

32
2eq



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ACATLAN

INGENIERIA CIVIL

**"ANALISIS HIDRAULICO DE LA OBRA
DE TOMA Y TUBERIA A PRESION DE
LA P.H. AGUAPRIETA, JAL."**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

P R E S E N T A

MIGUEL ANGEL VEGA ROBLES

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F. 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.

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO I "EL PROYECTO AGUA PRIETA"	
1.1 GENERALIDADES	3
1.1.1 ANTECEDENTES	3
1.1.2 LOCALIZACION	5
1.2 ESTUDIOS BASICOS	7
1.2.1 TOPOGRAFIA	7
1.2.2 GEOLOGIA	7
1.2.3 HIDPOLOGIA	6
1.2.4 CALIDAD DEL AGUA	11
1.3 CONDICIONES GENERALES	11
1.3.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO	11
1.3.2 DATOS BASICOS	14
1.3.3 GASTO DE DISEÑO	15
1.3.4 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	19
CAPITULO II "OBRA DE TOMA"	
2.1 FUNCIONES DE LA OBRA DE TOMA	21
2.1.1 ANTECEDENTES	21
2.1.2 DESCRIPCION GENERAL	22
2.2 CONSIDERACIONES GEOMETRICAS E HIDRAULICAS	21
2.2.1 SUMPENCIA	21
2.2.2 ESTRUCTURA DE PEJILLAS	30
2.2.3 ABOCINAMIENTO DE ENTRADA	34
2.2.4 COMPUERTAS	38
2.2.5 DUCTO DE VENTILACION	39
2.2.6 TRANSICION	13
2.3 APREGLLO GENERAL DE LA OBRA DE TOMA	16
CAPITULO III "TUBERIA A PRESION"	
3.1 ANTECEDENTES	47
3.1.1 GENERALIDADES SOBRE TUBERIA A PRESION	47
3.1.2 CLASIFICACION DE TUBERIAS	48
3.1.3 TIPOS DE REVESTIMIENTO	50
3.2 MAPCO DE REFERENCIA	54
3.2.1 NUMERO COMPLEMENTO DE TUBERIAS	54
3.2.2 SELECCION DE DIAMETRO ECONOMICO	55
3.2.3 PRESIONES DE TRABAJO	60
3.2.4 CALCULO DEL ESPESOR MINIMO	64
3.2.5 POZO DE OSCILACION	72

3.3 ARREGLO GENERAL DE LA TUBERIA	76
3.3.1 MONTAJE DE LA TUBERIA	76
3.3.2 TRAZO DE LA TUBERIA	78

CAPITULO IV ANALISIS HIDRAULICO

4.1 ANTECEDENTES	79
4.1.1 ASPECTOS GENERALES	79
4.1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES	82
4.1.3 PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO	85
4.1.4 GRADIENTES HIDRAULICO Y DE ENERGIA	86
4.2 PERDIDAS DE CARGA	87
4.2.1 GENERALIDADES	87
4.2.2 PERDIDAS POR FRICCION	68
4.2.3 PERDIDAS LOCALES O MENORES	92
4.3 FENOMENOS TRANSITORIOS	102
4.3.1 TIEMPO DE INERCIA	102
4.3.2 CELERIDAD DE LA ONDA DE PRESION	103
4.3.3 GOLPE DE ARIETE	104
4.4 ANALISIS HIDRAULICO	112
4.4.1 DEFINICION DEL PROBLEMA	112
4.4.2 CALCULO DE PERDIDAS	114
4.4.3 DETERMINACION DE LA CARGA NETA	118
4.4.4 CALCULO DEL TIEMPO DE INERCIA	120
4.4.5 CALCULO DE CELERIDAD DE ONDA	120
4.4.6 ANALISIS DEL GOLPE DE ARIETE	122

CONCLUSIONES	124
--------------	-----

ANEXOS

ANEXO A	126
ANEXO B	127
ANEXO C	128
ANEXO D	129
ANEXO E	130
ANEXO F	131
ANEXO G	132
ANEXO H	133
ANEXO I	134

REFERENCIAS	135
-------------	-----

BIBLIOGRAFIA	136
--------------	-----

" INTRODUCCION "

INTRODUCCION

En la búsqueda de satisfacer sus necesidades el hombre ha tenido que emplear su capacidad de razonamiento; dando como resultado a lo largo de su historia: la compleja sociedad en la que vive y la creación de nuevas necesidades.

En el caso particular de este proyecto, la necesidad a cubrir; corresponde a la creciente demanda de energía eléctrica de la ciudad de Guadalajara en la República Mexicana, y que no podrá ser cubierta con la capacidad de generación instalada.

El proyecto tiene por nombre Planta Hidroeléctrica Agua Prieta y se compone en terminos generales, por cuatro cuencas de captación con sus correspondientes presas derivadoras, un canal de conducción a un tanque de almacenamiento y de este último sale una tubería a presión a la casa de máquinas.

El trabajo de tesis que se presenta tiene por objetivo analizar hidráulicamente la obra de toma y la conducción a presión y esta dividida en cuatro capítulos:

En el primero se presentan los antecedentes fundamentales para el desarrollo del trabajo. Comenzando con una descripción general del proyecto, su localización, mencionando los elementos que intervienen en su funcionamiento, así como los estudios de topografía, geología e hidrología que se hicieron, y algunas alternativas de diseño para la obra de toma y la tubería.

En el segundo se da una introducción, descripción e importancia de la obra de toma en una planta hidroeléctrica. Se presentan también algunos criterios para el diseño de los elementos que la componen, como son: el abocinamiento de entrada, la estructura de rejillas y la sumergencia a la que debe operar.

En el tercero se da un panorama general sobre lo que es una tubería a presión, su clasificación, el tipo de revestimientos, criterios para la selección del diámetro y espesor de la tubería, las bases para el análisis de presiones de trabajo, consideraciones para un pozo de oscilación, y el arreglo general de la tubería.

En el cuarto se cubre el objetivo de la tesis, comenzando con los aspectos básicos de la hidráulica, como son: las ecuaciones fundamentales. Se evalúan los diferentes tipos de pérdidas, se determina la carga neta y se analizan los fenómenos transitorios que se presentan durante la operación.

CAPITULO I

"EL PROYECTO AGUA PRIETA"

1.1 GENERALIDADES

1.1.1 ANTECEDENTES

El crecimiento demográfico que ha registrado en los últimos años la Cd. de Guadalajara Jal., ha motivado un aumento en la demanda de energía eléctrica, por tal motivo se intensificaron los estudios sobre los proyectos más factibles para satisfacer esta necesidad en las horas pico de mayor demanda.

La C.F.E. ha considerado que el proyecto hidroeléctrico de Agua Prieta, es la alternativa más factible para cubrir esa demanda al menor costo, ya que pretende aprovechar la descarga de aguas negras residuales de la ciudad y un desnivel topográfico de 525 metros entre la ciudad y el río Santiago.

Se trata de una planta de alta caída y su factor de planta variará entre 0.22 y 0.27 que equivale a operar diariamente los equipos en promedio cinco horas. Al ritmo de crecimiento de la ciudad será que aumente este factor como consecuencia lógica del aumento de demanda de energía y en la descarga de aguas negras.

El proyecto está planteado a llevarse a cabo en tres etapas:

La primera está propuesta para ser puesta en servicio en 1988, con una capacidad instalada de 240000 KW de potencia, mediante dos unidades tipo Pelton de 120000 KW cada una, aprovechando un gasto medio de 12.00 M³/s que será regularizado en un vaso de almacenamiento artificial para cambiar el régimen al gasto de diseño que se fijó en 52.6 M³/s para operar la planta a un factor de 0.23.

La generación media anual que se obtendrá en la primera etapa será de 575.2 GWh, incrementándose hasta alcanzar un valor de 810.5 GWh para el año 2000, en que estará operando una tercera unidad, aumentando la capacidad instalada a 360000 KW; un factor de 0.26 terminándose con esto la segunda etapa.

Se estima que para el año 2006 la ciudad de Guadalajara estará descargando un gasto medio de 24 M³/s, por lo que la generación media anual probable que pudiera esperarse para ese año será de 926.1 GWh, con una cuarta unidad, una capacidad instalada de 480000 KW y un factor de planta de 0.22 concluyéndose la tercera etapa.

Las aguas residuales captadas en la primera etapa, serán de las cuencas de Atemajac y San Juan de Dios, para la tercera y cuarta etapa, serán captadas de las cuencas de San Andrés y Osorio. En los cauces principales de estas cuencas habrá captaciones, que permitirán concentrar el volumen de agua necesario para la generación de energía.

De la captación de Osorio, saldrá una conducción que llevará las aguas al vaso formado en la captación del arroyo San Andrés. El vaso de San Andrés se comunicará con la presa Hedionda, que se encuentra aguas arriba de donde se construirá la captación del arroyo San Juan de Dios.

La captación del arroyo San Juan de Dios, se comunicará a través de un canal, con el vaso formado por la presa derivadora, del arroyo Atemajac, de este punto saldrá un canal que se comunicará con un tanque que regulará el volumen necesario para la operación de las turbinas. Ver Fig. 1.1.

1.2 LOCALIZACION

El proyecto se localiza en el estado de Jalisco, al norte del Área metropolitana de la ciudad de Guadalajara, entre los meridianos 103° y 104° de longitud oeste y los paralelos $20^{\circ} 12'$ y $20^{\circ} 48'$ de latitud norte, en los municipios de Zapopan y Guadalajara. (Ver figura 1.2)

El límite entre los municipios de Guadalajara y el de Zapopan es el arroyo Atemajac. En el municipio de Guadalajara estarán ubicadas las obras correspondientes a las captaciones del arroyo San Andrés y la del San Osorio, así como la conducción hasta el río San Juan de Dios, también parte de la captación principal correspondiente a este río, el resto de las obras del proyecto quedarán en el municipio de Zapopan.



Fig. 1.2

1.2 ESTUDIOS BASICOS

1.2.1 TOPOGRAFIA

Se cuenta con levantamientos de detalle en las zonas de captación, conducción principal y tanque de almacenamiento, así como en la zona de la tubería a presión y la zona donde estará instalada la casa de máquinas.

Se han levantado los perfiles de los trazos estudiados de la conducción principal, así como del tramo que inicia en el arroyo Osorio, y termina en el río San Juan de Dios, en este último existe la posibilidad de algunas modificaciones ya que en el levantamiento del perfil topográfico ha mostrado algunas interferencias con algunas construcciones.

1.2.2 GEOLOGIA

Las zonas en que se encuentran las distintas obras correspondientes a este proyecto han sido estudiadas, así como también se ha barrenado la zona a lo largo de la conducción, tubería a presión y casa de máquinas teniendo los perfiles geológicos correspondientes.

La captación así como la conducción quedarán alojadas en basalto de buena calidad, no esperándose derrumbes a lo largo de los túneles aún en una zona donde aparece un lente arcilloso en la zona del arroyo Hondo. El tanque será desplantado en riolita y solamente habrá que tomar en cuenta el coeficiente de permeabilidad en esta roca cuando se aloje en él, el agua.

En la rampa de la tubería a presión que irá superficialmente afloraran rocas del tipo riolita vítrea, riolita fluvial esferulítica, andesita basáltica, brecha basáltica y tobos arenosas. Es esta zona, la más delicada geológicamente ya que a la altura del poblado del Tempizque aflora un paleocanal y en una zona muy amplia aparecen depósitos de talud con profundidades de más de 20 metros.

1.2.3 HIDROLOGIA

Dentro del proyecto, la captación y aprovechamiento de las aguas de lluvia constituye un objetivo secundario y no regirán en el diseño, ya que dadas las características de ellas en la zona (caudal, periodo anual, duración, etc.) solo deberán influir en un aumento en las dimensiones de las obras cuando sean plenamente justificadas. Por otra parte se deberán tomar en cuenta para su manejo en las captaciones y su aprovechamiento en la limpieza de desarenadores, también será muy importante considerarlas en el periodo de construcción para el adecuado diseño de los desvíos.

Se definieron cuencas artificiales, mediante el trazo que se obtiene con base en el sistema de colectores del drenaje urbano, y la topografía urbana. (Ver fig. 1.3).

Se asignaron a las áreas definidas por el uso del suelo las densidades recomendadas. Ver tabla 1.1

POBLACION DE SATURACION EN LAS CUENCAS DE CAPTACION²

	ATEMAJAC	S. J. de D.	OSDRIO	S. ANDRES
AREA DE APORTACION KM2	123.10	73.00	33.10	22.28
ZONA DE CONSERVACION	11.10	6.49	3.45	
POBLACION DENSIDAD MIN.	177000	79200	8010	79200
POBLACION DENSIDAD BAJA	140000	47000		
POBLACION DENSIDAD MEDIA	2638800	1260000	396360	261720
POBLACION DENSIDAD ALTA	1138000	936000	814050	668250
POBLACION TOTAL Hab.	3960000	1220000	2300000	930000
DENSIDAD MEDIA Hab./Ha.	322	352	315	417

TABLA 1.1

las descargas debido a los diferentes usos normales de agua en las distintas estaciones del año, independientemente del incremento por aportación directa de aguas pluviales en los colectores combinados. En la tabla 1.2 se presenta los coeficientes de gasto variación mensual (CVM) determinados en función del gasto medio mensual de aguas negras y su relación con el gasto medio anual.

