{ m.}$$

$$D = 16'' \quad hf = 156.83 \text{ m.}$$

Este último queda descartado debido a ser mayor que la altura H antes calculada. Por lo tanto utilizando el diámetro de 18" y considerando una mayor longitud se obtendrá lo siguiente:

$$\text{Para } L = 1212 \text{ m} \quad hf = 98.45 \text{ m.}$$

Afinando ahora la pérdida real con el diámetro de 30" se tiene:

$$L = 2587 \quad hf = 13.78 \text{ aprox.} = 14 \text{ m.}$$

$hft = 112.4 \text{ m.} < 133.8 \text{ m.}$ pero no se consideran otras pérdidas ni tampoco el diámetro interior.

Para encontrar los diámetros en el tercer tramo se tendrá una longitud total de 5718.54 m. comenzando en el kilómetro $43 + 275$ al $80 + 393.54$.

El desnivel H por igualar a las pérdidas sera:

$$1939.2 - 1741 = 198.2 \text{ m}$$

$$\text{Para } D = 36" \quad h_f = 74.98 \text{ m.}$$

$$\text{Para } D = 30" \quad h_f = 197.84 \text{ m.}$$

Este último valor considerando otro tipo de pérdidas estará pasado, por tal motivo tendrá que combinarse con otro diámetro el cual puede ser $D = 36"$

$$\text{Utilizando } L = L/2 \quad L = 18559.3 \text{ m.}$$

$$D = 36" \quad h_f = 37.5 \text{ m.}$$

$$D = 30" \quad h_f = 98.90 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{136.4 \text{ m.}}}$$

Será necesario aumentar la longitud para el diámetro de $30"$, logrando con esto aumentar las pérdidas.

$$\text{Para } L = 27853.99 \text{ m.}$$

$$D = 30" \quad h_f = 148.5 \text{ aprox. } \underline{\underline{= 149 \text{ m.}}}$$

$$\text{Para } L = 9264.55 \text{ m.}$$

$$D = 36" \quad h_f = 18.7 \text{ } \underline{\underline{= 19 \text{ m.}}}$$

V.6 Fenómenos Transitorios.

V.6.1 Generalidades.-

El tramo del acueducto a gravedad se analizó en tres tramos, colocando una válvula a la llegada de los tanques proponiendo una ley de cierre que no ponga en peligro la tubería por sobrepresiones.

La más crítica operación del acueducto es la de paro de los equipos, por tal motivo se prevé un cierre lento para evitar sobrepresiones y además garantizar que siempre lleve agua el acueducto evitando así las depresiones.

La ley de cierre está dada por una relación de tiempo contra porcentaje de cierre. El porcentaje de cierre se relaciona con la gráfica característica de las constantes de pérdida de la válvula. Es proporcionada por el fabricante.

El problema puede reducirse a mantener el gradiente en una posición segura que garantice el funcionamiento de la tubería a presión.

Se manejan los gastos fijos de 250, 500, 750 y 1000 litros por segundo, con un sistema de placas con un orificio, de diámetro diseñado para que pasen estos gastos. El diseño se llevó a cabo considerando que no deberá tenerse tubería trabajando como canal o con presiones negativas.

Las válvulas que se usarán para este dispositivo servirán para seccionar.

Como puede observarse en la figura 5.5 se aprecia un dispositivo con orificios, se puede ver un arreglo con válvulas de compuerta que dejan el orificio seccionado, para que en dado caso poder reemplazar el orificio si llegara a deteriorarse.

Es conveniente para facilitar la operación, considerar que trabaje siempre un sólo orificio. Según el gasto que se quiera manejar.

El análisis de los transitorios arrojó una sobrepresión muy grande, ya que la curva de maniobras de una válvula de compuerta, varía muy rápido el movimiento del fluido.

Se buscó una ley de cierre con tiempo adecuada, pensando en la situación más crítica a gasto máximo y cerrando una sólo válvula.

Es recomendable, operar la válvula a cierre lento para 1000 litros por segundo haciendo apertura de válvula de 750 o 500 litros por segundo simultáneamente logrando amortiguar el efecto del cierre y bajar la velocidad más adelante.

V.6.2 Tipos de Cierre.

El tiempo de cierre de una válvula es un factor importante. Es decir, si es muy rápido, la sobrepresión que se presentará será mucho mayor, debido a que la válvula quedará completamente cerrada antes de actuar la onda de depresión.

De ahí la clasificación de las maniobras de cierre.

TC = TIEMPO DE CIERRE

Si $TC < \frac{2L}{c}$ Maniobra Rápida.

Si $TC > \frac{2L}{c}$ Maniobra Lenta.

V.o.2.1 Cierre Rápido.

La sobrepresión máxima en el extremo de la línea puede ser calculada por la expresión:

$$n_a = \frac{c + V}{g} \quad ; \quad Q = A \cdot V \quad \text{despejando se obtiene}$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Sustituyendo este valor en la expresión anterior se obtiene:}$$

$$n_a = \frac{c + Q}{g + A}$$

Donde :

n_a = Sobrepresión. m.

c = celeridad m/sq.

Q = Gasto m³/sq.

g = Aceleración de la gravedad m/sq².

A = Área m².

(Ver Fig. 5.1)

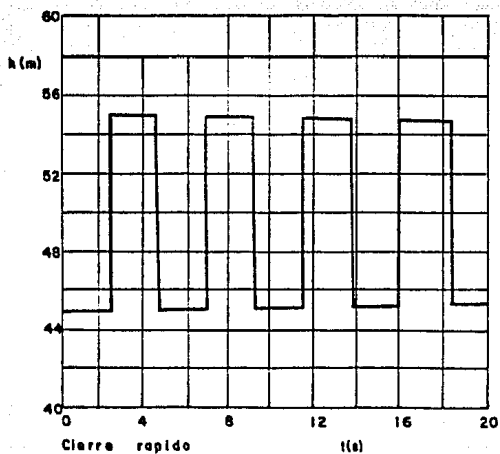


Fig. 5.1

V.6.2.2 Cierre Lento.

En el caso de la manobra lenta en la cual el tiempo de cierre sea mayor que $2L/c$ se puede aplicar la fórmula aproximada de Michaud.

$$h_a = \frac{2 * L * V}{g * t_m}$$

Donde :

h_a = Sobrepresión. m.

L = Longitud de la tubería. m.

V = Velocidad media del agua. m/sq.

g = Aceleración de la gravedad. m/sq2.

t_m = Tiempo de cierre. sq

Se puede aplicar para la determinación del tiempo de cierre a ser adoptado.

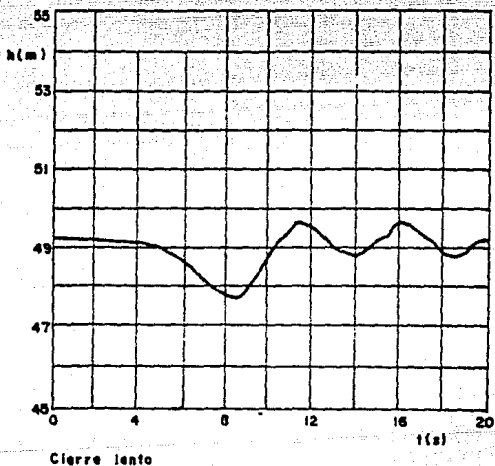


Fig. S.2

V.5.3 Otras fórmulas para calcular el golpe de Ariete.

El fenómeno de golpe de Ariete es muy complejo y su estudio envuelve varias condiciones e innumerables variables.

Para facilitar el análisis se han realizado algunas simplificaciones, llegando a establecerse diversas fórmulas para la obtención de la sobrepresión.

Entre éstas se citan:

MICHAUD. VEISAND

$$h = \frac{2 * L * V}{g * t_m}$$

Donde: t_m = tiempo de manobra

SPARRE

$$h = \frac{2 * L * V}{g * t_m * 2 \left[1 - \frac{LV}{2 * g * t_m * H} \right]}$$

Teoría Inelástica (Johnson)

$$h = \frac{L * V}{2 * g * 2 * H * t_m^2} \left[L * V + (4 * g^2 * H^2 * t_m^2 + L^2 * V^2)^{1/2} \right]$$

Teoría elástica (Allievi)

$$h = \frac{145 \cdot v}{\left(1 + \frac{E_a \cdot d}{E_t \cdot e}\right)^{1/2}}$$

Donde:

E_a = Módulo de elasticidad del agua. Kg/cm²

E_t = Módulo de elasticidad de la tubería. Kg/cm²

d = Diámetro. cm.

e = espesor. cm.

V.o.4 Cálculo de espesores con transitorios.

Tramo I.

Trabajaabilidad del acero. $d = 36"$

$e = 0.2425"$ aproximadamente igual a $0.25" = 1/4"$

$e = 0.64$ cm.