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
CVM	0.97	0.93	0.87	0.79	0.95	1.04	1.24	1.14	1.10	1.00	0.97	0.95

TABLA 1.2

También es imperativo que la explosión demográfica contribuya al aumento de aguas residuales a futuro, para esto se estudiarán las proyecciones de la población y su respuesta al incremento de aguas residuales como se presenta en la tabla 1.3

HIDROLOGIA URBANA					
AREA DE APORTACION DE AGUAS RESIDUALES	270.35 KM ²				
GASTO MEDIO ANUAL ASIGNADO	11.00 M ³ /S				
VOLUMEN MEDIO ANUAL ASIGNADO	316.896 M ³				
EN LAS CAPTACIONES (AÑOS)	1986	1990	2000	2006	
-OSORIO	0.48	1.05	2.23	3.05	
-SAN ANDRES	1.37	1.88	2.23	2.48	
-SAN JUAN DE DIOS	5.65	6.39	6.39	6.39	
-ATEMAJAC	3.88	5.57	9.42	12.11	
-TOTAL	M ³ /s	11.38	14.89	20.27	24.00

TABLA 1.3

1.2.4 CALIDAD DEL AGUA

Un estudio hecho por el laboratorio de la C.F.E., analizó el tipo de desechos que contiene el agua, con la que operará esta planta y encontró que básicamente son:

- I. - Desechos Domésticos: Incluyen excremento humano ;
aguas de baño.
- II. - Desechos Industriales: Incluyen ácidos, aceites,
grasas, materia animal ; vegetal
descargada por fábricas.
- III. - Otros: Dentro de los cuales ubicamos los desechos
procedentes de hospitales, aguas de suelo,
superficie y atmosférica que entran en
el sistema de desechos.

Los microorganismos, que representan un peligro de manera indirecta a toda persona que tenga contacto con las aguas residuales, es la siguiente:

MICRO ORGANISMOS

Bacterias
- Virus
Algas

1.3 CONDICIONES GENERALES

1.3.1 DESCRIPCION DE LAS OBRAS

PRESAS DERIVADORAS:

Esta estructura tiene como fin, sobre elevar los niveles en

los cauces naturales y extraer en esa forma los gastos correspondientes que serán conducidos para su aprovechamiento; el incremento por aportación de aguas pluviales será derramado, los datos básicos de los vertederos son:

	CAP. DESCARGA M ³ /s	LONG. CRESTA M	ELV. CRESTA	ELV. NAVE
CAP. OSORIO	81.50	35.00	1507.20	1508.20
CAP. SN. ANDRES	54.30	17.00	1504.50	1505.20
CAP. SN. J. DIOS	700.00	43.00	1479.12	1483.00
CAP. ATEMAJAC	460.00	40.00	1479.00	1482.00

TABLA 1.4

DESARENADORES

En virtud de que este tipo de aguas contiene gran cantidad de sólidos sedimentables, se diseñaron estructuras desarenadoras, que permitiera el desalojo de estos, aproximadamente el 12.2% de los sólidos sedimentables que ingresan a las captaciones, se deposita en ellas. Los desarenadores se ubicaron lo más próximo a la obra de toma, la estructura cuenta con una compuerta en su inicio y un canal de descarga que conducen los sedimentos depositados en la captación hasta el cauce natural.

OBRAS DE TOMA

Estas estructuras cuentan con rejillas autolimpiantes en la entrada de las captaciones principales (San Juan de Dios y Atemajac), ya que en los análisis de basura se estima que el máximo volumen extraído en la vida útil de la planta sea de 20 M³/día, dichos volúmenes se presentarán en las primeras avenidas del año. En las captaciones Osorio y San Andrés serán filas y se limpiarán manualmente ya que el volumen de basura que se espera retener es del orden del 15% de los volúmenes de las captaciones principales.

CONDICIONES

La conducción Osorio - San Andrés - Pto San Juan de Dios se diseña aprovechando el desnivel topográfico, procurando garantizar velocidades mínimas superiores a 1.0 M/s y no mayores a 3.0 M/s (tratando de evitar así el depósito de sedimentos y erosión), tiene una sección circular de 2.50 M de diámetro, y el trazo de este túnel sigue el alineamiento de calles para evitar problemas con propiedades particulares. (Ver Fig 1.1).

La conducción principal Atemajac - Tanque Regulador tiene una sección en herradura de 5.0 de alto, su trazo cruza dos cauces naturales, Arroyo Hondo y Arroyo Caballito, para estos se diseñaron dos sifones, que se construirán en dos etapas.

LOS GASTOS DE DISEÑO DE LA CONDUCCION SON:

Q_{max} diseño primera etapa.....33.21 M³/s
Q_{max} diseño segunda etapa.....39.40 M³/s

LAS LONGITUDES DE LOS DIFERENTES TRAMOS:

Obra de Toma..... 33.65 M.
Sifón Arroyo Hondo.....1008.58 M.
Sifón Arroyo Caballito..... 556.25 M.
Túnel 1.....1570.50 M.
Túnel 2..... 198.00 M.
Túnel 3.....1321.00 M.
Zanja..... 744.22 M.

TOTAL.....5435.20 M. ^

^Hasta portal de salida del túnel num. 3.

TANQUE REGULADOR

El tanque regulador se construirá en dos etapas, atendiendo al incremento de aguas residuales. La primera se proyectó para una capacidad útil de 1'107,200 M³ y una capacidad muerta de 163,500 M³ (para azolves), en esta etapa se extrae un gasto de 52.6 M³/s correspondiente a dos unidades en operación. En la segunda etapa se tendrá una capacidad útil de 1'800,000 M³ y una capacidad muerta de 259,100 M³ con un gasto de extracción de 105.2 M³/s, correspondiente a la etapa final (4 unidades funcionando).

1.3.2 DATOS BASICOS

CAPTACIONES

	OSORIO	SAN ANDRES	S. JUAN	ATEMAJAC
TIPO	P R E S A D E R I V A D O R A			
VERTEDOR	C R E S T A L I B R E			
LONG. DE CRESTA	35.00	17.00	43.00	10.00 M.
CAPAC. DESCARGA M3/S	81.50	54.30	700.00	460.00

CONDUCCIONES

	SAN ANDRES-S. JUAN DE D.		ATEMAJAC TANQUE	
SECC. DIAM. INTERIOR	CIRCULAR 2.50 M.		HERRADURA 5.00 M	
REL. MAX. DE LLENADO	75 %		80 %	
LONGITUD EN ZANJA	896.00	M.	741.22	M
LONGITUD EN TUNEL	4725.00	M.	3335.00	M
LONG. TOT. INCL. SIF.	5621.00	M.	5644.05	M

SIFONES

ETAPA	ARROYO HONDO		EL CADAJITO	
	PRIMERA	SEGUNDA	PRIMERA	SEGUNDA
SECC. CIRC. DIAM. INT	3.80	2.00	3.80	2.00 M.
LONG. EN FLANTA	1008.58	1008.58	556.25	556.25 M.
CARGA MAXIMA	47.32	47.32	23.43	23.43 M.

TANQUE DE REGULACION

	PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA
CAPACIDAD UTIL	1'107 000	1'750 000 M3.
CAPACIDAD DE AZOLVES	163 500	260 000 M3.
CAPACIDAD TOTAL	1'389 000	2'182 000 M3.
ELEV. CORONA	1470.00	M. STM
ELEV. NANO	1469.00	M. STM
ELEV. NAMIÑO	1458.00	M. STM
ELEV. PISO	1456.00	M. STM

POTENCIA Y GENERACION

	1' ETAPA 1989	2' ETAPA 2000	3' ETAPA 2006	
POTENCIA INSTALADA	240	360	480	MW
FACTOR DE PLANTA	0.273	0.257	0.22	
GENERACION MED. ANUAL	575.2	810.5	926.1	GWH
TURBINAS UNIDADES	2	3	4	
TIPO	PELTON DE 6 CHIFLONES			
GASTO DE DIS. 'UNIDAD	26.3	M ³ /S		
CARGA NETA DE DISEÑO PROPUESTA	510.0	M.		
POTENCIA NOMINAL	120	MW		
VELC. DE ROTACION	300	R.P.M.		
ELEV. DEL EJE DIST.	746.5	M. SNM		

1.3.3 GASTO DE DISEÑO

Del estudio hidrológico se tiene que el gasto medio máximo mensual: $Q_{mm} = 24.00 \text{ M}^3/\text{s}$ y como un coeficiente que involucra las variaciones tanto horaria como mensual de 1.64.

Este gasto corresponde, al total proyectado para el año 2006 dentro de la grafica de hidrología urbana. Ver Tabla (1.3).

El gasto de diseño para la conducción es:

$$Q_d = 24.00 \dots\dots\dots (1.1)$$

El volumen medio descargado en el tanque al día será igual a:

$$V = 24.00 \text{ M}^3/\text{s} \times 60 \text{ s} \times 60 \text{ min} \times 24 \text{ hr} \quad (1.2)$$

$$V = 2'073 \text{ 600 M}^3$$

El Sistema Interconectado Nacional establece que la demanda base de energía eléctrica en el país, sea satisfecha por las plantas termoeléctricas o hidroeléctricas de gran capacidad, y que las plantas hidroeléctricas como la de Agua Prieta,

satisifagan los picos de la demanda. Ver Fig. (1.4)

De esta manera tomando las necesidades propias de la Cd. de Guadalajara, se resolvió que la P.l. Agua Prieta solo funcionará 5 horas que equivale a un factor de planta de 0.2.

Para determinar el gasto de salida en función del gasto de entrada y tiempo de generación, se tiene:

$$T_g = \frac{Q_e \times 24 \text{ hr}}{Q_s} \dots\dots\dots (1.3)$$

Donde:

Q_e = Gasto medio de entrada

Q_s = Gasto de salida

T_g = Tiempo de generación

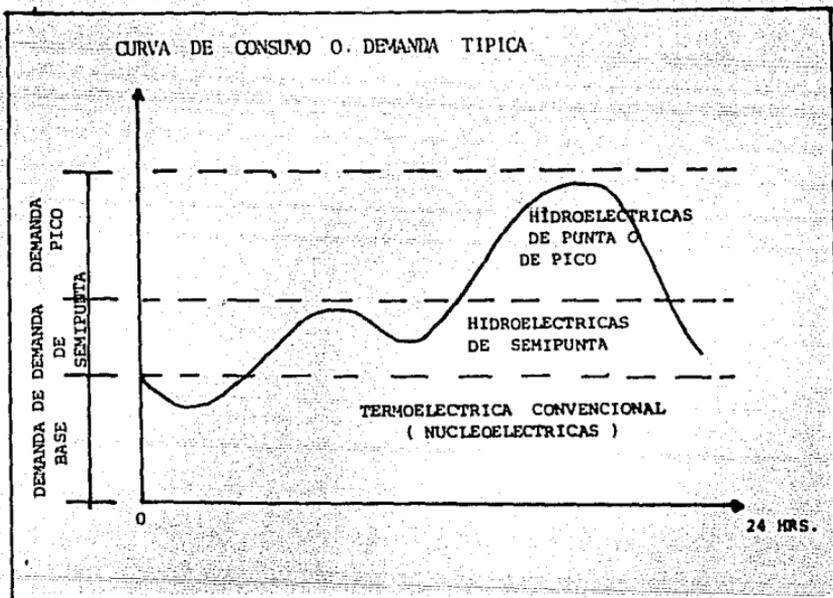


Fig. (1.4)

Despejando Q_s de (1.2) tenemos:

$$Q_s = \frac{Q_p \cdot T_g}{T_p} \dots \dots \dots (1.4)$$

$$Q_s = \frac{24.00 \text{ M}^3/\text{s} \cdot 24 \text{ hr}}{5 \text{ hr}} = 115.20 \text{ M}^3/\text{s}$$

Se espera que para el año 2006 esten operando 4 turbinas, cada turbina tendrá un gasto de:

$$Q_t = \frac{115.20 \text{ M}^3/\text{s}}{4} = 28.80 \text{ M}^3/\text{s}$$

La potencia que se puede obtener bajo estas condiciones se determina por:

$$P_{ku} = 9.81 \cdot Q_t \cdot H_n \cdot e \dots \dots \dots (1.5)$$

Donde:

- P_{ku} = Potencia en kilo-watts
- H_n = Altura Neta
- e = Eficiencia del sistema

$$P_{ku} = 9.81 \cdot 28.80 \cdot 510 \cdot 0.88$$

$$P_{ku} = 126,798.56 \text{ Kw} = 127 \text{ Mw}$$

También existe otra relación por la que se puede obtener esta potencia, mediante la energía anual:

$$E = 9.81 \cdot Q_t \cdot H_n \cdot N_t \cdot N_g \cdot \frac{\eta \cdot t_i}{3600} \dots \dots \dots (1.6)$$

Donde:

Qt = Gasto por turbina
Hn = Altura neta
Nt = Eficiencia de la turbina
Ng = Eficiencia de generacion
Ati = Intervalo de tiempo de operacion

Qt = 28.80 M3/s
Hn = 510 M
Nt :: Ng = 0.88

$$Ati / 3600 = \frac{5hr :: 60 s :: 60 min :: 365 dias}{3600} = 1825 Hr$$

$$E = 9.81 (28.8) (510) (0.88) (1825)$$

$$E = 231'407,384 KJ/hr$$

$$Potencia media = \frac{Energia\ anual}{No.\ hrs\ Año}$$

$$Pm = \frac{231407384}{1825} = 126800 KJ = 127 Hk$$

Las turbinas consideradas son de 120,000 KJ de potencia y tienen una eficiencia de 0.913, provocando el siguiente gasto de diseño por turbinas:

$$Qt = \frac{P}{9.81 :: Hn :: e} \dots\dots\dots(1.7)$$

$$Qt = \frac{120,000}{9.81 :: 510 :: 0.913} = 26.3 M3/s$$

Tomando en cuenta que son cuatro turbinas, obtenemos el gasto de diseño:

$$Q_d = 26.3 \text{ M}^3/\text{s} (4) = 105.2 \text{ M}^3/\text{s}$$

1.4.1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

El estudio de alternativas es una fase esencial para todo proyecto, y la toma de una decisión depende de factores económicos, técnicos, sociales. Al ingeniero corresponde la parte que involucra el aspecto técnico, el análisis de las alternativas planteadas es una responsabilidad de suma importancia para el cumplimiento del objetivo del proyecto.

Esta sección se concreta a ilustrar algunas de las alternativas planteadas para la obra de toma, para la tubería a presión.

1) Obra de Tomas:

Para la obra de toma, existen dos alternativas de mayor probabilidad de ejecución. La primera que ubica a la toma en el centro del tanque, la segunda que la ubica adosada al muro. La balanza se inclina hacia la que se encuentra adosada al muro, debido a que las condiciones geológicas en las que se encuentra el tanque no son las más convenientes para localizarla al centro así como por la longitud de tubería en túnel sería mayor, dato aumenta su costo. La Fig. 1.5 muestra las dos alternativas mencionadas.

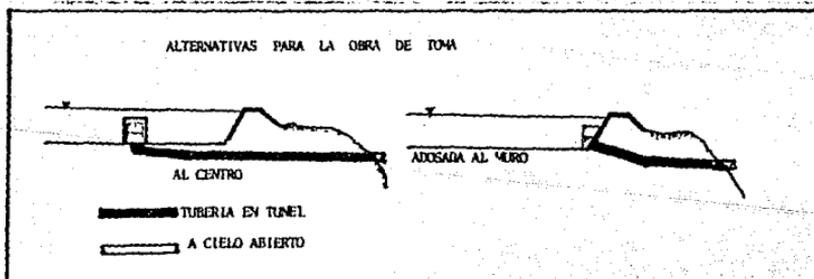


Fig. 1.5

ii) Tubería a Presión:

Para la tubería a presión se manejan un mayor número de alternativas, ya que aunado a la optimización del funcionamiento hidráulico es necesario plantearla en función de las fases de operación del proyecto. La alternativa que se pretende ejecutar es la identificada con el número "III" en la fig. 4.6, debido a que técnicamente ha demostrado ser la más óptima.

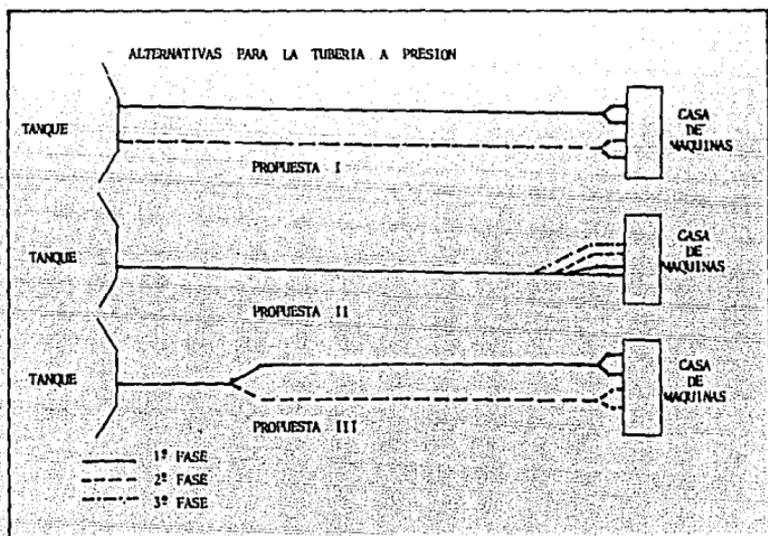


Fig. 1.6

CAPITULO I I

"OBRA DE TOMA"

2.1 FUNCIONES DE LA OBRA DE TOMA

2.1.1 ANTECEDENTES

Las obra de toma para generación sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa o almacenamiento. Su función principal es permitir y controlar la extracción del agua, en la cantidad y momento en que se requiera y conducirla a la planta hidroeléctrica.

Los elementos indispensables de una obra de toma deben diseñarse de tal manera que cumplan los siguientes propósitos:

- a) Regular y conducir el gasto necesario, a fin de satisfacer las demandas de las turbinas.
- b) Asegurar con pequeñas pérdidas de energía, el gasto en la conducción, para un intervalo predeterminado de niveles en el aprovechamiento.

c) Evitar la entrada de basuras, desechos u otros materiales flotantes a la conducción, que puedan dañar las turbinas o los elementos de cierre.

d) Prevenir o al menos reducir, el azolvamiento de la conducción, fundamentalmente cuando esta es a superficie libre.

El establecimiento del nivel de la toma y el de las elevaciones de los controles de las salidas y de los medios de conducción, en relación con los niveles de almacenamiento en el vaso, dependen de muchas circunstancias. Con objeto de obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a un nivel mínimo, abajo del nivel de operación del vaso, para garantizar la eficiencia hidráulica.³

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo su objetivo, su distribución física y estructura, o con respecto su operación hidráulica.

2.1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

La obra de toma de la planta hidroeléctrica Agua Prieta se encuentra adosada al muro del tanque de regulación. La elevación de su plataforma de maniobras es la 1470, y la entrada esta en la 1443 como se puede apreciar en la Fig. 2.1.

El nivel del piso del tanque esta en la elevación 1456, con un radio de 40 M., en torno a la entrada con un talud 3:1 llegamos al nivel del piso 1449.40

Consta de los siguientes elementos:

a) Estructura de rejillas para impedir el paso de basuras de gran tamaño, procurando una velocidad de 1 M/s del agua.

b) Abocinamiento lateral y de la pared superior, para disminuir las pérdidas locales por entrada.

c) Una sola compuerta de operación de 4.00 M. de ancho por 5.00 M. de alto, con un ducto de ventilación de 1.00 M. de diámetro.

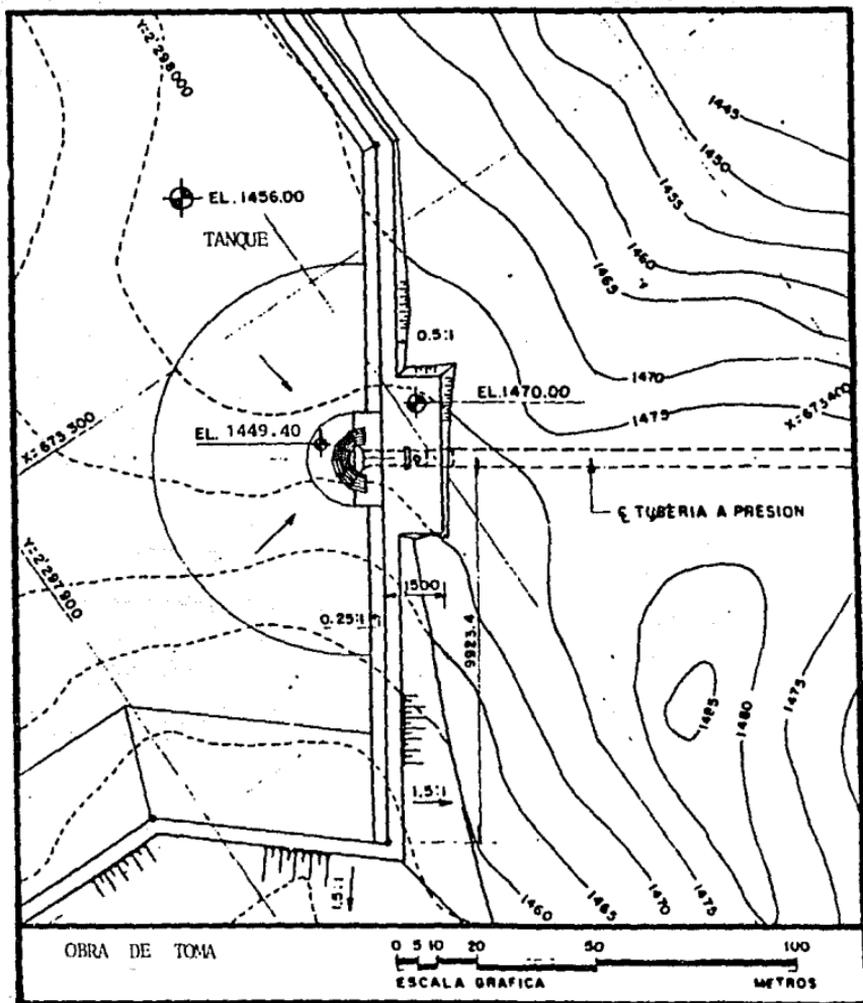


Fig. 2.1

d) Una transición de sección rectangular a sección circular para conectar con la sección de la tubería a presión.

Vale la pena señalar que la obra de toma, no tiene umbral, debido a que se pretende turbinar la mayor cantidad de partículas en suspensión posible, para no tener que desatorar continuamente el tanque. Por último el hecho que exista una sola compuerta, es debido a que existe un control en la captación hidráulica que permite regular el gasto al tanque, esto facilita darle el mantenimiento requerido a la obra de toma de la conducción a presión.

2.2 CONSIDERACIONES GEOMETRICAS E HIDRAULICAS

2.2.1 SUMERGENCIA

La profundidad en la que se debe localizar la obra de toma, debe evitar la creación de vórtices, este es un fenómeno físico que trae graves repercusiones. El hecho de que la obra succione aire trae como consecuencia la inclusión de burbujas en la tubería, provocando graves daños, costosas reparaciones en las turbinas.

Los factores que intervienen en la creación de vórtices son:

- i) La geometría que sigue el flujo en la entrada de la obra.
- ii) La velocidad del flujo en la entrada
- iii) El ancho de la entrada
- iv) La sumergencia

Existen varios criterios para determinar la sumergencia mínima para evitar la presencia de vórtices a la entrada de la obra de toma. Fundamentalmente son tipo empírico; en general se basan en el valor de la carga de velocidad, en la entrada; en las dimensiones de la bocatoma. Los criterios más comúnmente usados son⁴ (ver Fig. 2.2):

- 1.- U.S.B.P.
- 2.- Zopetti
- 3.- Kistolev
- 4.- Empírico I
- 5.- Empírico II
- 6.- Operación C.F.E.
- 7.- Montreal Engineering

1.- U.S.D.R.

El antiguo United States Bureau of Reclamation, presenta tres criterios, todos ellos resultados de estudios experimentales en laboratorios y de algunas experiencias en campos:

1.1.- Semiempirico

Se elige el valor de la sumergencia (H') como el mayor de los siguientes:

$$H' = \frac{v^2 \# 2}{g} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\frac{H'}{D} > 0.5 \dots\dots\dots (2.2)$$

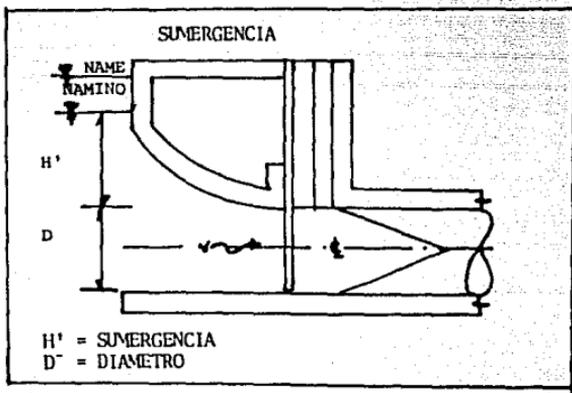


Fig. 2.2

1.2.- Presas Pequeñas

Considera a la bocatoma como la entrada de una alcantarilla y establece que:

$$\frac{H'}{D} = 1.2 \dots\dots\dots (2.3)$$

1.3.- Empírico

De acuerdo con este criterio, el valor de la sumergencia debe ser igual al 30% de la altura contra la superficie libre del agua y el umbral, esto es:

$$H' = 0.30 H \dots\dots\dots (2.4)$$

2.- Zopetti

Considera que la sumergencia es igual a la mitad del valor de la carga de velocidad a la entrada:

$$H' = \frac{v^2}{4g} \dots\dots\dots (2.5)$$

3.- Kisielew

Este autor presenta la fórmula de Parolman aplicable a orificios con eje vertical. Se refiere a una altura crítica (hcr) que es función de la carga de agua sobre la compuerta de cierre del conducto:

$$hcr = \frac{1}{2} D \left(\frac{v}{gD} \right)^{0.55} \dots (2.6)$$

hcr = H' = Sumergencia

v = Q/A*K

D = Diámetro de un círculo con igual área de compuerta

K = Coeficiente de contracción que varía de 0.6 a 0.68

Debe cumplirse:

$$hcr < H$$

siendo H la carga sobre la compuerta.

El valor de hcr puede ser determinado utilizando la grafica de la Fig. 2.3

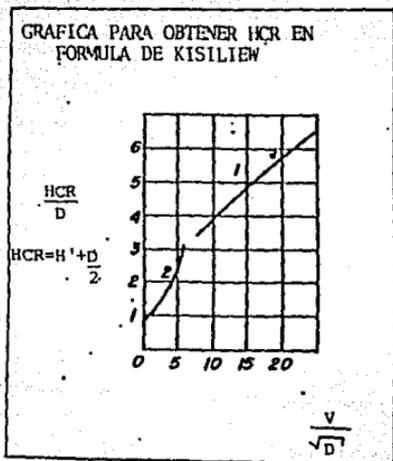


Fig. 2.3

4.- Empirico I

$$H' = k(0.4 + \sqrt{D} \times 0.5) \dots \dots \dots (2.7)$$

k = Coeficiente de seguridad que varía de 1.5 a 5.0

5.- Empirico II

$$H' = 2.5 D \dots \dots \dots (2.8)$$

5. Operación C.F.E.

En este criterio no se determina una profundidad de sumergencia, sino que está dirigido a proteger la turbina contra el fenómeno de cavitación. Esto se logra si la carga neta mínima es tal que produzca sólo el 90% de la capacidad nominal de la unidad.