TRAMO	Presión Interna (Kq/cm ²)	Espesores	
		Calc.	Comer. (cm.)
4480 - 10209.6	25	0.79	0.792
10209.6 - 11250.5	29	0.896	0.952
11250.5 - 12605.7	25	0.79	0.792
12605.7 - 12797.7	29.5	0.909	0.952
12797.7 - 15893.8	24	0.744	0.792
15893.8 - 16535.6	37	1.077	1.113
16535.6 - 17341.8	30	0.922	0.952
17341.8 - 17983.7	37	1.077	1.113
17983.7 - 18717.9	24	0.744	0.792
18717.9 - 19029.9	31	0.947	0.952
19029.9 - 21137.14	23	0.744	0.792
21137.1 - 22543.7	30	0.922	0.952
22543.7 - 22861.2	41	1.201	1.270
22861.2 - 23089.2	50	1.430	1.588

TRAMO	Presión Interna	Espesores	
	(kg/cm ²)	Calc.	Comer.
		(cm.)	
23089.2 - 23329.2	40	1.176	1.270
23329.2 - 23642.5	31	0.947	0.952
23642.5 - 26737.6	24.5	0.782	0.792
26737.6 - 27199.04	37.5	1.112	1.113
27199.0 - 28430.70	24	0.765	0.752
28430.7 - 29792.6	37.5	1.112	1.113
29792.6 - 30618.2	43.5	1.264	1.270
30618.2 - 32156.07	38	1.074	1.113
32156.0 - 32492.07	40	1.176	1.270
32492.0 - 33990.89	31	0.947	0.952
33990.8 - 34353.1	37	1.099	1.113
34353.1 - 35035.9	51	1.455	1.588
35035.9 - 35311.99	37.5	1.112	1.113
35311.9 - 35763.43	22	0.718	0.729
35763.4 - 36015.43	29.5	0.909	0.952
36015.4 - 36879.69	21.5	0.706	0.792
36879.6 - 37191.6	31	0.947	0.952
37191.6 - 37452.66	37.5	1.112	1.113
37452.6 - 38560.7	30	0.921	0.952
38560.7 - 39475	22	0.718	0.792

Con los resultados anteriores, los espesores elegidos son los obtenidos por el segundo método, por ser los mayores.

Para el tramo II.

Por trabajabilidad del acero, para $d = 30''$

$$e = 0.005 (30'') + 1/16''$$

$$e = 0.2125''$$

para $d = 18''$

$$e = 0.1525''$$

TRAMO	Presión Interna (Kg/cm ²)	Espesores	
		Calc.	Comer.
		(cm.)	
39475 - 42062.7	25	0.774	0.792
42062.7 - 43275	56	0.871	0.874

Los espesores serán los obtenidos en el segundo método.

Tramo III.

Por Trabajabilidad del acero se obtiene:

$$d = 30''$$

$$e = 0.2125''$$

TRAMO	Presión Interna	Espesores	
	(Kg/cm ²)	Calc.	Comer.
		(cm.)	
43275 - 46164.8	25	0.790	0.792
46164.8 - 48903.6	31	0.947	0.093
48903.6 - 51346.9	37.5	1.112	1.113
51346.9 - 52730.9	39	1.150	1.270
52730.9 - 66296.4	45	1.112	1.113
66296.4 - 71270.6	48	1.176	1.270
71270.6 - 80393.54	60	1.430	1.588

Los espesores son los obtenidos por el último método. (Por presión interna).

V.6.5 Pérdidas Hidráulicas Considerando el Espesor.

TRAMO	DIAM. (m)	Q (m ³ /sg)	L (m)	K	Hf (m)
4480 - 10209.6	.8986	1.0	5729.6	0.002202	12.62
			.75		7.10
			.50		3.15
			.25		0.78
10209.6 - 11250.5	.8969	1.0	1040.89	0.002225	2.31
			.75		1.30
			.50		0.57
			.25		0.14
11250.5 - 12605.7	.8986	1.0	1355.21	0.002202	2.98
			.75		1.67
			.50		0.74
			.25		0.18
12605.7 - 12797.7	.8969	1.0	192	0.002225	0.42
			.75		0.24
			.50		0.10
			.25		0.02
12797.7 - 15893.8	.8986	1.0	3096.12	0.002202	6.82
			.75		3.83
			.50		1.70
			.25		0.42

TRAMO	DIAM. (m)	G (m ³ /sq)	L (m)	K	Hf (m)	
15893.8 - 16535.6	.8921	1.0	602.83	0.002289	1.38	
					.75	0.77
					.50	0.34
					.25	0.08
16535.6 - 17341.8	.8954	1.0	806.11	0.002245	1.80	
					.75	1.01
					.50	0.45
					.25	0.11
17341.8 - 17983.7	.8921	1.0	641.83	0.002289	1.46	
					.75	0.82
					.50	0.36
					.25	0.09
17983.7 - 18717.9	.8986	1.0	734.26	0.002202	1.61	
					.75	0.90
					.50	0.40
					.25	0.10
18717.9 - 19029.9	.8954	1.0	312.0	0.00245	0.70	
					.75	0.39
					.5	0.17
					.25	0.04

TRAMO	DIAM.	Q	L	K	Hf
	(m)	(m ³ /sg)	(m)		(m)
19029.9 - 21137.14	.8986	1.0	2107.1	0.002202	4.64
		.75			2.61
		.50			1.16
		.25			0.29
21137.1 - 22543.7	.8954	1.0	1407.5	0.002245	3.16
		.75			1.77
		.50			0.79
		.25			0.19
22543.7 - 22861.2	.889	1.0	317.5	0.002333	0.74
		.75			0.41
		.50			0.18
		.25			0.04
22861.2 - 23089.2	.8826	1.0	228.0	0.002424	0.55
		.75			0.31
		.50			0.13
		.25			0.03
23089.2 - 23329.2	.889	1.0	240.0	0.002333	0.55
		.75			0.31
		.50			0.13
		.25			0.03

TRAMO	DIAM.	Q	L	K	Hf
	(m)	(m ³ /sg)	(m)		(m)
23329.2 - 23642.5	.8954	1.0	313.38	0.002245	0.70
		.75			0.39
		.50			0.17
		.25			0.04
23642.5 - 26737.6	.8986	1.0	3095.32	0.002202	6.81
		.75			3.83
		.50			1.70
		.25			0.42
26737.6 - 27199.04	.8921	1.0	461.41	0.002289	1.05
		.75			0.59
		.50			0.26
		.25			0.06
27199.0 - 28430.77	.8986	1.0	1231.83	0.002202	2.71
		.75			1.52
		.50			0.67
		.25			0.16
28430.7 - 29792.6	.8921	1.0	1361.83	0.00228	3.11
		.75			1.75
		.50			0.77
		.25			0.19

TRAMO	DIAM.	Q	L	K	Hf
	(m)	(m ³ /sg)	(m)		(m)
29792.5 - 30618.2	.889	1.0	825.6	0.002333	1.92
		.75			1.08
		.50			0.48
		.25			0.12
30618.2 - 32156.07	.8921	1.0	1537.87	0.002289	3.52
		.75			1.98
		.50			0.88
		.25			0.22
32156.0 - 32492.07	.889	1.0	336.0	0.002333	0.78
		.75			0.44
		.50			0.19
		.25			0.04
32492.0 - 33990.89	.8954	1.0	1498.82	0.002245	3.36
		.75			1.89
		.50			0.84
		.25			0.21
33990.8 - 34353.1	.8921	1.0	362.21	0.002289	0.82
		.75			0.46
		.50			0.20
		.25			0.05

TRAMO	DIAM	Q	L	K	Hf
	(m)	(m ³ /seg)	(m)		(m)
34353.1 - 35035.9	.8826	1.0	682.89	0.002424	1.65
		.75			0.93
		.50			0.41
		.25			0.10
35035.9 - 35311.99	.8921	1.0	276.0	0.002289	0.63
		.75			0.35
		.50			0.15
		.25			0.03
35311.9 - 35763.43	.8986	1.0	451.44	0.002202	0.99
		.75			0.55
		.50			0.24
		.25			0.06
35763.4 - 36015.43	.8954	1.0	252.0	0.002245	0.56
		.75			0.31
		.50			0.14
		.25			0.03
36015.4 - 36879.69	.8986	1.0	864.26	0.002202	1.90
		.75			1.07
		.50			0.47
		.25			0.11

TRAMO	DIAM	Q	L	K	Hf
	(m)	(m ³ /seg)	(m)		(m)
36879.6 - 37191.6	.8954	1.0	312.0	0.002245	0.70
			.75		0.39
			.50		0.17
			.25		0.04
37191.6 - 37452.66	.8921	1.0	260.97	0.002289	0.59
			.75		0.33
			.50		0.14
			.25		0.03
37452.6 - 38560.7	.8954	1.0	1108.07	0.00225	2.48
			.75		1.39
			.50		0.62
			.25		0.15
38560.7 - 39475	.8986	1.0	851.27	0.002203	1.87
			.75		1.05
			.50		0.46
			.25		0.11

ht 1000 = 77.96 m.

ht 750 = 43.83 m.

ht 500 = 19.19 m.

ht 250 = 5.19 m.

Para el segundo tramo las pérdidas son:

TRAMO	DIAM	Q	L	S	Hf	
	(m)	(m ³ /sg)	(m)		(m)	
39475 - 42062.7	.7460	1.0	2587.7	0.005944	15.38	
					.75	6.65
					.50	3.84
					.25	0.96
42062.7 - 43275	.4414	1.0	1212.3	0.09762	118.34	
					.75	66.57
					.50	29.58
					.25	7.39

ht 1000 = 133.72 m.

ht 750 = 75.30 m.

ht 500 = 33.43 m.

ht 250 = 8.35 m.