7. Montreal Engineering

Para un flujo de aproximación simétrica se propone:
(Ver Fig 2.1)

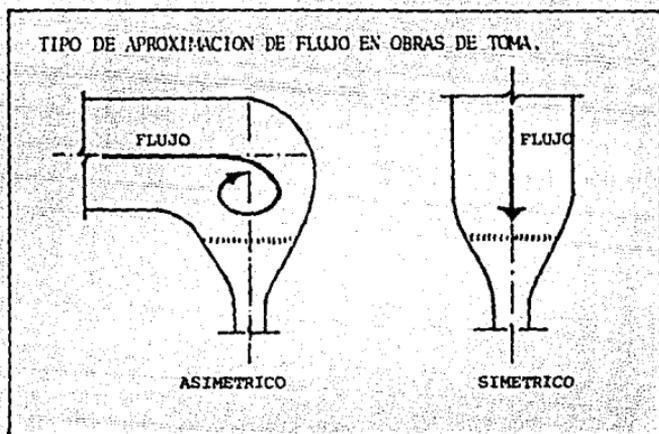


Fig. 2.1

$$H^* = 0.3 v^2 (D \pm 0.5) \dots \dots \dots (2.8)$$

H^* = Sumergencia

v = Velocidad

g = Aceleración de la gravedad

DATOS GENERALES PARA OBTENER LA SUMERGENCIA:

$$Q = 105.2 \text{ M}^3/\text{s}$$
$$d = 5.00 \text{ M.}$$

$$A = \frac{P_1 d^{3/2}}{4} = 19.63 \text{ M}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{105.2}{19.63} = 5.36 \text{ M/s}$$

Considerando el criterio 3.7

$$H' = 0.3 (5.36) (5.00)^{1/2} = 3.59 \text{ M.}$$

$$H' = 3.60 \text{ M.}$$

Considerando el criterio 3.5

$$H' = k (0.40) (5.36) (5.00)^{0.51} = 3.59$$

$$k = 0.75$$

$$H' = 3.59 \text{ M}$$

Considerando el criterio 3.3

$$H' = 0.5 (5) \left(\frac{8.93}{49.05} \right)^{0.55}$$

$$K = 0.60$$

$$H' = 0.98 \text{ M}$$

Considerando el criterio 3.2

$$H' = \frac{(5.35) \cdot 1.77}{39.21}$$

$$H' = 0.23 \text{ m.}$$

Se toma por razones de seguridad para este trabajo una sumergencia de 3.50 M, que da un mayor margen de seguridad con respecto a los otros criterios considerados.

El NAMINO se encuentra en la elevación 1458, entonces la clave de la obra estará en la 1454.40, el diámetro es de 5.00M el fondo se localizará en la 1449.40 Ver Fig 2.5

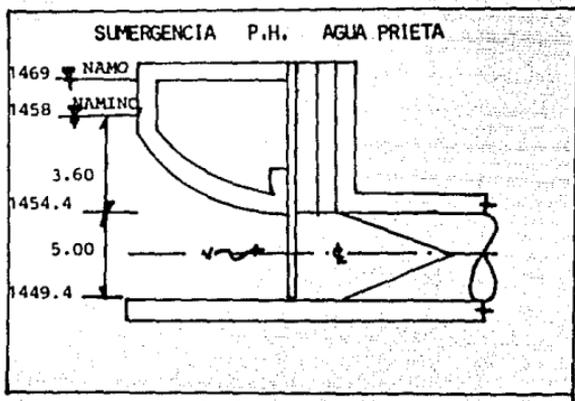


Fig. 2.5

Niveles en Metros.

2.2.2 ESTRUCTURA DE REJILLAS

Las rejillas son estructuras que impiden el paso de basura al interior de la toma. Los cuerpos de rejillas se acomodan en forma de panel lo más simétrico posibles. Las rejillas comúnmente usadas consisten esencialmente en barras o placas de acero verticales o ligeramente inclinadas, paralelamente y uniformemente espaciadas para permitir el uso de rastillos durante su limpieza. La inclinación de la reja respecto a la

horizontal varía entre 45° y 75° , con objeto de obtener una limpia más adecuada.

La velocidad máxima del agua a través de las rejillas depende de varios factores, todos ellos importantes. Se recomienda para plantas de carga baja, que la velocidad entre rejillas sea de entre 1.00 y 1.3 M/s. Si las barras no están suficientemente rigidizadas es preferible no usar velocidades mayores de 1.0 m/s, y si las rejillas se van a limpiar manualmente será preferible que la velocidad disminuya hasta 0.60 m/s.

En plantas de carga alta, esta velocidad para el área bruta de rejillas puede subir hasta 3.3 y 4.00 M/s si las rejillas se diseñan acertadamente contra la vibración mediante una rigidez adecuada con barras de forma hidrodinámica.⁵

El espaciamiento entre rejillas depende principalmente del tipo de turbina que se desea proteger, de modo de impedir el paso de cuerpos de tamaño mayor que el claro libre entre alabes.

El espesor mínimo transversal al flujo no debe ser menor de 9.5 mm. a fin de considerar los efectos de corrosión. En tomas muy profundas es preferible no utilizar barras con espesores inferiores de 12.5 mm. Por lo que se refiere al espesor máximo, rara vez es mayor de 25 mm. La otra dimensión de la rejilla paralela al flujo queda determinada por razones estructurales.

Las estructuras de las rejillas toman también variadas formas que dependen de la manera en que están montadas o dispuestas en la estructura de entrada. Las rejillas para basuras tienen generalmente la forma de una jaula montada sobre la entrada. Pueden disponerse como una caja abierta colocada frente a una entrada vertical o pueden colocarse a lo largo del frente a las estructuras de torre.⁶

Dentro del proyecto de Agua Prieta se ha considerado en la obra de toma de la conducción al tanque regulador, una estructura de rejillas, pero aún así, se ha determinado que es necesario otra estructura de rejillas, por la basura de grande dimensiones que pudieran caer dentro de la conducción. Para el diseño de esta estructura se parte de los siguientes datos:

- A = Sección entre paños de rejillas 0.05×0.05 M.
- S = Espesor de barra de rejillas = 0.0127 M.
- G = Inclinación de las rejillas
- V = Velocidad entre rejillas = 1.00 M/s
- Q = Gasto de diseño = 105.20 M³/s

El área de una rejilla será entonces:

$$(0.05+0.0127)(0.05+0.0127) = 0.0037 \text{ M}^2 \quad \dots (2.8)$$

Entonces en 1 M. tendremos:

$$\frac{1.00}{0.0037} = 16 \text{ rejillas} \quad \dots (2.9)$$

Área neta unitaria $A_n = (16 \times 0.05) \times 2 = 0.64 \text{ M}^2$ netos por cada M^2 de área bruta

Si consideramos que la velocidad neta es de 1.00 M/s, entonces la velocidad bruta está dada por:

$$V_b = \frac{V_n \times A_n}{A_b} = \frac{1.00 \times 0.64}{1.00} = 0.64 \text{ M/s} \quad (2.10)$$

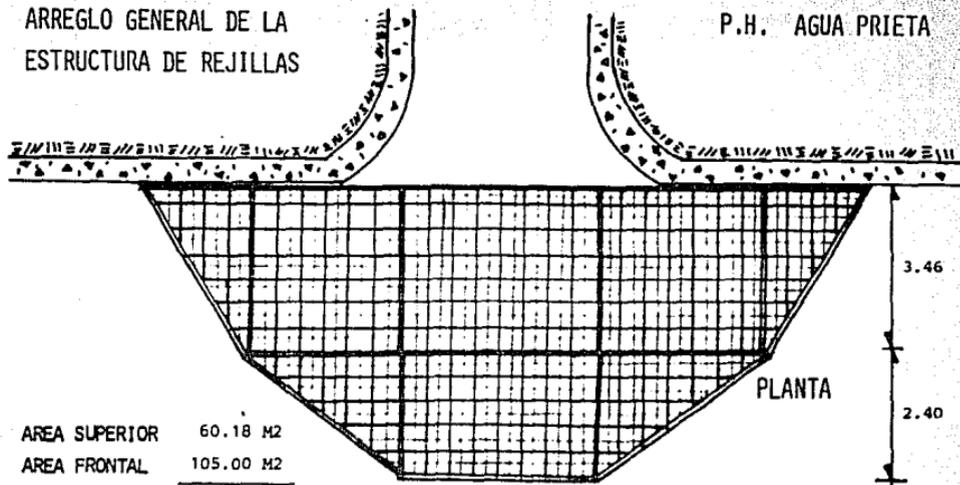
El gasto es de 105.20 M^3/s , el área bruta de las rejillas será:

$$A_b = \frac{Q}{V} = \frac{105.2}{0.64} = 157.00 \text{ M}^2 \quad \dots (2.11)$$

Se propone el siguiente arreglo (ver Fig. 2.6):

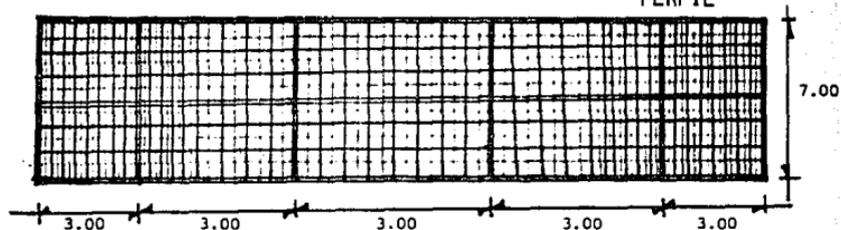
ARREGLO GENERAL DE LA
ESTRUCTURA DE REJILLAS

P.H. AGUA PRIETA



AREA SUPERIOR	60.18 M ²
AREA FRONTAL	105.00 M ²
AREA TOTAL	<u>165.18 M²</u>

PLANTA



2.2.3 ABOCINAMIENTO DE ENTRADA

Para disminuir las pérdidas de carga y evitar las zonas donde se puedan producir presiones que causen cavitación, la entrada a los conductos de presión debe ser aerodinámica para que los cambios en la corriente sean graduales. La forma de la entrada, para obtener la mejor eficiencia, debe simular la de un chorro de descarga con el mínimo de interferencia, hasta que se haya contraído lo suficiente para tener las dimensiones del conducto. Si la curva de la entrada es muy brusca, o muy corta, se formarán áreas de presión subatmosférica que pueden inducir aire a la tubería. Las entradas con forma de bocina que se ajusta o que modifica ligeramente el perfil del chorro, será la mejor forma que pueda tener la entrada.

La forma más conveniente es la de un arco de elipse combinado; el primero es el más sencillo para una entrada de forma circular, esta forma se puede aproximar con una curva representada por la ecuación:

$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad \dots (2.12)$$

donde "X" y "Y" son coordenadas. El eje X es paralelo al eje del conducto, a una distancia 0.65D aguas abajo de la sección en que se inicia la transición, D es el diámetro del conducto al terminar la misma, (ver fig. 2.7).

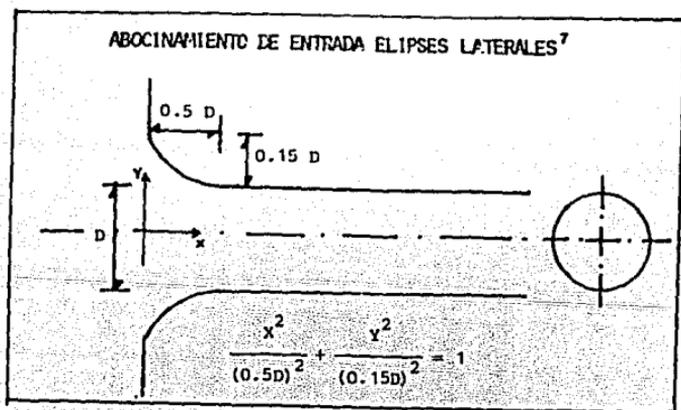


Fig. 2.7

La transición de una sección rectangular o cuadrada es distinta para las superficies superior o inferior que para las laterales. Las paredes laterales se definen por la ecuación:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.33D)^2} = 1 \quad \dots (2.13)$$

Donde D es la altura vertical del conducto para definir las superficies superior y de fondo, y el ancho horizontal para las laterales. Los semiejes mayor y menor de la elipse están situados en forma semejante a la indicada para la boquilla circular.

Para la transición en la superficie superior de una sección rectangular, con el fondo plano coincidiendo con el piso de aguas arriba y con pilas guadoras del flujo en ambos lados de la transición para suprimir las contracciones laterales, el perfil de la transición superior esta definido por:

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.67D)^2} = 1 \quad \dots (2.14)$$

Donde D es la altura vertical del conducto aguas abajo de la transición.

La obra del proyecto tiene una sección rectangular y el fondo es plano y coincide con el piso, por lo que las curvas estarán definidas por las siguientes ecuaciones: 2.13 para las paredes laterales y la 2.14 para la pared superior, siendo D=4.0 y D=5.0 respectivamente. Ver Fig 2.8.

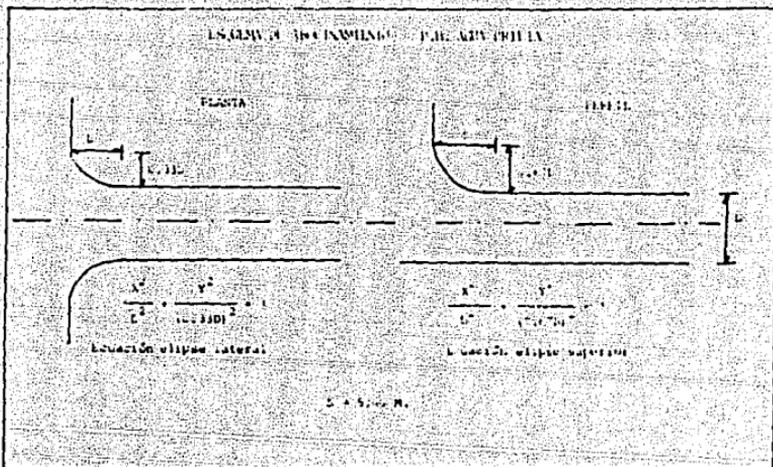


Fig. 2.8

Cálculo de la elipse superior:

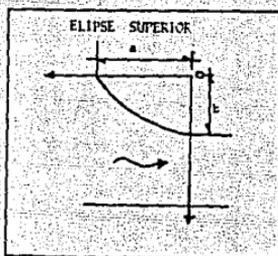


Fig. 2.9

De 2.11

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$$

$$a = D = 5.00$$

$$b = 0.67 D = 3.35$$

Sustituyendo:

$$\frac{x^2}{(5)^2} + \frac{y^2}{(0.67 \cdot 5)^2} = 1$$

$$\frac{x^2}{25} + \frac{y^2}{11.2225} = 1$$

$$Y^2 = (1 - X^2) \cdot 11.2225$$

25

$$Y^2 = 11.225 - 0.4489 X^2$$

Asignamos valores a X y obtenemos Y, obteniendo la elipse:

VALORES PARA ELIPSE SUPERIOR

X	Y
0	3.35
1	3.28
2	3.07
3	2.68
4	2.01
5	0.00

Tabla 2.1

Cálculo de las elipses laterales:

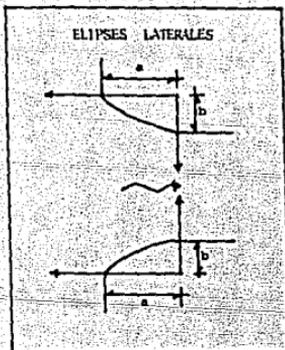


Fig. 2.9

De la ecuación 2.13

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(0.33D)^2} = 1$$

$$a^2 = D^2 = 16.00$$

$$b^2 = (0.33 D)^2 = 1.7424$$

$$a = 4.00$$

$$b = 1.32$$

Sustituyendo:

$$\frac{x^{*2}}{16} + \frac{y^{*2}}{1.7121} = 1$$

$$y^{*2} = (1 - \frac{x^{*2}}{16})1.7121$$

$$y^{*2} = 1.7121 - 0.1087 x^{*2}$$

Asignando valores a X, obtenemos:

VALORES PARA ELIPSES LATERALES

X	Y
0	1.32
1	1.28
2	1.11
3	0.87
4	0.00

Tabla 2.2

2.2.4 COMPUERTAS

Las compuertas son consideradas como dispositivos de control. La elección de estos elementos en las obra de toma debe tener como base el uso de compuertas de producción comercial o de forma relativamente sencilla, y no usar una que requiera proyecto especial cuya fabricación sea costosa.⁸

La compuerta que se usará, deberá cubrir el área del conducto rectangular que es de 4.00 M. de ancho por 5.00 M. de alto. Su operación deberá ser sencilla y de tipo deslizante.

2.2.5 DUCTO DE VENTILACION

Durante la apertura de la compuerta, la tubería exige una demanda de aire para poder llevar a cabo su operación. Por este motivo se construye inmediatamente después de la compuerta un ducto de ventilación. (Ver Fig. 2.10)

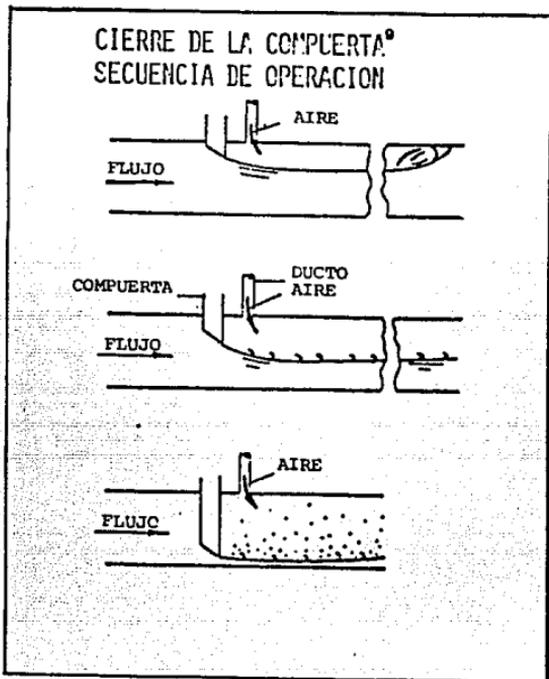


Fig. 2.10

El cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos ha encontrado a través de modelos y experiencias obtenidas en operación de compuertas, que la demanda máxima de aire se presenta cuando la compuerta se ha cerrado en un 20% es decir un 80% del área por cubrir esta libre, el estudio de este fenómeno ha dado como resultado el siguiente análisis del área mínima que debe tener el ducto para cubrir la demanda:

Se obtiene la diferencia de elevaciones entre el NAMO y la parte superior de la vena contracta:

$$H_d = \text{NAMO} - \text{EPC} \quad (C_c b) \quad \dots\dots (2.15)$$

donde:

- H_d = Diferencia de elevaciones
- NAMO = Nivel de Aguas Máximo de Operación
- C_c = Coeficiente de contracción (0.80 para compuertas deslizantes.
- b = Apertura de la compuerta (0.80 Altura)
- EPC = Elevación piso compuerta

Se obtiene el gasto de la vena contracta:

$$Q_v = D C_c b (2g H_d)^{0.5} \quad \dots\dots (2.16)$$

donde:

- Q_v = Gasto de la vena contracta
- D = Ancho de la compuerta

La velocidad en la vena contracta será:

$$V_e = \frac{Q_v}{D C_c b} \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

donde:

- V_e = Velocidad en la vena contracta

Se obtiene el número de Froude:

$$Fr = \frac{V_e}{(g d)^{0.5}} \quad \dots\dots (2.18)$$

donde:

- Fr = número de Froude
- V_e = Velocidad en la vena contracta
- g = Aceleración de la gravedad
- d = (C_c b) Tirante de la vena contracta

$$Q_a = \alpha Q_w \dots\dots\dots(2.19)$$

donde:

Q_a = Gasto en el ducto de ventilación

Q_w = Gasto en la vena contracta

$\alpha = 0.03 (Fr - 1) \approx 1.06$

El coeficiente en el ducto de ventilación será:

$$A_v = \frac{Q_a}{V_v} \dots\dots\dots(2.20)$$

donde:

A_v = Area en el ducto de ventilación

Q_a = Gasto en el ducto de ventilación

V_v = Velocidad del viento en ducto de ventilación, se recomienda que V_v sea menor ó igual a 45 M/s.

CALCULO DE LA DEMANDA DE AIRE EN LA OBRA DE TOMA DEL PROYECTO AGUA PRIETA

DATOS:

ELEV. NABO	= 1469.00
ELEV. PISO COMPUERTA	= 1449.40
ALTURA COMPUERTA	= 5.00
ANCHO COMPUERTA	= 4.00

La máxima demanda se presenta al 80% de la apertura de la compuerta. El coeficiente de contracción es 0.80, de donde el valor de la vena contracta es:

$$Y_c = 4 (0.80) (0.80) = 3.20 \text{ M.}$$

La carga efectiva será (Ver Ec. 2.15):

$$H_d = 1469 - 1449.40 - 3.20 = 16.40 \text{ M}$$

El gasto de la vena contracta (Ver Ec. 2.16):

$$Q_w = 4 (3.2) (19.62 \sqrt{16.40}) \approx 0.5$$

$$Q_1 = 229.60 \text{ M}^3/\text{s}$$

Se obtiene el gasto de la zona contracta (Ver Ec. 2.17)

$$V_e = \frac{229.60}{(4) 3.20} = 17.93 \text{ M/s}$$

El número de Froude se obtiene de la ecuación 2.18 y se sustituye su valor en la Ec. 2.19:

$$Fr = \frac{17.93}{(9.81 \times 3.2)^{0.5}} = 3.20$$

$$\phi = 0.03(3.20 - 1) \approx 1.05$$

$$\phi = 0.069$$

$$Q_a = 0.069 \times 229.60 = 15.90 \text{ M}^3/\text{s}$$

El gasto en el ducto es de 15.90 M³/s, y la velocidad máxima recomendada es de 45 M/s, entonces, el área mínima que deberá tener el ducto es:

$$A_v = \frac{15.90}{45.00} = 0.35 \text{ M}^2$$

El diámetro mínimo del ducto será:

$$d = \left(\frac{0.35 \times 4}{3.1416} \right)^{0.5} = 0.67 \text{ M}$$

Se propone un diámetro de 1.00 M para el ducto, que brinde mayor seguridad y sea más fácil su ejecución en obra.

2.2.6 TRANSICION

Como se señalo en la descripción general, existe inmediatamente después de la compuerta, aguas abajo, una sección que se denomina transición. Esta sección como su nombre lo indica, cambia la sección rectangular, en una sección circular.

Se ha demostrado que una sección circular, trabaja de mejor manera hidráulicamente y estructuralmente que una sección rectangular.¹⁰ En este proyecto, se hace una transición lineal del rectángulo de 4.00 x 5.00 M., a una sección circular de 5.00 M. de diámetro. Desde el punto del cadenamiento K 0+017.766 hasta el punto K 0+025.152, teniendo en total 7.386 M. de largo.

Para empezar el análisis sobrepondremos la sección inicial con la final y también lo que sería una sección intermedia, (Ver Fig.2.11)

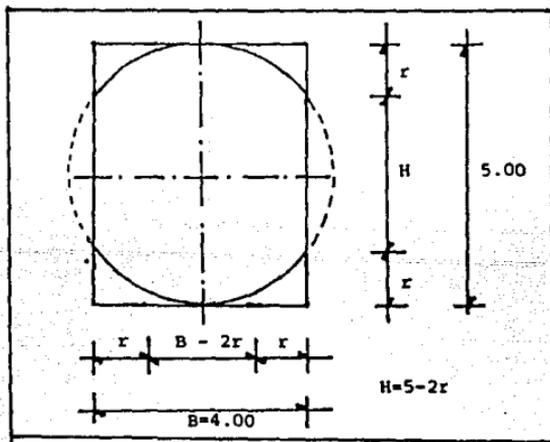


Fig. 2.11

El ancho B varía de 4.00 M. al inicio de la transición a 5.00 M., que es el radio de la tubería, al final. Entonces su dimensión puede expresarse en función de la longitud como:

$$B = 5 - \left(1 - \frac{x}{L}\right) \dots \dots \dots (2.21)$$

Para $L = 7.386$ M.

$$D = 5.11 \frac{x}{7.386} = 4.1 \frac{x}{7.386} \quad (2.22)$$

Si el radio varía linealmente se tendrá:

$$D = 5.00 \text{ M.}$$

$$r = 2.50 \text{ M.}$$

$$r = \frac{2.50 \times x}{7.386} = 0.338 \times \dots \dots \dots (2.22)$$

El área puede expresarse como:

$$A = \pi(B-2r)(B+2r) = \pi(B^2 - 4r^2) = \pi(B^2 - 4r^2) \quad (2.23)$$

$$A = \pi(B^2 - 4r^2) = \pi(B^2 - 4r^2)$$

$$A = \pi(B^2 - 4r^2)$$

Si se requiere que el área entre el inicio y el final de la transición varíe linealmente se tendrá que:

$$\Delta A = \frac{A_1 - A_2}{L} \dots \dots \dots (2.24)$$

$$A_1 = 4.00 \times 5.00 = 20.00 \text{ M}^2$$

$$A_2 = \frac{\pi(5)^2}{4} = 19.635 \text{ M}^2$$

Entonces:

$$\Delta A = \frac{20 - 19.635}{7.386} = 0.049$$

El Área de cualquier sección puede expresarse como:

$$A = A1 - \Delta X \dots\dots\dots(2.25)$$

$$A = 20 - 0.049 X$$

que sustituyendola en la expresión del Área (2.21) nos da:

$$20 - 0.049X = HB + 2rD + r^2(P1-1)$$

de donde:

$$B = (20 - 0.049X - r^2(P1-1)) \frac{1}{H + 2r}$$

$$r = 0.338 X$$

$$H = 5 - 2r$$

$$A = HB + 2rD + r^2(P1-1)$$

Con estas ecuaciones se puede entonces obtener la sección en cualquier punto de la transición, la precisión a la hora de hacer la obra civil dependerá del número de secciones calculadas en el plano constructivo, para efectos de este trabajo, solo se obtendrán diez secciones representativas de esta transición.

La variación de delta X será igual a 0.7386 M.

Ver tabla 2.3

TABLA PARA LAS SECCIONES REPRESENTATIVAS DE LA TRANSICION

SECCION	CADENAMIENTO	X M	r M	H M	D M	D 2r M	AREA M2
0	0+017.766	0.00	0.000	5.00	1.000	1.000	20.00
1	0+018.505	0.73	0.250	4.50	1.003	3.503	19.96
2	0+019.243	1.47	0.499	4.00	1.028	3.529	19.93
3	0+019.982	2.21	0.749	3.50	1.075	2.577	19.89
4	0+020.720	2.95	0.999	3.00	1.142	2.111	19.85
5	0+021.457	3.69	1.248	2.50	1.231	1.735	19.82
6	0+022.197	4.43	1.498	2.00	1.342	1.316	19.78
7	0+022.936	5.17	1.748	1.50	1.474	0.978	19.75
8	0+023.674	5.90	1.997	1.00	1.627	0.633	19.71
9	0+024.413	6.64	2.247	0.50	1.802	0.308	19.67
10	0+025.152	7.38	2.500	0.00	5.000	0.000	19.63

Tabla 2.3

2.3 ARREGLO GENERAL DE LA OBRA DE TOMA

En el plano que a continuación se presenta (PLT 1) se muestra el arreglo general de la obra de toma, con los datos obtenidos en este capítulo.

46b

CAPITULO III

"TUBERIA A PRESION"

3.1 ANTECEDENTES

3.1.1 GENERALIDADES SOBRE TUBERIAS A PRESION

La tubería que conduce el agua de un almacenamiento a las turbinas generadoras, a una presión mayor que la atmosférica, se le conoce como línea de tubería a presión.

Una línea de tubería puede ser enterrada (cerrada) o abierta (visible, libre). En el caso de una tubería enterrada hay una ventaja notable, que queda protegida contra grandes cambios de temperatura, también que en algunos casos no es necesario adquirir en propiedad el terreno y se requiere únicamente un derecho de paso y uso del mismo, además de conservar intacto el panorama natural y quedar protegida contra caída de rocas.

Sin embargo, cuando se trata de varias líneas de gran diámetro, el trabajo de excavación es muy costoso por cuyo motivo se colocan sobre terreno natural, que permite una inspección regular y la ejecución de mejoras eventuales.

Los materiales empleados más comúnmente son el acero, el concreto precomprimido y el concreto armado.

La tubería de acero es la que más esfuerzos resiste, puede llegar a usarse hasta en cargas de 2000 M., las tuberías de concreto precomprimido pueden alcanzar grandes valores de resistencia, pudiéndose llegar a utilizar en cargas hasta de 500 M., las de concreto armado se recomienda que no rebasen cargas de 30 M. esta clase de tuberías se utiliza para grandes gastos y pequeñas cargas, y también cuando su instalación resulta más económica por el costo de adquisición y los de transporte, en comparación con una tubería de acero.