Para el tercer tramo las pérdidas son:

TRAMO	DIAM	Q	L	K	Hf	
	(m)	(m ³ /sg)	(m)		(m)	
43275 - 46164.8	.8986	1.0	2889.93	0.002202	6.36	
					.75	3.58
					.50	1.59
					.25	0.39

TRAMO	DIAM (m)	Q (m ³ /seg)	L (m)	K	Hf (m)
46164.3 - 48903.6	.8954	1.0	2738.8	0.002245	6.14
		.75			3.45
		.50			1.53
		.25			0.38
48903.6 - 51346.9	.8921	1.0	2443.30	0.002289	5.59
		.75			3.14
		.50			1.39
		.25			0.34
51346.9 - 52730.9	.889	1.0	1384.0	0.002332	3.22
		.75			1.81
		.50			0.80
		.25			0.20
52730.9 - 66296.4	.7397	1.0	13565.52	0.00621	84.35
		.75			47.45
		.50			21.08
		.25			5.27
66296.4 - 71270.6	.7366	1.0	4974.21	0.00636	31.63
		.75			17.79
		.50			7.90
		.25			1.97

TRAMO	DIAM (m)	Q (m ³ /s)	L (m)	K	Hf (m)
71270.6 - 80393.54	.7302	1.0	9122.88	0.00666	60.78
		.75			34.18
		.50			15.15
		.25			3.79

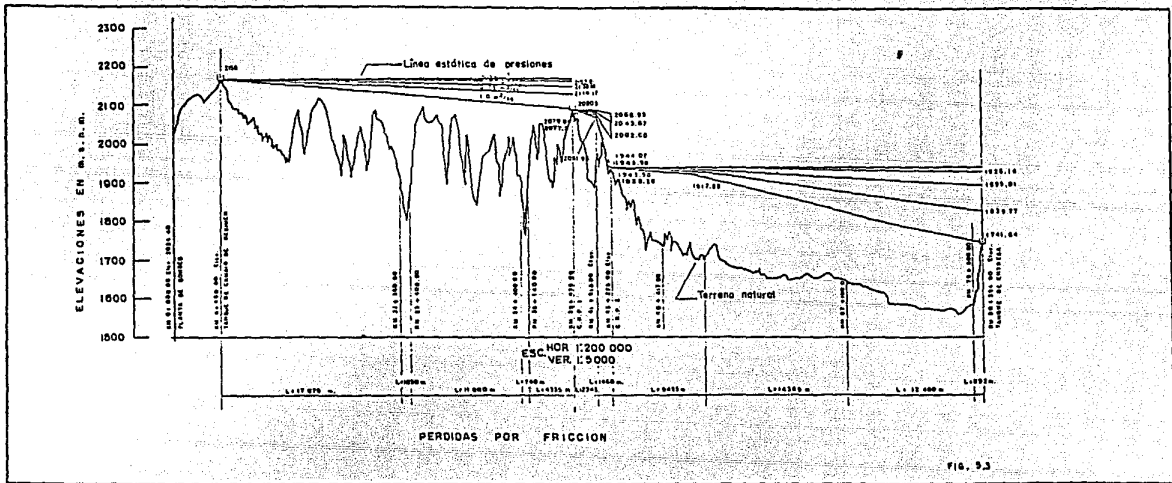
ht 1000 = 197.89 m.

ht 750 = 99.43 m.

ht 500 = 44.19 m.

ht 250 = 11.04 m.

(Ver Figs. 5.3 y 5.4)



LLEGADAS A LOS TANQUES

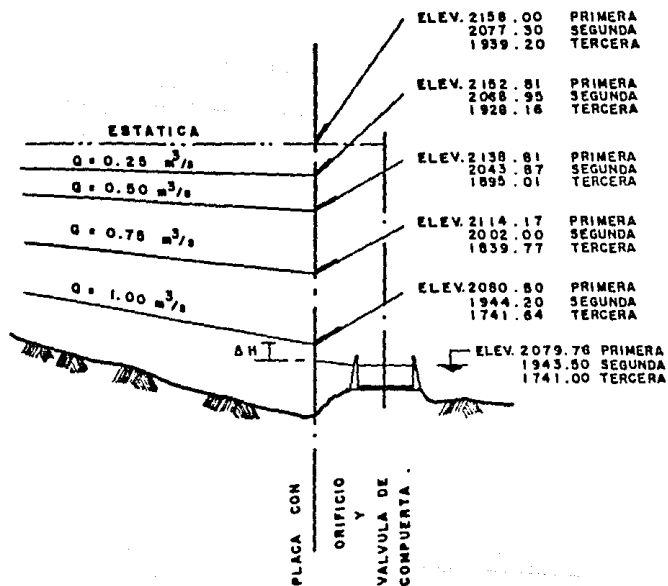
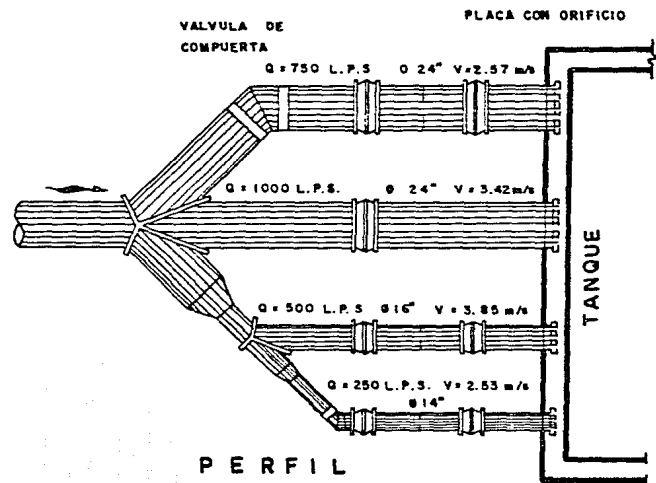


FIG. 5.4

LLEGADA A LOS TANQUES PLANTA



PERFIL

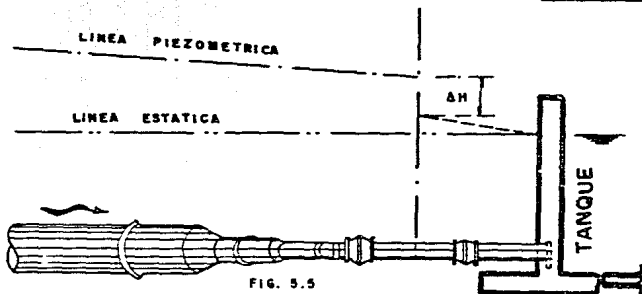


FIG. 5.5

V.6.6 Cálculo de Golpe de Ariete.

Las áreas interiores considerando los espesores son:

Tramo I.

$$a1 = 0.634195 \text{ m}^2.$$

$$a2 = 0.62969 \text{ m}^2.$$

$$a3 = 0.625053 \text{ m}^2.$$

$$a4 = 0.620715 \text{ m}^2.$$

$$a5 = 0.611812 \text{ m}^2.$$

Tramo II.

$$a6 = 0.43732 \text{ m}^2.$$

$$a7 = 0.15302 \text{ m}^2.$$

Tramo III.

$$a8 = 0.634195 \text{ m}^2. = a1$$

$$a9 = 0.629690 \text{ m}^2. = a2$$

$$a10 = 0.62505 \text{ m}^2. = a3$$

$$a11 = 0.62071 \text{ m}^2. = a4$$

$$a12 = 0.42974 \text{ m}^2.$$

$$a13 = 0.42261 \text{ m}^2.$$

$$a14 = 0.41877 \text{ m}^2.$$

Cierre Lento.-

Utilizando la fórmula

$$h_g = \frac{2 L Q}{g t_m A}$$

Considerando dos tiempos de cierre, 80 segundos y 720 para los tres tramos antes mencionados, se obtiene:

Tramo I.

$$T > \frac{2 L}{c} \quad T > 69.99 \text{ sg}$$

t_m = tiempo de maniobra.

$$L = 5729.64 \text{ m.} \quad t_m = 80 \text{ sg} \quad a_1 = 0.6342 \quad h_g = 23.02 \text{ m.}$$

$$t_m = 720 \text{ sg} \quad a_1 \quad h_g = 2.56 \text{ m.}$$

$$L = 1040.89 \text{ m} \quad t_m = 80 \text{ sg} \quad a_2 = 0.6297 \quad h_g = 4.21 \text{ m.}$$

$$t_m = 720 \text{ sg} \quad a_2 \quad h_g = 0.47 \text{ m.}$$

$$L = 1355.21 \text{ m.} \quad t_m = 80 \text{ sg} \quad a_1 \quad h_g = 5.46 \text{ m.}$$

$$t_m = 720 \text{ sg} \quad a_1 \quad h_g = 0.61 \text{ m.}$$

$$L = 192 \text{ m.} \quad t_m = 80 \text{ sg} \quad a_2 \quad h_g = 0.77 \text{ m.}$$

$$t_m = 720 \text{ sg} \quad a_2 \quad h_g = 0.09 \text{ m.}$$

$$L = 3096.12 \text{ m} \quad t_m = 80 \text{ sg} \quad a_1 \quad h_g = 12.44 \text{ m.}$$

$$t_m = 720 \text{ sg} \quad a_1 \quad h_g = 1.38 \text{ m.}$$

L = 604.83 m.	tm = 80 sq	a3 = 0.6251	hg = 2.47 m.
	tm = 720 sq	a3	hg = 0.27 m.
L = 806.11 m.	tm = 80 sq	a2	hg = 3.26 m.
	tm = 720 sq	a2	hg = 0.36 m.
L = 641.83 m.	tm = 80 sq	a3	hg = 2.62 m.
	tm = 720 sq	a3	hg = 0.29 m.
L = 734.26 m.	tm = 80 sq	a1	hg = 2.95 m.
	tm = 720 sq	a1	hg = 0.33 m.
L = 312 m.	tm = 80 sq	a2	hg = 1.26 m.
	tm = 720 sq	a2	hg = 0.14 m.
L = 2107 m.	tm = 80 sq	a1	hg = 8.47 m.
	tm = 720 sq	a1	hg = 0.95 m.
L = 1407 m.	tm = 80 sq	a2	hg = 5.70 m.
	tm = 720 sq	a2	hg = 0.63 m.
L = 317.5 m.	tm = 80 sq	a4 = 0.6207	hg = 1.30 m.
	tm = 720 sq	a4	hg = 0.15 m.
L = 228 m.	tm = 80 sq	a5 = 0.6118	hg = 0.95 m.
	tm = 720 sq	a5	hg = 0.11 m.
L = 240 m.	tm = 80 sq	a4	hg = 0.99 m.
	tm = 720 sq	a4	hg = 0.11 m.

L = 313.38 m.	tm = 80 sq a2	hg = 1.30 m.
	tm = 720 sq a2	hg = 0.14 m.
L = 3095.32 m.	tm = 80 sq a1	hg = 12.45 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 1.38 m.
L = 461.41 m.	tm = 80 sq a3	hg = 1.90 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.21 m.
L = 1231.73 m.	tm = 80 sq a1	hg = 5.00 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 0.55 m.
L = 1361.81 m.	tm = 80 sq a3	hg = 5.55 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.62 m.
L = 825.6 m.	tm = 80 sq a4	hg = 3.40 m.
	tm = 720 sq a4	hg = 0.38 m.
L = 1537.87 m.	tm = 80 sq a3	hg = 6.27 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.70 m.
L = 336 m.	tm = 80 sq a4	hg = 1.38 m.
	tm = 720 sq a4	hg = 0.15 m.
L = 1478 m.	tm = 80 sq a2	hg = 6.10 m.
	tm = 720 sq a2	hg = 0.69 m.
L = 362 m.	tm = 80 sq a3	hg = 1.48 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.17 m.

L = 682.89 m.	tm = 80 sq a1	hg = 2.74 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 0.30 m.
L = 276 m.	tm = 80 sq a3	hg = 1.13 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.13 m.
L = 451.44 m.	tm = 80 sq a1	hg = 1.81 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 0.20 m.
L = 252 m.	tm = 80 sq a2	hg = 1.03 m.
	tm = 720 sq a2	hg = 0.11 m.
L = 864.25 m.	tm = 80 sq a1	hg = 3.50 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 0.40 m.
L = 312 m.	tm = 80 sq a2	hg = 1.30 m.
	tm = 720 sq a2	hg = 0.14 m.
L = 260.97 m.	tm = 80 sq a3	hg = 1.10 m.
	tm = 720 sq a3	hg = 0.12 m.
L = 1108.07 m.	tm = 80 sq a2	hg = 4.50 m.
	tm = 720 sq a2	hg = 0.50 m.
L = 851.06 m.	tm = 80 sq a1	hg = 3.42 m.
	tm = 720 sq a1	hg = 0.40 m.

Tramo II.

$$T = \frac{2L}{c} = 5.17 \text{ } \langle \text{tm} \quad L = 2587.7 \text{ m.}$$

Utilizando $a_6 = 0.43732 \text{ m}^2$ y $tm = 80 \text{ sq}$

$$h_6 = 15.079 \text{ m} \quad L = 2587.7 \text{ m.}$$

Ahora con $tm = 720 \text{ sq}$.

$$h_6 = 1.6755 \text{ m.}$$

Con un área interior de 0.15302 m^2 y $tm = 80 \text{ sq}$

$$T = \frac{2L}{c} = 2.425 \text{ } \langle \text{tm} \quad L = 1212.8 \text{ m}$$

$$h_6 = 20.19 \text{ m} \quad L = 1212.3 \text{ m.}$$

Ahora con un $tm = 720 \text{ sq}$

$$h_6 = 2.24 \text{ m.}$$

Tramo III.

$$T = \frac{2L}{c} = 5.79 \text{ } \langle \text{tm}$$

$$L = 2889 \text{ m} \quad , \quad a_8 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq}$$

$$h_8 = 11.61 \text{ m.}$$

Ahora con $tm = 720 \text{ sq}$.

$$h_8 = 1.239 \text{ m.}$$

$$L = 2738.8 \text{ m.} \quad , \quad a9 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq.}$$

$$hg = 11.08 \text{ m.}$$

$$\text{Ahora con } tm = 720 \text{ sq.}$$

$$hg = 1.232 \text{ m.}$$

$$L = 2443.3 \text{ m.} \quad , \quad a10 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq.}$$

$$hg = 9.96 \text{ m.}$$

$$\text{Ahora con } tm = 720 \text{ sq.}$$

$$hg = 1.107 \text{ m.}$$

$$L = 3840 \text{ m.} \quad , \quad a11 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq.}$$

$$hg = 15.77 \text{ m.}$$

$$\text{Ahora con } tm = 720 \text{ sq.}$$

$$hg = 1.76 \text{ m}$$

$$T = \frac{2L}{c} = 27.13 < tm$$

$$L = 13565.52 \text{ m.} \quad , \quad a12 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq}$$

$$hg = 80.44 \text{ m}$$

$$\text{Ahora } tm = 720 \text{ sq.}$$

$$hg = 8.94 \text{ m.}$$

$$L = 4974.21 \text{ m.} \quad , \quad a13 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq.}$$

$$hg = 29.99 \text{ m.}$$

$$\text{Ahora } tm = 720 \text{ sq.}$$

$$hg = 3.33 \text{ m.}$$

$$L = 9122.88 \text{ m.} \quad , \quad a14 \quad , \quad tm = 80 \text{ sq.}$$

$$hg = 55.53 \text{ m.}$$

Ahora $t_m = 720$ sg.

$h_q = 6.17$ m.

Cierre Rapido.

Utilizando la fórmula:

$$h_q = \frac{c \cdot Q}{g \cdot A}$$

Para tuberías largas se considera
 $c = 1000$ m / sg

Tramo I.

Con a1 $h_q = 160.54$ m.

Con a2 $h_q = 161.88$ m.

Con a3 $h_q = 163.08$ m.

Con a4 $h_q = 164.23$ m.

Con a5 $h_q = 166.61$ m.

Tramo II.

Con a6 $h_q = 233.11$ m.

Con a7 $h_q = 666.17$ m.

Tramo III.

Con a8	hg = 160.54 m.
Con a9	hg = 161.08 m.
Con a10	hg = 163.09 m.
Con a11	hg = 164.23 m.
Con a12	hg = 237.20 m.
Con a13	hg = 241.20 m.
Con a14	hg = 243.42 m.

(Ver Fig. 5.7)

V.7 Dispositivos y Cálculos en las llegadas a los tanques.

Pérdidas por fricción.

	d	A	Q	V	L
"	(m)	(m ²)	(m ³ /sg)	(m/sg)	(m)
24	.610	0.292	1	3.42	10
24	.610	0.292	0.75	2.57	27
16	.406	0.130	0.50	3.85	31
14	.356	0.099	0.25	2.53	36

viscosidad cinemática = 0.01

d	Re	f	$V^2/2g$	hf
(")			(m)	(m)
24	2086200	0.0142	0.5961	0.139
24	1567900	0.0083	0.3366	0.124
16	1563100	0.0298	0.7554	1.720
14	900680	0.0156	0.3262	0.520

Pérdidas por Válvulas.

Considerando válvula abierta $k = 1$

d (")	$V^2/2g$ (m)	hf2 (m)
24	0.5961	0.5961
24	0.3366	0.3366
16	0.7554	0.7554
14	0.3262	0.3262

Pérdidas por orificio.

Utilizando la gráfica de pérdidas en orificios, se obtienen los siguientes resultados: (Ver Fig. 5.0 , Gráfica)

V (m)	V (pie)	$V^2/2g$ (pie)
2.57	8.43	1.11
3.85	12.623	2.48
2.53	8.295	1.07

Primera llegada:

Con .75 m³/sq diferencia piezométrica 34.3 m = 112.46 pies

Con .50 m³/sq diferencia piezométrica 58.92 m = 193.18 pies

Con .25 m³/sq diferencia piezométrica 72.92 m = 239.08 pies

Con la ecuación:

$$H L = K_0 \frac{V^2}{2g}$$

para cada caso se obtiene un K_0 , igualando la pérdida que debe existir a la diferencia piezométrica. Obteniendo:

D		K ₀	D ² /d ²	d	
(pie)	(m)			(pie)	(cm)
2	.610	100.90	6.9	.76	24
1.3	.406	77.60	6.0	.54	17
1.2	.356	222.64	10.0	.367	12

La diferencia piezométrica anterior se le restó además las dos primeras pérdidas.