3.1.2 CLASIFICACION DE TUBERIAS

La elección del tipo de tubería a emplearse (cerrada o abierta) depende del tipo de aprovechamiento del que se trate, mismo que se elige en función de diversos factores, como económicos, topográficos, geotécnicos, etc.

1) TUBERIAS ABIERTAS O LIBRES.

Las tuberías abiertas son las que tienen apoyos expuestos a la vista y tramos de tubo que pueden tener recubrimiento de concreto para protección, pero que no contribuye a la resistencia estructural, (ver fig. 3.1).

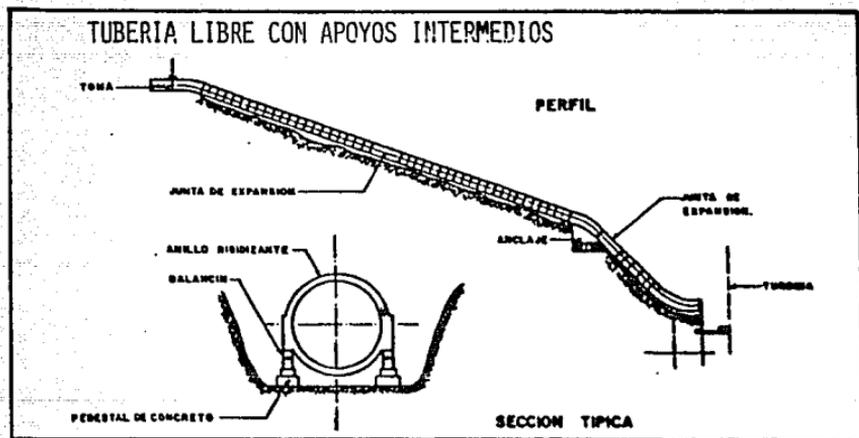


Fig. 3.1

Las tuberías abiertas se pueden clasificar en:

- a) Tuberías abiertas sin juntas de dilatación.
- b) Tuberías abiertas con juntas de dilatación que permiten desplazamientos longitudinales.
- c) Tuberías abiertas con juntas de dilatación que permiten desplazamientos longitudinales y rotacionales.

Las tuberías pueden ser también de tipo mixto, teniendo tramos con juntas de dilatación, cada vertice debe ser bien anclado al terreno por medio de un bloque de anclaje que puede ser de tipo totalmente cubierto, en el caso en el que se necesite un gran peso de concreto por motivo de estabilidad, o de tipo parcialmente cubierto; en este caso la tubería queda levantada del concreto y es anclada a este por medio de vigas especiales.

Si la tubería no está provista de juntas de dilatación se puede, en algunos casos, compensar las variaciones de longitud (principalmente por efecto térmico) dejando unos vertices libres, o si el terreno lo permite, dando a la tubería un perfil arqueado.

Normalmente la tubería no está provista de juntas de dilatación cuando la distancia entre dos bloques de anclaje es muy reducida; en este caso los bloques pueden con pequeños ajustes o por su propia deformación elástica, compensar en parte los efectos térmicos. En el caso de que no existan juntas, es muy importante planificar la fase en la cual la última sección de la tubería será soldada; con el fin de evitar la concentración de los efectos térmicos en un solo sentido.

Las tuberías de tipo "c" se adoptan cuando la calidad del terreno es muy mala; en este caso, en tramos muy cortos, la tubería está provista de una junta especial, por ejemplo tipo Dresser, que queda entre dos soportes de concreto, uno de los cuales sirve como bloque de anclaje.

ii) TUBERÍAS ABIERTAS AL INTERIOR.

Se prefiere dejar libres las tuberías en túnel, es decir como si fueran abiertas al exterior por uno o varios de los siguientes motivos:

-Cuando las incertidumbres sobre la presión exterior del agua se consideran inaceptables.

-Cuando los espesores de la tubería son muy grandes y se precisa espacio para soldar la tubería también del exterior.

Cuando se requiere por cronogramas de montaje, separar las actividades del contratista mecánico y el de la obra civil.

-Cuando se requiere realizar un plano inclinado interior para pasar, por ejemplo, directamente a la casa de máquinas en caverna a la cámara de válvulas aguas arriba de la tubería.

El costo de esta solución es en general más alto que una tubería cerrada, pero las garantías de seguridad son mayores, (Ver Fig. 3.2)

iii) TUBERÍAS CERRADAS.

Se trata de las tuberías que se encuentran alojadas dentro de un macizo rocoso, desde la obra de toma hasta la casa de máquinas y en consecuencia se debe asegurar la estabilidad del conducto ante los esfuerzos a que está sometido tanto interior como exteriormente, para las condiciones más críticas de operación y/o durante la construcción.

Los túneles pueden clasificarse en revestidos y no revestidos, se revisten por dos razones: las hidráulicas y las estructurales.

Hidráulicas: Las superficies mojadas lisas, reducen las resistencias producidas por el rozamiento y permiten utilizar un diámetro menor en el túnel para una misma capacidad, ya que las pérdidas de carga son menores.

Estructurales; Se usan para proteger las paredes de los túneles contra la inestabilidad del terreno o las deformaciones excesivas del mismo. Estos revestimientos generalmente contienen a los soportes que, dependiendo de las condiciones del terreno, pueden ser marcos metálicos, sistemas de anclaje, inyecciones, o concreto lanzado. (Ver Fig. 3.3)

3.1.3 TIPOS DE REVESTIMIENTO

Los tipos de revestimiento en túneles a presión, pueden ser:

- Concreto simple
- Concreto reforzado
- Concreto y blindaje de acero

El diseño de un túnel y el revestimiento del mismo en el que existe una presión interior, es un problema complejo, debiéndose considerar el estudio que determine las características de la masa rocosa, así como la interacción estructural entre esta, el revestimiento, es decir conocer, la colaboración de la roca en la toma de los esfuerzos internos que se generan en el conducto.

TUBERIA DE ACERO CON ANILLOS RIGIDIZANTES APOYADA EN COLUMNAS DE ACERO Y PEDESTALES.

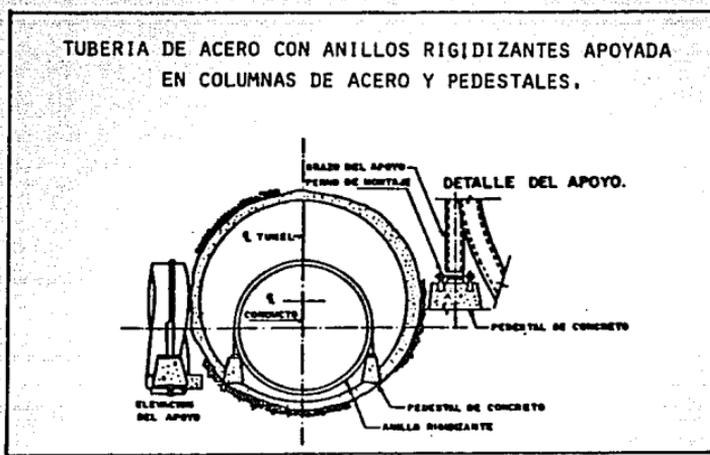


Fig. 3.2

TUBERIA A PRESION ALOJADA EN MACIZO ROCOSO.

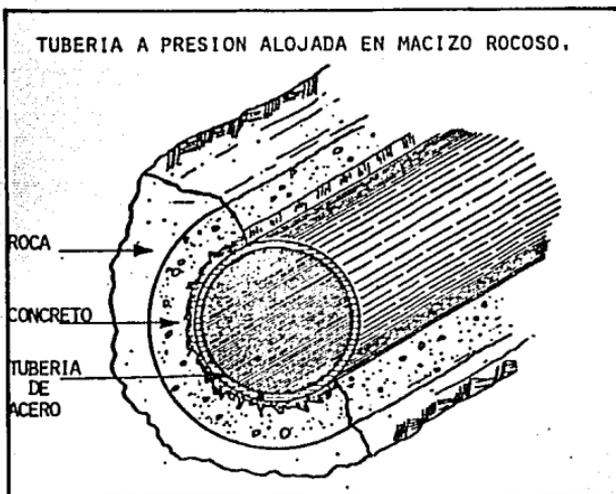


Fig. 3.3

Los tuneles se pueden clasificar, según su carga hidrostática interior que soportan, como sigue:

De baja presión,	con $H < 5$ M.
De media presión,	con $5 < H < 100$ M.
De alta presión,	con $H > 100$ M.

En terminos muy generales se puede decir que en una planta hidroeléctrica las conducciones a presión siempre se encuentran revestidas con concreto en las zonas de baja carga y en lo que se considera la tubería a presión, siempre se encuentran blindadas con acero. El tramo en que se considera tubería presión, es el comprendido entre la obra de toma y la casa de máquinas (cuando no hay pozo de oscilación aguas arriba) o el comprendido entre el pozo de oscilación y la casa de máquinas. Es conveniente que el blindaje comience después de la transición en la sección circular de la obra de control. Lo anterior se debe fundamentalmente a razones técnicas y económicas de acuerdo con las consideraciones que se exponen más adelante.

Un revestimiento de concreto simple no es admisible más que para cargas menores de 30 o 40 M. en roca de excelente calidad.

Para cargas mayores habrá necesidad de revestir de concreto reforzado o blindaje de acero el interior de los tuneles, con el consiguiente aumento del costo. El espesor del revestimiento depende del tamaño del tunel, de la carga, de la calidad de la roca y del método de construcción. El espesor del revestimiento necesario para formar superficies lisas o para reducir filtraciones, es el mínimo con el que se puedan evitar las grietas por dilatación y contracción del concreto, debido a los cambios de temperatura.

Cuando se encuentra un terreno razonablemente estable, donde es necesario solamente el mínimo de soporte, el espesor mínimo de concreto para el revestimiento, en tuneles hasta de 6 M. de diámetro interior, es de 6.0 a 8.0 cm. por cada metro de diámetro con un límite inferior de 15 cm. si no está reforzado.

En los terrenos de poca resistencia o en las zonas en que los estratos contienen agua, pueden ser necesarios espesores

mayores para resistir las cargas externas, las presiones hidrotáticas. Se recomienda que el espesor mínimo para los revestimientos con una sola capa de refuerzo sea de 20 cm. Cuando se requieren dos capas de refuerzo es conveniente un espesor mínimo de 30 cm. Para túneles de mayor diámetro, este espesor mínimo se puede aumentar. La selección de la longitud del túnel por reforzar y la cantidad necesaria de refuerzo requiere una consideración cuidadosa de las características físicas y de muchos factores geotécnicos del sitio, que afectan el diseño.

La guía general recomendada por el Bureau of Reclamation de los E.U.A., para determinar la cantidad mínima de refuerzo necesaria en el revestimiento de túneles a presión, en roca sana, es la siguiente:

1) Un túnel a presión debe reforzarse por razones estructurales, siempre que el espesor del material que lo cubre sea menor de 1.5 veces el exceso de la carga de la presión interna. Para determinar el refuerzo necesario se supone que la presión externa varía, desde la carga para máximo nivel en el embalse en el extremo aguas arriba del túnel, hasta cero en el punto en donde cambia el flujo a superficie libre. El refuerzo debe ser el suficiente para soportar las presiones que lo reventarían sin considerar ningún apoyo en la roca que lo rodea.

2) En el portal de aguas arriba, si no existen compuertas de control y en una distancia de dos veces su diámetro, el túnel debe resistir exteriormente una presión equivalente a la mitad de la carga, sin exceder de 12 M. con presión interior igual a cero. Si existen compuertas de control, el túnel deberá soportar, además de la carga hidrostática total exterior en el caso de cerrarse las compuertas.

3) En el portal de aguas abajo y también en una distancia del doble del diámetro, el túnel deberá soportar, además de las cargas de roca, la carga de presión desbalanceada que antes se indicó.

Cuando la roca es de buena calidad, los túneles (excepto, como arriba se menciona, en los portales y en las transiciones de circulación a presión a circulación libre) pueden dejarse sin refuerzo cuando el espesor de la roca que los cubre, es mayor de 1.5 veces la carga de presión interna.

Si el terreno es inestable, el revestimiento debe reforzarse para soportar las cargas que probablemente producirá la roca.

Se requiere usualmente un revestimiento impermeable de concreto, en tuneles de carga media y alta, donde la filtración es apreciable. Los vacíos entre la roca y el revestimiento deben ser cuidadosamente rellenados y esto se logrará mediante inyecciones que se efectúan a través de perforaciones ejecutadas en el revestimiento y llevadas hasta la profundidad que se requiera.

En tuneles con alta carga, puede ser que un revestimiento de concreto reforzado no sea satisfactorio. En ese caso es necesario diseñar un blindaje de acero de modo que el espacio entre este y la roca se llene con concreto reforzado. De esta manera existe una interacción estructural entre los tres elementos.

En los tuneles de conducción de agua, especialmente los sujetos a alta presión, el aspecto primordial para el diseño del revestimiento, radica en la existencia y efecto de las presiones interior y exterior en el conducto.

3.2 MARCO DE REFERENCIA

3.2.1 NUMERO CONVENIENTE DE TUBERIAS

La elección del número de tuberías, depende del número de unidades de generación que se desea instalar, y de la independencia que se pueda tener en su funcionamiento. Si el gasto es el mismo, una sola tubería cuesta menos, que varias tuberías, por lo que desde el punto de vista económico existe la conveniencia de reducir al mínimo el número de ellas.¹¹

Desde el punto de vista constructivo no existe dificultad para ejecutar tuberías de gran diámetro, cuando se trata de grandes alturas es posible la instalación del mínimo número de tuberías compatibles con las exigencias de funcionamiento de la instalación. El diámetro de las tuberías a presión puede ser constante o decreciente, desde arriba a abajo.

3.2.2 SELECCION DEL DIAMETRO ECONOMICO

Un estudio realizado por la C.F.E. sobre los criterios más utilizados para la determinación del diámetro económico, tuvo como finalidad comparar diferentes criterios, para determinar cuales de estos presentaban menores diferencias con los diámetros definitivos en operación de tuberías de acero en plantas hidroeléctricas del país.