Tramo II.

Segunda Llegada.

Q	dif. piezom.	h l. anterior	df. real	dif real
(m ³ /seg)	(m)	(m)	(m)	(pie)
1	0.73	0.73	0	0
0.75	58.50	0.46	58.04	190.31
0.50	100.37	2.48	97.90	321.01
0.25	125.45	0.85	124.60	408.60

D	K0	D ² /d ²	d	
(pie) (m)			(pie)	(cm)
2 .610	171.455	8.50	.70	21
1.3 .406	129.40	7.50	.50	15
1.2 .356	381.870	14.90	.30	10

Para el trazo III.

Tercera llegada.

Q	dif. piezom.	h.l. anterior	df. real	dif real
(m ³ /seg)	(m)	(m)	(m)	(pie)
1	0.73	0.73	0	0
0.75	98.77	0.46	98.31	322.40
0.50	154.01	2.48	151.53	496.90
0.25	187.16	0.85	187.31	610.90

D	k0	D ² /d ²	d	
(pie) (m)			(pie)	(cm)
2 .610	290.50	12.00	.60	18
1.3 .406	200.00	9.50	.45	14
1.2 .356	570.90	18.00	.30	9

V.7.1 Dimensionamiento de tanques del sistema

V.7.1.1 Tanque de Cambio de régimen.

Aunque éste tanque no se encuentra en el ramo a gravedad, fué incluido en éste capítulo para colocarlo junto con los demás tanques del sistema.

El tanque de cambio de régimen dará agua 1 hora después del paro de todos los equipos y tendrá un volumen de reserva para dejar llenar la tubería de 12 minutos, tiempo igual el cierre de válvulas.

$$V = (1 \text{ m}^3/\text{sg}) (60 \text{ min}) (60 \text{ sg}) = 3600 \text{ m}^3$$

$$V = (1 \text{ m}^3/\text{sg}) (12 \text{ min}) (60 \text{ sg}) = 720 \text{ m}^3$$

$$V = 680 \text{ m}^3 \text{ por descuidos de operación.}$$

$$V_t = 3600 + 720 + 680 = 5\ 000 \text{ m}^3 .$$

Dimensionamiento.

$$40 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

$$h h = 4 \text{ m.}$$

$$h \text{ min} = 1 \text{ m.}$$

h h = Altura hidráulica.

H min = Altura mínima.

V.7.1.2 Tanques reguladores de presión o rompedores de presión.

Únicamente darán agua al sistema durante el cierre de válvulas, es decir durante 12 minutos.

$$V = (1 \text{ m}^3/\text{sg}) (12 \text{ min}) (60 \text{ sg}) = 720 \text{ m}^3$$

$$V = 280 \text{ m}^3 \text{ descuidos de operación.}$$

$V_t = 1000 \text{ m}^3.$

Dimensionamiento.

18 m x 14 m x 5 m

h h = 4 m

h min = 1 m

V.7.1.3 Tanque de Entrega.

Quando se efectúa la alimentación durante las 24 horas, se tendrá un total que corresponde al 2400 por ciento horario, es decir 100 por ciento durante las 24 horas.

El tanque servirá para equilibrar los suministros con las demandas de agua, de manera que siempre haya suficiente agua a una presión adecuada en todos los puntos.

La cantidad de agua para satisfacer las demandas es variable, dependiendo entre otras cosas del horario de trabajo más común.

Quando la ley de demanda no se conozca puede ser usada la de otra Ciudad con características similares.

Utilizando los datos del Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos (que se ilustra en la siguiente tabla), se escogió el tipo de demanda a la Ciudad de Oaxaca.

LEY DE DEMANDAS HORARIAS. CONSUMO DE AGUA EN POBLACIONES MEXICANAS

Variaciones del consumo horario en porcentaje del consumo.

Horas	Poblaciones pequeñas	Irapuato	Torreón	México
0 - 1	45	50	53	61
1 - 2	45	50	49	62
2 - 3	45	50	44	60
3 - 4	45	50	44	57
4 - 5	45	50	45	57
5 - 6	60	50	56	56
6 - 7	90	120	126	78
7 - 8	135	180	190	128
8 - 9	150	170	171	152
9 - 10	150	160	144	152
10 - 11	150	140	143	141
11 - 12	140	140	127	138
12 - 13	120	130	121	138
13 - 14	140	130	109	138
14 - 15	140	130	105	138
15 - 16	130	140	110	141
16 - 17	130	140	120	114
17 - 18	120	120	129	106
18 - 19	100	90	146	102
19 - 20	100	80	115	91
20 - 21	90	70	75	79
21 - 22	90	60	65	73
22 - 23	80	50	60	71
23 - 24	60	50	53	57

Como la Ciudad de Oaxaca se encuentra en uno de los estados más pobres del País y su Industria no es muy grande, las demandas elegidas fueron para poblaciones pequeñas obteniendo:

CALCULO DE ALMACENAMIENTO DEL TANQUE DE REGULACION.

Horas	G. Bombeo %	Poblaciones pequeñas	Diferencias	Dif. Acumuladas.
0 - 1	100	45	55	55
1 - 2	100	45	55	110
2 - 3	100	45	55	165
3 - 4	100	45	55	220
4 - 5	100	45	55	275
5 - 6	100	60	40	315
6 - 7	100	90	10	325
7 - 8	100	135	-35	290
8 - 9	100	150	-50	240
9 -10	100	150	-50	190
10 -11	100	150	-50	140
11 -12	100	140	-40	100
12 -13	100	120	-20	80
13 -14	100	140	-40	40
14 -15	100	140	-40	0
15 -16	100	130	-30	-30
16 -17	100	130	-30	-60
17 -18	100	120	-20	-80
18 -19	100	100	0	-80
19 -20	100	100	0	-80
20 -21	100	90	10	-70
21 -22	100	90	10	-60
22 -23	100	80	20	-40
23 -24	100	60	40	0

$$Ct = 325 + 80 = 405 \%$$

$$C = 4.05 * 3600/1000 \text{ Qt}$$

$$C = 14.58 \text{ Qt}$$

$$C = 14.58 \text{ B} * 1000 \text{ m}^3/\text{sq} = 14580 \text{ m}^3 \text{ approx. } 15000 \text{ m}^3.$$

Dimensionando.

$$70 \text{ m} \times 54 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

$$n h = 4 \text{ m.}$$

$$h \text{ min} = 1 \text{ m.}$$

Conclusión.

Como es bien sabido, en los trabajos ingenieriles es necesario estar del lado de la seguridad, además de considerar el costo de la obra. Por tal motivo los acueductos no son la excepción.

Debido a la indicación de que al acuífero del Valle de Moctimixtlán se le pueden extraer sin inducir efectos nocivos del orden de 1 a 1.5 m³/sq. Presentando además, condiciones estructurales adecuadas, alta transmisividad y el contenido de fierro natural del agua ligeramente fuera de norma. Se eligió como alternativa optima.

Utilizando Darcy y Manning en los cálculos de pérdidas. Los resultados se pueden observar en las tablas resúmenes para 1 m³/sq y 0.25 m³/sq.

Para gastos de 1 m³/sq la fórmula que dio mayores pérdidas para los 3 diámetros menores fue la de Manning no así para el mayor, que resultó ser por Darcy.

Para gastos de 0.25 m³/sq la fórmula de Manning volvió a dar las mayores pérdidas pero ahora para los 2 diámetros menores. Sin embargo en los otros 2 se obtuvieron las mayores pérdidas

por Darcy. Cabe aclarar que las variaciones no son muy grandes.

Los cálculos para golpe de Ariete se obtuvieron por medio de la fórmula de Allievi, que si bien es cierto no es la más exacta permite dar una idea del orden de las sobrepresiones, además de ser en la práctica la más usada por su sencillez y facilidad de aplicación.

El diámetro económico de la conducción fué de 36", después de haber analizado tanto los costos de Tubería e Instalación como el de operación durante un año.

Como resultado y como se vió en el estudio, es necesario considerar los fenómenos transitorios, para con ellos poder estimar el tipo de tubería a utilizar, además de indicar la localización de la línea de sobrepresiones, que como se vió en el trabajo debe permanecer por debajo de la línea de resistencia de la tubería a lo largo de todo el acueducto. Evitando así el colapso del acueducto por sobrepresión.

Otro aspecto importante, pero que en el estudio quedó a nivel de teoría, fué el comportamiento de las depresiones por entrada de aire. Aquí únicamente se explicó el fenómeno sin realizar en ningún momento algún cálculo.

El resultado de los dispositivos contra golpe de Ariete, para solucionar el problema de depresiones en el tramo a bombeo, es colocar un tanque unidireccional intermedio, que con el

volumen de agua que contenga, no permita la aparición de presiones negativas, además de disminuir las sobrepresiones.

Un tanque de oscilación tendría su coronamiento a nivel de la piezométrica, por tal motivo sería de tamaño mayor, elevando su costo.

Aunque el acueducto fue proyectado para 15 años, es necesario considerar o por lo menos empezar a considerar 5 años antes de la terminación de la vida útil del proyecto, otras alternativas de abastecimiento para así poder afirmar que para el año 2000 se seguirá sin Deficits.

Lo anterior es debido a que considerando el gasto máximo diario existirá un deficit de 240 l.p.s para el año 2000. En cambio para los años 1995 o 1996 se mantendrá el equilibrio entre la demanda y la aportación.

A F E N D I C E .



TUBACERO, S.A.

fabrica en México tubos bajo las normas más estrictas de calidad como son: N.O.M., A.S.T.M., A.P.I. y A.W.W.A.; para ser usadas en la conducción de agua, gas y petróleo.

Fabrica, además, postes para conducción de energía eléctrica y alumbrado. Tubos roscados con cople y protector, para ademe de pozos y columna de bomba. Tubos ranurados y perfiles especiales para fines estructurales.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Diámetro		Espesor de Pared		Peso		Diámetro Interior		Presiones de prueba						Standard test Pressure							
Diameter		Wall Thickness		Weight		Inside Diameter		Kg./cm.² mínimo						Lbs./pulg.² minimum							
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	Kg./m.Lbs/Pie	mm.	Pulg.	Grade B	X 42	X 48	X 52	X 56	X 60	X 65	Grade B	X 42	X 48	X 52	X 56	X 60	X 65	
14 1/4	5.5 S	4.37	0.172	17.55	11.85	159.4	6.781	77	115	126	143	157	165	175	1090	1640	1740	2030	2180	2140	2530
		4.78	0.188	19.24	12.92	158.7	6.749	84	126	138	155	167	179	175	1190	1770	1940	2210	2300	2520	2770
		5.16	0.203	20.72	13.97	158.0	6.714	91	136	148	166	181	194	210	1240	1840	2110	2290	2570	2760	2990
		5.56	0.219	22.21	14.98	157.2	6.687	98	146	160	181	195	209	211	1260	2000	2260	2560	2780	2980	3000
		6.35	0.250	25.25	17.02	155.8	6.625	111	167	183	207	211	211	211	1520	2380	2600	2940	3000	3000	3000
		7.11	0.280	28.28	18.97	154.1	6.565	123	187	205	211	211	211	211	1720	2740	2920	3000	3000	3000	3000
		7.92	0.312	31.24	21.04	152.5	6.501	139	209	211	211	211	211	211	1920	2970	3000	3000	3000	3000	3000
		8.74	0.344	34.36	23.08	150.8	6.437	152	211	211	211	211	211	211	2180	3000	3000	3000	3000	3000	3000
		9.52	0.375	37.28	25.03	149.3	6.375	167	211	211	211	211	211	211	2340	3000	3000	3000	3000	3000	3000
		21 1/2	8.5 S	4.78	0.188	25.22	16.94	209.5	8.343	85	96	105	120	129	138	150	970	1370	1500	1700	1830
5.18	0.203			27.20	18.78	208.8	8.319	70	104	114	129	141	149	161	950	1480	1620	1810	2000	2120	22
5.58	0.219			29.28	19.66	208.0	8.297	75	112	123	139	150	161	174	1010	1660	1790	1940	2130	2230	24
6.35	0.250			33.31	22.26	206.4	8.225	96	129	141	159	171	183	199	1270	1830	2050	2260	2410	2610	28
7.04	0.277			36.18	24.70	205.0	8.171	95	142	156	176	190	203	211	1350	2020	2270	2510	2700	2810	30
7.92	0.312			41.26	27.70	203.3	8.101	107	160	178	196	211	211	211	1520	2290	2540	2820	3000	3000	30
8.74	0.344			43.31	30.42	201.6	8.037	118	185	184	205	211	211	211	1670	2520	2780	2910	3000	3000	
9.52	0.375			49.21	33.04	200.1	7.975	129	176	193	211	211	211	211	1830	2740	3000	3000	3000	3000	

*NO ES ESPECIFICACION DE LA API.
NO API STANDARD



TUBERIA DE ACERO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Diámetro		Espesor de Pared		Peso		Diámetro Interno		Presiones de prueba					Standard test Pressure										
Diameter		Wall Thickness		Weight		Inside Diameter		Kg./cm ² mínimo					Lbs./pulg ² minimum										
mm.	Pulg.	mm.	Pulg.	Kg./m.	Lbs./ft.	mm.	Pulg.	Grade B	X 42	X 46	X 52	X 56	X 60	X 65	Grade B	X 42	X 46	X 52	X 56	X 60	X 65		
272.9	10 3/4	0.78	0.100	31.39	21.21	263.4	10.374	51	88	96	109	117	125	136	730	1260	1370	1550	1640	1700	1831		
		5.16	0.203	34.06	22.87	262.7	10.344	56*	95	104	117	127	136	147	790*	1330	1460	1670	1760	1820	1950		
		5.56	0.218	36.98	24.63	261.9	10.312	60	102	112	121	132	146	156	860	1450	1590	1800	1900	1960	2060	2200	
		6.35	0.250	41.77	28.54	260.3	10.250	68	117	128	143	155	167	181	940	1650	1820	2020	2120	2170	2310	2470	
		7.09	0.279	46.47	31.70	258.8	10.192	77	130	143	157	171	184	201	1020	1800	2000	2200	2300	2350	2500	2680	
		7.80	0.307	51.00	34.74	257.4	10.134	86	143	157	171	184	201	219	1100	2000	2200	2400	2500	2550	2700	2900	3080
		8.74	0.344	56.94	38.73	255.5	10.076	94	161	176	191	211	211	211	1240	2200	2400	2600	2700	2750	2900	3100	3280
		9.27	0.367	60.93	41.46	254.5	10.019	103	181	197	213	211	211	211	1400	2400	2600	2800	2900	2950	3100	3300	3480
		10.13	0.400	67.85	46.24	250.7	9.878	120	205	211	211	211	211	211	1710	2700	3000	3200	3300	3350	3500	3680	3860
		323.9	12.3/4	0.188	0.025	37.57	25.22	314.2	12.374	46	74	81	91	98	105	115	620	1050	1150	1300	1400	1500	1630
5.16	0.203			40.51	27.70	313.5	12.344	49*	80	88	95	107	114	124	670*	1140	1250	1410	1510	1620	1760		
5.56	0.218			43.66	29.21	312.7	12.312	51	86	94	101	115	123	134	720	1230	1350	1520	1620	1730	1880		
6.35	0.250			49.72	33.28	311.1	12.250	58	98	108	122	131	144	153	820	1400	1530	1720	1820	1930	2100		
7.14	0.281			55.74	37.42	309.6	12.196	65	110	121	137	148	158	174	930	1570	1720	1920	2020	2130	2300		
7.80	0.312			61.74	41.45	308.0	12.142	72	123	134	152	164	174	190	1030	1710	1910	2120	2230	2350	2500		
8.38	0.338			65.90	43.77	307.0	12.085	77	130	142	161	173	183	201	1090	1850	2070	2290	2410	2540	2680		
8.74	0.344			67.69	45.58	306.3	12.029	78	138	148	168	181	193	211	1170	1930	2160	2380	2510	2750	2900		
9.27	0.375			73.82	49.54	304.8	11.971	81*	148	167	183	211	211	211	1340	2170	2300	2500	2620	2800	3000	3090	
10.21	0.406			79.72	53.57	303.2	11.914	87	162	175	190	211	211	211	1540	2370	2610	2810	2930	3080	3200	3300	
11.13	0.428	85.78	57.69	301.5	11.857	101	172	189	211	211	211	211	1840	2420	2690	3000	3000	3100	3200	3300			
355.6	14	0.188	0.025	41.30	27.73	346.0	14.374	76	87	74	84	90	96	104	560	960	1050	1190	1280	1370	1480		
		5.23	0.210	42.07	28.43	344.8	14.346	78*	75	82	92	101	108	117	610*	1070	1170	1330	1420	1530	1660		
		5.56	0.218	46.01	32.23	344.3	14.312	80*	78	86	97	105	112	122	670*	1120	1220	1390	1480	1600	1730		
		6.35	0.250	54.66	38.71	342.9	14.254	83	90	98	111	120	128	138	750	1260	1400	1590	1680	1800	1940		
		7.14	0.281	61.32	41.17	341.2	14.203	89	101	110	124	134	144	154	840	1430	1570	1770	1860	2000	2150		
		7.80	0.312	67.94	45.61	339.8	14.152	96	112	122	138	148	158	172	940	1590	1740	1940	2120	2270	2430		
		8.74	0.344	74.73	50.17	338.1	14.101	103	123	133	152	162	174	190	1030	1750	1920	2120	2340	2510	2700		
		9.27	0.375	81.25	54.57	336.6	14.050	109	134	145	167	179	193	208	1190	1910	2090	2320	2530	2750	2960		
		10.21	0.406	87.79	58.94	335.0	14.000	116*	146	160	184	203	211	211	1390*	2070	2270	2520	2710	2940	3000		
		11.13	0.438	94.49	62.44	333.3	13.951	122	157	172	195	209	211	211	1610	2120	2340	2570	2660	3000	3000		
11.91	0.463	100.96	67.78	331.8*	13.902	139*	168	184	208	211	211	211	1870*	2390	2620	2960	3000	3000	3000				
406.4	16	0.188	0.025	47.26	31.75	398.8	16.374	34	59	65	73	78	84	87	490	840	920	1040	1120	1200	1300		
		5.16	0.203	51.87	34.25	398.1	16.344	37	64	70	78	85	91	96	530	910	990	1130	1210	1300	1400		
		5.56	0.218	54.98	36.81	397.5	16.312	40	63	75	85	91	98	108	570	980	1070	1210	1300	1400	1510		
		6.35	0.250	62.62	42.05	393.7	16.250	46	70	86	97	105	112	122	630	1120	1220	1390	1480	1600	1730		
		7.14	0.281	70.26	47.17	392.1	16.192	52	88	96	105	117	126	136	740	1250	1370	1550	1650	1780	1940		
		7.80	0.312	77.86	52.27	390.6	16.142	58	98	107	121	131	144	151	820	1320	1450	1620	1720	1860	1990		
		8.74	0.344	85.68	57.52	389.9	16.091	63	105	118	134	144	154	167	900	1540	1680	1900	2010	2180	2300		
		9.27	0.375	93.21	62.59	389.2	16.040	68	117	133	146	157	168	182	990	1670	1820	2040	2160	2350	2470		
		10.21	0.406	101.84	67.62	388.5	16.000	75	127	143	157	170	182	191	1070*	1810	1970	2200	2320	2500	2600		
		11.13	0.438	103.44	72.80	388.1	15.951	81	137	152	170	183	199	211	1150	1950	2140	2380	2480	2680	2780		
11.91	0.463	112.63	77.70	387.5	15.902	87*	147	161	182	195	210	211	1310*	2090	2290	2590	2700	2900	3000				
12.70	0.500	123.29	82.77	387.0	15.850	92	157	172	194	209	211	211	1510	2330	2440	2760	2850	3000	3000				