Se consideraron nueve criterios:

1) U.S. Bureau of reclamation

$$D = 0.67 \sqrt{\frac{D}{H_n}} \dots \dots \dots (3.1)$$

2) Plantas de Alta Carga

$$D = 0.2 \left(\frac{P}{H_n} \right)^{0.456} \dots (3.2)$$

3) Sarkaria (Water Power Nov. 1979)

$$D = 0.7 \left(\frac{P^{0.43}}{H_n^{0.65}} \right) \dots \dots \dots (3.3)$$

4) Facultad de Ingenieria

$$D = 1.2 \left(\frac{Q^{0.3}}{H_n} \right)^{0.1428} \dots (3.4)$$

5) Fahlbush (Water Power Jun-1982)

$$D = 0.52 \left(\frac{P^{0.428}}{H_n^{0.571}} \right) \dots \dots \dots (3.5)$$

6) H. Varlet (Usines de Derivation pag. 33 Eyrolles)

$$D = 0.5 (Q) \sqrt{0.5} \dots\dots (3.6)$$

7) Varlet Modificado

$$D = 0.45 (Q) \sqrt{0.5} \dots\dots (3.7)$$

B) Torres Herrera, para cargas iguales o menores a 100M

$$D = 0.066(Q) \sqrt{P} \dots\dots (3.8)$$

para cargas mayores a 100 M.

$$D = \frac{6.62(Q) \sqrt{P}}{H_m} \dots\dots (3.9)$$

9) Bundschu (Sotelo Avila Pag. 366)

para cargas menores a 100M.

$$D = 0.052(Q) \sqrt{P} \dots\dots (3.10)$$

para cargas mayores a 100 M.

$$H_m = 1.1 H + 20$$

$$D = \frac{5.2(Q) \sqrt{P}}{H_m} \dots\dots (3.11)$$

D = Diámetro en M.
Q = Gasto en M³/s
H_m = Carga Neta en M.
P = Potencia en Kw

De estos criterios, cuatro son los resultados que se aproximan con bastante precisión a los diámetros contruidos y son los siguientes: Plantas de Alta Carga, H. Varlet, Torres Herrera y Bundschu. El resto de los metodos presentó grandes diferencias.

De las cuatro fórmulas que más se aproximan se concluye lo siguiente:

i) Existe una relación directa con el gasto:

a) En Plantas de Alta Carga (mayores de 100 M.)

$$D = 0.2 \left(\frac{P}{H} \right)^{0.166} \dots\dots\dots (3.12)$$

Sustituyendo el valor de $P = PQH$

$$D = 0.2 \left(\frac{9.81 \times 0.985 \times 0.94 \times Q \times H}{H} \right)^{0.166}$$

$$D = 0.599 Q^{0.166} \dots\dots\dots (3.13)$$

b) Varlet

$$D = 0.5 Q \dots\dots\dots (3.14)$$

c) Bundschu

$$D = 0.655 Q^{0.429} \text{ para } H < 100M. \dots\dots\dots (3.15)$$

d) Torres Herrera¹²

$$D = 0.066 Q^{1/3} = 0.58(Q)^{0.33} \dots\dots\dots (3.16)$$

ii) El rango de velocidades de diseño de las tuberías de acero, en las plantas analizadas varía de un mínimo de 3.2m/s

a un máximo de 7.7 m/s, el valor medio de la velocidad obtenido fue de 5.8 m/s. de las fórmulas que coinciden se ve que consideran una velocidad económica que oscila de 3.5 a 6 m/s.

De estos dos puntos se deduce que el primer paso. para la determinación del diámetro económico, es fijar una velocidad económica cuyo valor sea de 5.8 m/s, y en función de esta encontrar el diámetro económico por cualquiera de estos procedimientos.

1) A partir del gasto y la velocidad

$$Q = V \times A = V \times \frac{\pi d^2}{4} \dots\dots\dots (3.17)$$

considerando $V = 5.8 \text{ m/s}$

$$D_{eco} = \frac{4}{\pi \times 5.8} Q$$

$$D_{eco} = 0.47(Q) \times 0.5 \dots\dots\dots (3.18)$$

2) A partir de la potencia y la carga:

$$\frac{P}{H_n} = \frac{9.8 \times 0.985 \times 0.94 \times Q \times H_n}{H_n} = 9.07382 Q \quad (3.19)$$

Si se considera una velocidad económica $V = 5.8 \text{ m/s}$

$$\frac{P}{H_n} = 9.07382 V A = 52.629 A = 52.629 \frac{\pi d^2}{4}$$

$$\frac{P}{H_n} = 41.334 d^2$$

$$D_{eco} = 0.156 \sqrt{\frac{P}{H_n}} \dots\dots\dots (3.20)$$

Tomando en consideración lo expuesto se obtendrá el diámetro económico para la P.H. Agua Prieta, partiendo de lo siguiente:

$$Q = 105.2 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$H_n = 510 \text{ M.}$$

$$P = 480 \text{ 000 Kw}$$

Aplicando los criterios recomendados:

a) Plantas de Alta Carga (3.13)

$$D = 0.577 (105.2) \approx 0.166 = 5.24 \text{ M.}$$

b) Varlet (3.11)

$$D = 0.5(105.2) \approx 0.5 = 5.12 \text{ M.}$$

d) Torres Herrera (3.16)

$$D = 0.68 (105.2) \approx 0.43 = 5.03 \text{ M.}$$

1) A partir del gasto y velocidad económica (3.18)

$$D = 0.47(105.2) \approx 0.5 = 4.82 \text{ M.}$$

2) A partir de la potencia y la carga (3.20)

$$480000$$

$$D = 0.156 \left(\frac{\quad}{510} \right) \approx 0.5 = 4.78 \text{ M.}$$

$$510$$

El diámetro que se elige con estos criterios, es para el prediseño, ya que a medida que se depura el análisis se van obteniendo distintos valores, que están en función de muchos otros factores como son: el espesor, costo de la tubería, tipos de acero y soldadura, generaciones anuales y sus costos, costos de mantenimiento, inflación, y amortización de la inversión, etc. El diámetro que se eligió en este caso es el de 5.00 M.

3.2.3 ANALISIS DE PRESIONES DE TRABAJO

Una vez definido el esquema y el tipo de tubería, se determinan las condiciones de trabajo a que estará sometida:

- a) Presiones interiores.
- b) Presiones exteriores.

a) Presiones Interiores

La presión interior P a considerarse en el cálculo de la tubería, es la debida al máximo nivel estático en el embalse, más la sobrepresión por el golpe de ariete en un rechazo total de la carga.

Si el revestimiento esta proyectado para resistir una presión hidrostática grande (P), normalmente tiene resistencia suficiente para soportar cualquier presión exterior generada en el macizo rocoso.

Sin embargo la tubería a presión llena en condiciones de operación, puede quedar ocasionalmente vacía, debido a una o varias de las siguientes situaciones:

- i) En un esquema de planta sin válvula de emergencia antes de la turbina, con el control en la obra de toma. Por inspección de la carcasa o rotor de turbina.
- ii) En un esquema de planta con válvula de emergencia antes de la turbina. Por mantenimiento de la válvula.
- iii) En un esquema como en i) y ii). Por mantenimiento de la conducción.

Cuando lo anterior ocurre, se provoca un abatimiento de la presión interior (ver fig. 3.1) ; por lo tanto un desequilibrio con relación a la presión externa actuante, lo cual puede ocasionar que el revestimiento se colapse cuando se alcanza un límite que se denomina presión crítica.

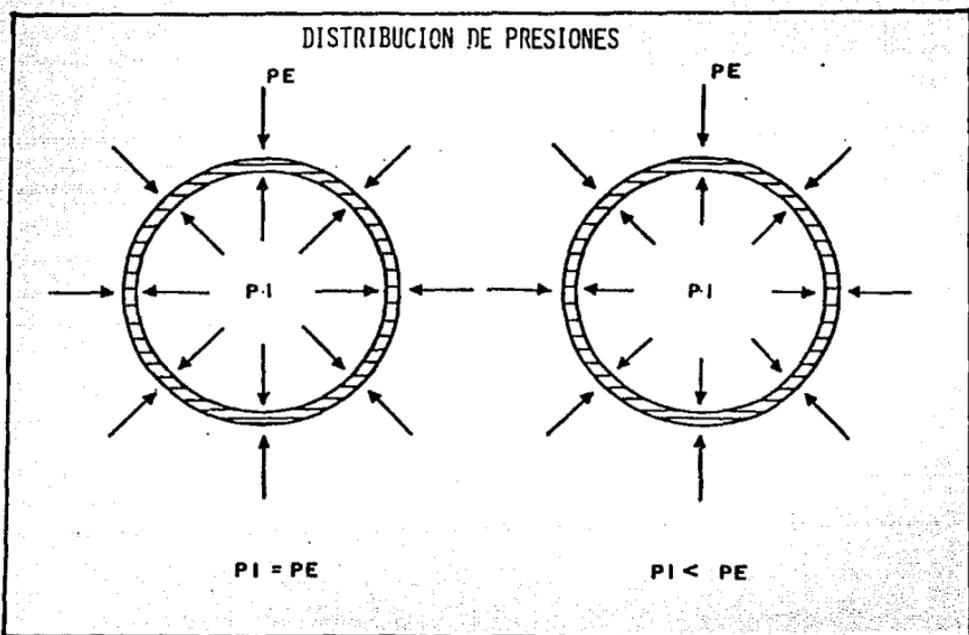


Fig. 3.1

b) Presiones Exteriores

La presión exterior actuante en un conducto, esta representada por el terreno natural que este por arriba, más la presión debida a una carga hidrostática generada por el establecimiento, con el tiempo, de un nivel freático entre el embalse y el desfogue.

Para elaborar un diseño del revestimiento, del lado de la seguridad, se considera que la pantalla de impermeabilización, que se ejecuta normalmente con la localización hacia aguas arriba de la casa de maquinas, es inoperante y que la carga hidrostática actúa en cada punto de la longitud de la tubería, aunque por supuesto con magnitud variable en forma lineal.

Como se ha indicado anteriormente, (en tipos de revestimiento) con el objeto de evitar huecos o cavidades entre el revestimiento del tunel y la roca, repartiendo así de manera más uniforme los esfuerzos, se acostumbra efectuar inyecciones de mezclas (generalmente agua-cemento o agua-cemento-arena), que sirven tambien para consolidar el terreno que circunda la excavación cuando este esta fracturado y disminuir filtraciones.

Con referencia a la fig. 3.5, dependiendo del esquema hidroeléctrico en cuestion, se pueden tener coberturas de roca (Z2 y Z4), que podrán ser inferiores o superiores al nivel máximo en el embalse. El criterio de diseño para la determinación de la presión exterior máxima será considerar que se ejerce sobre la parte exterior del revestimiento, una presión equivalente en columna de agua a la cobertura de la roca, pero nunca superior al nivel de agua máximo en el embalse (NAME); es decir en la fig. 3.5, si el perfil del terreno es como lo indica la línea "M", la cobertura de roca será Z4, con respecto a un punto arbitrario en la conducción (x) y la columna de agua sobre este punto será Z3.

Si el perfil del terreno es como lo indica la línea "N", para ese mismo punto, la carga o columna líquida será Z2.

En el balance de presiones sobre el revestimiento, además de las presiones señaladas anteriormente, deberá considerarse el máximo vacío que pueda existir en el interior de la conducción en

COBERTURA DE ROCA SOBRE LA TUBERIA A PRESION

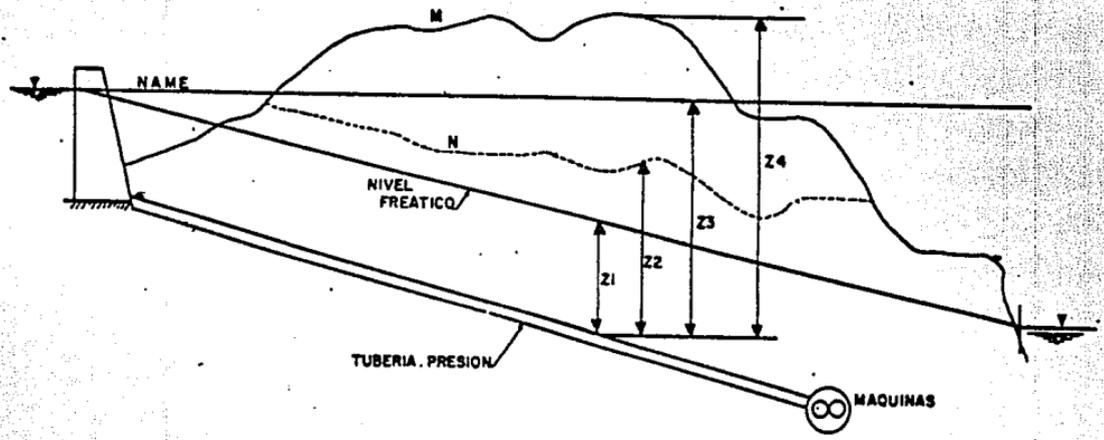


FIG. 3.5

la sección considerada, ya que al producirse el vaciado de la misma, se producirá un golpe de ariete negativo y la consecuente depresión interior que aunada a la presión externa, determinará la presión máxima resultante sobre el revestimiento. Es razonable pensar también, que la presión exterior después de que se ha operado la planta durante algún tiempo y que el terreno se ha saturado, sea del orden del nivel freático, es decir la cota II de la fig. 3.5.

Para efectuar el diseño económico de un conducto de agua a presión alojado en la roca, es de primordial importancia tener en cuenta los aspectos geotécnicos del sitio particularmente del macizo rocoso que aloja al conducto; ya que como se ha mencionado anteriormente, para lograr este objetivo, debe involucrarse en el cálculo del revestimiento, cuando las condiciones son favorables, la colaboración de la roca que rodea al conducto, para que tome parte de los esfuerzos que se generan en el interior del mismo.

3.2.4 CALCULO DEL ESPESOR MINIMO

Conocidas las condiciones de trabajo se determina el espesor de la tubería de acero, el cual se verá disminuido a consecuencia de la corrosión. Para tal efecto se recomienda que el espesor calculado de diseño, se agregue el equivalente a 1/16" o 1.5 mm.