Q ES ESPECIFICACION DE LA API
NO API STANDARD.

Tubacero, S.A.
Gauss No. 9
P.O. Box 5, D.F.

TUBERIA DE ACERO



ESPECIFICACIONES TECNICAS

Diámetro		Espesor de Pared		Peso		Diámetro Interior		Presiones de prueba						Standard test Pressure								
Diameter		Wall thickness		Weight		Inside Diameter		Kil / cm. ² mínimo.						Lbs / pulg. ² minimum.								
mm.	Inch.	mm.	Inch.	Kg./m.	Lbs./Ft.	mm.	Inch.	1000	K 42	K 46	K 52	K 56	K 60	K 65	1000	K 42	K 46	K 52	K 56	K 60	K 65	
437.2	18	6.35	0.250	70.59	47.29	446.5	17.500	41	70	77	86	93	100	108	500	990	1090	1230	1320	1420	1530	
		7.14	0.281	79.21	53.18	442.8	17.438	48	78	86	97	105	112	122	560	1110	1220	1351	1400	1500	1700	
		7.92	0.312	87.79	58.94	441.4	17.376	51	87	96	108	116	124	135	138	1240	1360	1530	1650	1770	1920	
		8.74	0.344	96.62	64.87	439.7	17.312	54	96	105	119	126	137	148	150	1350	1480	1650	1800	1950	2110	
		9.52	0.375	105.14	70.59	438.2	17.251	57	105	115	129	139	149	162	160	1450	1600	1780	1950	2100	2300	
		10.31	0.406	113.63	76.29	436.6	17.184	60	113	124	140	151	162	175	174	1610	1780	1980	2150	2300	2600	
		11.13	0.438	122.26	82.15	434.9	17.124	72	122	134	151	163	174	189	182	1740	1980	2180	2350	2480	2900	
11.91	0.469	130.79	87.81	433.8	17.062	77	131	143	162	174	187	201	194	1850	2040	2300	2460	2630	2820			
12.70	0.500	139.19	93.45	431.8	17.000	82	139	153	173	186	199	211	211	1170	1960	2170	2460	2640	2830	3000		
508.0	20	6.35	0.250	78.54	52.73	493.3	18.500	37	66	73	82	89	95	103	570	940	1040	1170	1260	1350	1450	
		7.14	0.281	88.15	58.16	491.7	18.438	41	75	82	93	100	107	115	590	1000	1100	1220	1310	1400	1500	
		7.92	0.312	97.71	63.60	489.2	18.376	46	83	91	103	110	118	129	640	1100	1200	1320	1410	1500	1600	
		8.74	0.344	107.56	72.21	490.5	18.312	51	91	100	113	122	131	141	120	1200	1300	1420	1510	1600	1700	
		9.52	0.375	117.07	78.60	490.0	18.251	56	100	109	124	133	142	154	70	1420	1550	1760	1890	2000	2100	
		10.31	0.406	126.55	84.96	487.4	18.184	60	108	118	134	144	154	167	85	1530	1680	1900	2050	2190	2381	
		11.13	0.438	136.30	91.51	485.7	18.124	65	117	127	144	155	167	180	90	1640	1810	2050	2210	2370	2560	
11.91	0.469	145.72	97.83	484.2	18.062	70	124	136	154	166	178	193	95	1770	1940	2190	2360	2530	2740			
12.70	0.500	155.10	104.13	482.6	18.000	74	133	146	165	177	190	203	183	1890	1990	2070	2340	2570	2700	2950		
609.6	24	7.14	0.281	106.07	71.18	595.5	23.438	54	62	68	79	83	89	96	490	830	910	1100	1180	1260	1370	
		7.92	0.312	117.57	78.93	593.8	23.376	59	69	76	86	92	98	107	550	980	1060	1250	1310	1400	1520	
		8.74	0.344	129.45	86.81	591.2	23.312	62	76	84	94	101	109	118	610	1090	1170	1340	1440	1550	1680	
		9.52	0.375	140.94	94.82	590.6	23.250	66	83	91	103	111	119	129	670	1180	1260	1450	1560	1680	1820	
		10.31	0.406	152.23	102.81	589.0	23.188	70	90	98	111	120	129	140	710	1280	1360	1560	1680	1800	2000	
		11.13	0.438	164.17	110.23	587.3	23.124	74	97	106	120	129	138	150	770	1380	1510	1710	1810	1920	2140	
		11.91	0.469	175.53	117.23	585.8	23.062	78	104	114	129	138	146	161	820	1490	1620	1830	1910	2110	2290	
12.70	0.500	186.92	125.49	584.2	23.000	82	111	121	137	146	153	168	890	1590	1720	1950	2100	2250	2490			
14.27	0.562	209.54	142.68	581.1	22.876	90	124	136	154	164	173	188	950	1770	1940	2190	2300	2500	2790			
15.86	0.625	232.41	158.03	577.8	22.750	97	138	152	162	182	182	182	1020	1970	2160	2300	2500	2800	3000			
762.0	(30)	7.92	0.312	147.26	98.93	746.2	29.376	51	56	60	68	74	78	86	440	790	860	970	1050	1120	1220	
		8.74	0.344	162.26	108.93	745.5	29.312	54	61	67	75	82	87	94	490	870	950	1070	1160	1240	1340	
		9.52	0.375	176.73	118.65	743.0	29.250	57	66	73	82	89	95	103	520	940	1040	1170	1260	1350	1450	
		10.31	0.406	191.13	128.32	741.4	29.188	60	72	78	89	96	103	111	120	610	1020	1120	1270	1360	1460	1560
		11.13	0.438	205.98	138.29	739.7	29.124	63	77	85	96	103	111	120	610	1100	1200	1360	1460	1560	1680	
		11.91	0.469	220.33	147.92	738.2	29.062	66	83	91	103	111	119	129	650	1180	1280	1460	1560	1680	1800	
		12.70	0.500	234.64	157.53	736.6	29.000	69	89	97	110	118	127	137	700	1270	1380	1550	1650	1780	1910	
		13.47	0.531	253.18	176.68	733.3	28.938	72	95	103	117	126	135	145	750	1370	1490	1680	1780	1910	2050	
		14.27	0.562	272.05	196.08	730.2	28.876	76	102	109	123	133	142	154	790	1470	1590	1790	1890	2020	2180	
		15.86	0.625	300.81	215.28	727.4	28.812	81	110	117	131	141	150	163	840	1570	1700	1910	2010	2150	2320	
		17.48	0.688	339.81	244.28	723.9	28.750	86	119	126	141	151	160	174	890	1670	1800	2010	2110	2260	2440	
		19.05	0.750	384.91	283.28	720.9	28.688	91	128	136	151	161	170	184	940	1770	1900	2110	2210	2370	2560	
20.62	0.812	437.02	283.12	718.0	28.626	96	138	146	162	173	182	203	211	1870	2070	2180	2400	2500	2700			
22.22	0.875	495.40	272.17	714.8	28.562	101	148	157	173	184	193	214	221	1970	2200	2310	2540	2640	2860			

* NO ES ESPECIFICACION DE LA API.
NO API STANDARD

Tubacero, S.A.
Guaya No. 9
Móxico 5, D.F. Tel.: 531-50-32

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Diámetro	Espesor de Pared		Peso		Diámetro Interior		Presiones de prueba						Standard test Pressure							
	Wall Thickness		Weight		Inside Diameter		Kg / cm. ² mínimo.						Lbs. / pulg. ² - minimum.							
	mm.	Pulg.	Kg/ m.	Lbs/Pie	mm.	Pulg.	Grade B	X 42	X 46	X 52	X 56	X 60	X 65	Grade B	X 42	X 46	X 52	X 56	X 60	X 65
100	7.92	0.312	167.20	112.25	647.8	33.376	27	49	53	60	65	70	75	290	890	760	800	920	990	1070
	8.74	0.344	184.18	123.85	646.1	33.217	30*	53	59	67	72	77	83	425*	750	840	850	1020	1090	1180
	9.52	0.375	200.58	134.87	644.6	33.220	32	56	64	72	78	84	91	480	830	810	1030	1110	1190	1290
	10.31	0.406	216.98	145.67	643.0	33.188	35*	63	70	79	84	91	98	505*	900	900	1120	1200	1300	1400
	11.13	0.438	233.85	157.03	641.3	33.174	36	68	75	85	91	98	106	540	1070	1070	1210	1300	1350	1510
	11.91	0.468	250.18	167.95	639.8	33.062	40*	73	80	91	98	105	113	575*	1040	1140	1200	1300	1490	1610
	12.70	0.500	266.46	178.99	638.2	33.009	44	79	86	97	104	112	121	620	1110	1220	1300	1400	1530	1720
	134	0.512	177.13	118.87	688.6	35.378	25	48	51	57	61	66	71	300	860	720	810	870	940	1010
7.92	0.312	121.02	78.6	37.314		28*	51	55	63	67	72	77	79	401*	770	790	870	960	1030	
9.52	0.375	142.68	95.4	35.290		31	56	60	69	74	79	86	440	790	860	900	1050	1120	1200	
10.31	0.406	154.24	99.8	35.188		33*	60	65	75	80	86	93	474*	850	930	1050	1140	1220	1320	
11.13	0.438	167.78	107.2	35.124		36*	65	71	81	86	92	100	510	920	1010	1140	1230	1310	1420	
11.91	0.468	177.97	109.6	35.060		39*	69	76	86	92	99	107	547*	980	1080	1220	1310	1410	1520	
12.70	0.500	199.57	125.0	35.000		41	74	81	91	99	105	114	580	1020	1130	1260	144*	1500	1620	
14.27	0.562	217.70	135.9	34.878		44	83	91	103	110	119	129	660	1160	1290	1460	1570	1690	1830	
15.86	0.625	236.13	148.8	34.750		51	92	101	114	123	132	143	730	1318	1420	1620	1750	1880	2030	
17.48	0.688	258.48	165.4	34.624		56	101	111	126	138	145	157	800	1460	1580	1790	1930	2060	2240	
19.05	0.750	282.23	182.3	34.500		62	111	121	137	148	158	172	880	1580	1720	1950	2100	2250	2440	
20.62	0.812	304.24	199.18	34.378		67	120	132	148	160	172	186	950	1710	1870	2110	2270	2440	2640	
22.22	0.875	328.24	217.0	34.250		72	129	141	160	172	184	200	1020	1840	2010	2280	2450	2620	2840	
150	8.74	0.344	227.95	153.04	1049.3	41.312	24	44	48	54	58	62	67	340	820	670	770	830	890	960
	9.52	0.375	248.31	166.71	1047.8	41.250	27	48	52	59	63	67	72	380	880	740	840	900	960	1040
	10.31	0.406	268.83	180.35	1046.2	41.188	29	51	56	63	68	73	79	410	790	800	860	970	1040	1120
	11.13	0.438	289.59	194.49	1044.5	41.124	31	56	60	69	74	79	86	440	790	840	980	1050	1130	1220
	11.91	0.468	309.86	208.63	1042.9	41.062	33	59	62	74	79	85	92	470	840	890	1010	1100	1200	1290
	12.70	0.500	329.09	222.61	1041.4	41.000	35	63	70	79	86	91	98	500	900	990	1110	1200	1300	1390
	14.27	0.562	370.47	248.72	1039.3	40.938	38	71	79	88	95	102	110	560	1010	1110	1250	1350	1450	1570
	15.86	0.625	411.27	278.18	1037.0	40.876	44	79	86	95	105	113	122	620	1120	1230	1390	1500	1610	1740
	17.48	0.688	452.14	303.55	1034.8	40.814	49	87	96	106	116	124	135	690	1240	1350	1530	1650	1770	1920
	19.05	0.750	492.15	329.41	1032.7	40.752	53	95	104	117	127	136	147	750	1330	1460	1670	1800	1930	2090
	20.62	0.812	532.03	357.18	1030.6	40.690	57	103	112	127	137	147	159	810	1450	1600	1810	1950	2090	2280
22.22	0.875	572.43	384.31	1028.4	40.628	62	111	121	137	148	158	172	880	1580	1720	1950	2100	2250	2440	
175	8.74	0.344	290.78	175.08	1201.7	47.312	21	38	41	47	51	54	59	300	840	590	670	720	770	840
	9.52	0.375	314.11	190.74	1200.2	47.250	23	41	45	51	56	59	64	330	590	650	730	790	840	910
	10.31	0.406	331.40	206.21	1198.6	47.188	25	45	49	56	60	64	70	360	640	700	790	850	910	990
	11.13	0.438	349.62	222.48	1197.1	47.124	27	48	52	60	65	70	75	390	690	760	850	910	990	1070
	11.91	0.468	368.22	238.03	1195.4	47.062	29	52	57	64	69	75	80	410	740	810	910	980	1060	1140
	12.70	0.500	387.81	253.63	1193.8	47.000	31	56	60	68	74	79	86	440	790	860	970	1050	1130	1220
	14.27	0.562	424.11	284.73	1191.7	46.938	34	63	68	77	83	89	96	490	870	970	1100	1180	1260	1370
	15.86	0.625	471.07	310.23	1189.2	46.876	39	69	76	86	92	99	107	540	960	1060	1210	1310	1410	1520
	17.48	0.688	517.61	337.64	1186.2	46.814	42	76	84	94	101	109	118	600	1030	1160	1340	1440	1550	1660
	19.05	0.750	563.73	372.41	1183.1	46.752	46	83	91	102	111	120	129	660	1160	1290	1460	1560	1670	1800
	20.62	0.812	609.53	409.22	1180.0	46.690	50	90	98	110	120	129	139	710	1290	1430	1610	1710	1830	1960
22.22	0.875	655.95	440.36	1176.8	46.628	54	97	106	120	130	139	150	770	1390	1540	1740	1840	1970	2130	

* 7.0 ES ESPECIFICACION DE LA API.
TUG API STANDARD

Tubacero, S.A.

Galva No. 9

México 5, D.F., Tel. 625-60-32

Bibliografía.

Guarda Ferro, Rafael, Sanchez Bribiesca. José Luis
Diseño y Operación Hidráulica de conducciones de agua a
Presión.

México. Instituto de Ingeniería.

Tomo I. II. III. IV. V

Roberson, J. A., Crowe. C. T.

Mecánica de Fluidos. 2da. Edición.

Editorial Interamericana.

México.

Sotelo Avila, G.

Hidráulica General, 2da. Edición.

México.

Streeter L., Victor. Wylie E., Benjamin

Mecánica de Fluidos. 6ta. Edición.

Editorial Mc Graw - Hill.

México.

Collado M., Jaime, Camargo H., Jaime

Conducciones a Presión.

Manual de Comisión Federal de Electricidad.

Impreso en México, 1981.

Díaz Maldonado, Salvador, Sosa Cordero, Rodolfo
Golpe de Ariete.

Manual de Comisión Federal de Electricidad.

Impreso en México. 1982.

V. Giles, Ronald

Mecánica de fluidos e hidráulica, 2da. Edición.

Editorial Mc Graw - Hill

México, 1984.

Velasco Sánchez, Octavio.

Proyectos de plantas de Bombeo.

Plan Nacional De Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural.

Secretaría de Recursos Hidráulicos.

México. D.F.

G. Harvey, Lashley.

El Agua, Métodos Modernos de Uso y Conservación.

Intercontinental Publications, Inc., Stamford, Connecticut.

E.U.A.. 1966.

Fairbanks Morse Pump And Electric Division.

Hydraulic Handbook, Fundamentals Hydraulics and Data useful
in the solution of pump applications problems.

5th. Edition, Kansas City.

Printed in U.S.A.

Acosta Alvarez, Guillermo, Acevedo Netto, J.M.

Manual de Hidráulica.

Editorial Harla. Sexta Edición. 1975

México.

Instructivo para estudio y Proyecto de abastecimiento de
agua Potable.

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodesica.

Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.

México.

Steel, E.W.

Abastecimiento de Agua y Alcanterillado.

Editorial

México.

Fair, Gaver, Okum.

Abastecimiento de aguas y Remoción de aguas residuales
Vol. I

Editorial

México.