El valor obtenido, deberá ser ajustado al valor inmediato superior de espesores convencionales para tuberías, de la siguiente tabla (3.1):

ESPEORES EN cm.
0.7940
0.9525
1.2700
1.5875
1.9050
2.2230
2.5400
2.8575
3.1750
3.4925
3.8100
4.1275
4.4450

TABLA 3.1

La determinación del espesor es distinta para las tuberías abiertas, que para las tuberías cerradas.

1) TUBERIAS ABIERTAS

Se utilizan dos criterios:

a) Espesor mínimo por rigidez

La ecuación más utilizada comúnmente para la determinación del espesor mínimo que debe tener el encamisado de acero con el objeto de mantener su forma circular (autosuporte), el cual asegura a la tubería la rigidez necesaria para el transporte, es:

$$e = \frac{D \cdot 1000}{100} \dots \dots \dots (3.21)$$

donde:

- e = espesor de la tubería en mm.
- D = diámetro de la tubería en mm.

b) Espesor por presión interna:

Una vez conocida la máxima presión interior y las características del acero de la tubería, se realiza el siguiente análisis:

$$\frac{F_y}{\phi} > c \dots \dots \dots (3.22)$$

Donde:

- F_y = Límite inferior de fluencia del material Kg/cm²
- φ = Solicitación equivalente (esfuerzo permisible del acero), en Kg/cm²
- c = Factor de seguridad

Además se tiene que la sollicitación equivalente se determina como:

$$\phi = [\phi_c \cdot 2 + \phi_1 \cdot 2 - (\phi_c)(\phi_1)] \cdot 0.5 \dots \dots (3.23)$$

Donde :

- σ_c = Solicitación circunferencial, en Kg/cm²
- σ_l = Solicitación longitudinal, en Kg/cm²

Si la sollicitación circunferencial en la tubería, no tiene refuerzos exteriores (anillos rigidizantes), se determina por medio de:

$$\sigma_c = \frac{P D}{c e n} \dots\dots\dots (3.24)$$

donde:

- P = Máxima presión interna, (carga nota sobrepresión) en kg/cm²
- D = Diámetro de la tubería en mm.
- e = Espesor de la tubería en mm.
- n = Eficiencia de la soldadura.

La sollicitación longitudinal (σ_l) es la total debida a flexión entre apoyos incluyendo el efecto sísmico, peso de la tubería, efectos térmicos, efectos de poisson de la presión interna, presión en un tramo de la tubería donde hay reducción, roce de los apoyos, roce y presión sobre la corona de la junta de dilatación, etc.

Además donde hay anillos de refuerzo se debe también considerar los efectos flexionantes locales y se efectúa un cálculo distinto considerando el efecto transversal del mismo.

Como se puede ver de acuerdo al desarrollo del análisis anterior, el procedimiento correcto es muy laborioso, por lo que en la primera aproximación se puede considerar que $\sigma = \sigma_c$ y aumentando a 2 el factor de seguridad, por lo que el espesor de la tubería quedaría definida por:

$$e = \frac{P D}{c \sigma_c n} \dots\dots\dots (3.25)$$

La máxima presión interior en cualquier punto de la tubería, resultará de la diferencia entre el N.M.M.O. (si es que no existe pozo de oscilación en la conducción que alimenta a la turbina) ; la elevación del eje de la tubería en estudio, más la sobrepresión originada por el fenómeno de golpe de ariete en condiciones críticas de operación, previamente calculadas.

Si hay pozo de oscilación en la conducción, en lugar del N.A.M.O. debe considerarse el nivel que alcanza la máxima oscilación que se produce en el pozo.

Para simplificar el cálculo de la sobrepresión a lo largo de la tubería, puede suponerse que ella varía linealmente entre la entrada al caracol de la turbina, donde la sobrepresión es máxima, y la entrada al conducto (o el pozo de oscilaciones) donde la sobrepresión es igual a cero.

Una vez determinada la máxima presión en cada punto de la tubería, el cálculo del espesor por presión interna se realiza subdividiendo en tramos la tubería y calculando para cada uno de ellos, el espesor, mediante la última ecuación (3.25). En general la eficiencia de la soldadura deberá considerarse como de 100% debido al avance en las pruebas de inspección en campo ya sea por rayos X o por partículas magnéticas, su confiabilidad es buena desde el punto de vista de diseño, se recomienda suponer dicho valor en la ecuación. Para el esfuerzo permisible (σ), se utiliza el criterio que propone Electricité de France, el cual considera los factores de seguridad como las relaciones mínimas entre el límite inferior de fluencia del material y las solicitaciones equivalentes. (Ver tabla 3.1).

11) TUBERIAS CERRADAS

El análisis que se requiere para determinar los espesores de la tubería contempla los criterios mencionados anteriormente, así como el criterio de cálculo del espesor por presión externa, por lo que los criterios a emplear son

- a) Espesor mínimo por rigidez
- b) Espesor por presión interna
- c) Espesor por presión externa

Para calcular el espesor mínimo por rigidez empleamos la ecuación:

$$\sigma = \frac{D + 1000}{400} \dots\dots\dots (3.21)$$

donde:

e = espesor de la tubería en mm.
D = diámetro de la tubería en mm.

El espesor por presión interna estará dado por la ecuación:

$$e = \frac{P D}{c \phi n} \dots\dots\dots (3.25)$$

donde:

e = espesor de la tubería en mm.
P = máxima presión interna en Kg/cm²
D = diámetro de la tubería en mm.
n = eficiencia de la soldadura
 ϕ = esfuerzo permisible del acero Kg/cm²
c = factor de seguridad

Considerando para este tipo de tuberías que el esfuerzo permisible (ϕ) se determina por los siguientes criterios:

El U.S.D.R.----- ANTERIOR A 1970 $\phi = 1/2 F_y$
El U.S.D.R.----- DESPUES DE 1970 $\phi = 2/3 F_y$

donde:

F_y = Limite inferior de fluencia del material

El hecho de haber reducido el factor de seguridad después de 1970 se debe a que en la mayoría de los túneles que se encuentran en un macizo rocoso, puede considerarse que la roca circundante puede tomar parte de la presión interna máxima. Con base en esto, el esfuerzo permisible se aumento, haciendo la consideración expuesta.

Se recomienda que el espesor máximo de la camisa del blindaje de acero no sobrepase los 4.44 cm. para tuberías que deberán ser soldadas en la obra, ya que para espesores mayores se hace muy difícil dar el tratamiento necesario al acero para que no altere sus propiedades originales. El límite de fluencia de los aceros utilizados normalmente utilizados en este tipo de obras se pueden ver en la tabla 3.2 .

DESIGNACIÓN ASTM	RESISTENCIA A LA RÍPTURA, F_T , EN TENSIÓN KG/CM ²	RESISTENCIA DE FLUENCIA, F_Y KG/CM ²	CONDICIÓN NORMAL	CONDICIÓN INTERMITENTE	CONDICIÓN DE EMERGENCIA	CONDICIÓN EXCEPCIONAL
A515-GRADO 60	4420	2250	0.625 F_Y	0.8 F_Y	F_Y	F_T
A516-GRADO 60	4420	2250	0.625 F_Y	0.8 F_Y	F_Y	F_T
A537-GRADO A HASTA 3.18 CM DE ESPESOR	4930	3520	0.47 F_Y	0.62 F_Y	0.93 F_Y	F_T
A537-GRADO A ESPESOR MAYOR QUE 3.18 CM	4580	3240	0.47 F_Y	0.63 F_Y	0.94 F_Y	F_T
A517	8100	7040	0.38 F_Y	0.51 F_Y	0.77 F_Y	F_T

TUBERIAS SOMETIDAS A PRESIÓN INTERNA
TABLA 3.2

Nunca refuerzos o anclajes deberán ser soldados sobre soldaduras circunferenciales o longitudinales. Las tolerancias para los fabricantes referentes a: ovalización máxima de la tubería (1%) y desalineamiento de los bordes a soldar (aprox. el 10% del espesor).

Estas dos tolerancias afectan la resistencia de los tubos y el desalineamiento, importante para las soldaduras longitudinales.

En resumen deberá tomarse como límite máximo el espesor de 4.44 cm para optar por el material que en límite de fluencia máxima le siga en forma ascendente (en valor) según la tabla 3.2.

c) Espesor por presión externa.

Considerando la máxima presión exterior de acuerdo al criterio anterior, se calculará el espesor necesario por presión externa en dos fases:

1) Para esfuerzo compresivo directo.- Aquí es necesario utilizar la misma ecuación que se usó para el espesor por presión interna donde P representa la máxima presión exterior, D el diámetro interior de la tubería y e el espesor de la sección considerada (a y n tienen el mismo significado).

2) Colapso (Buckling). De acuerdo con el criterio de Amstutz y suponiendo inicialmente un espacio intersticial entre la camisa de acero y el concreto circundante de 3/10000 del radio del encamisado de acero se obtendrá del diagrama de la (Fig 3.6) el espesor del encamisado.

PRESION EXTERIOR CRITICA PARA TUBERIAS DE ACEPO

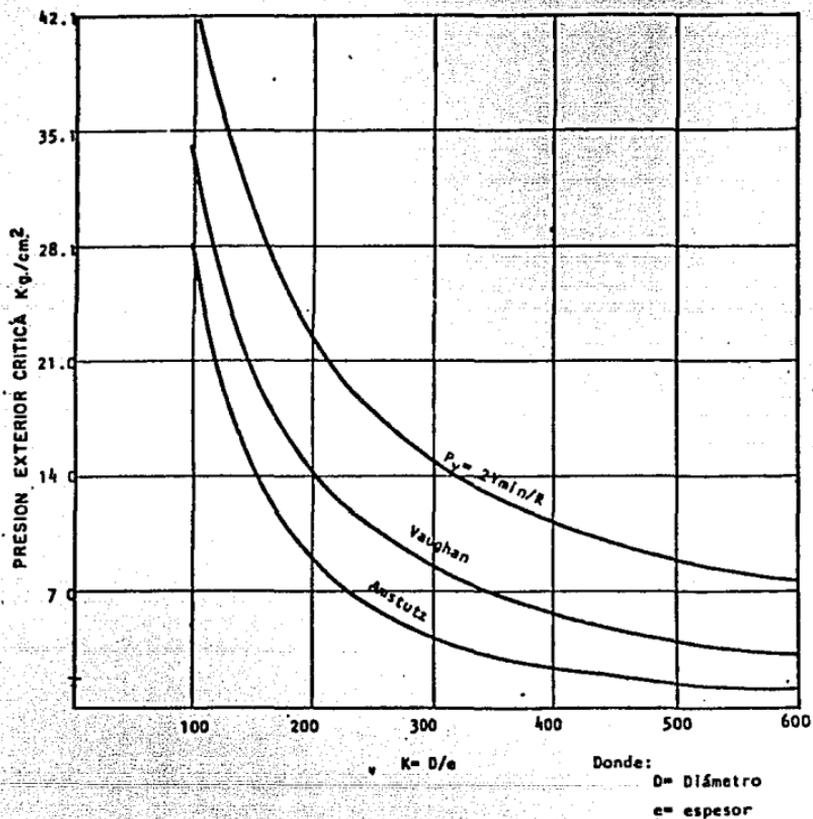


Fig. 3.6

PRESION EXTERIOR CRITICA PARA TUBERIAS DE ACERO

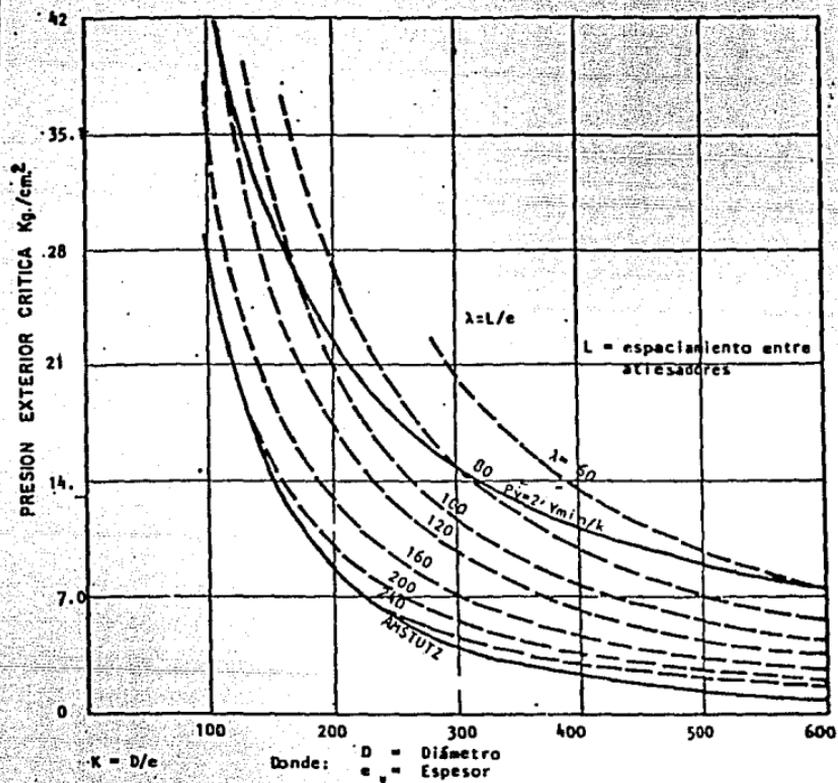


Fig. 3.7

Cuando la presión de diseño exterior es mayor que la presión crítica que soporta la tubería, es necesario rigidizar la sección correspondiente mediante atiesadores, que elevarán las características del encamisado de acero con relación a la presión crítica exterior. Dichos atiesadores son anillos de placa de acero soldada exteriormente a la camisa de acero, dependiendo de su espaciamiento, de su espesor y de su diámetro, cambiarán las presiones críticas a las cuales fallará por colapso la tubería.

La figura 3.7 muestra el efecto que sobre la presión de colapso tienen los atiesadores.

3.2.5 POZO DE OSCILACION

En toda instalación que este constituida por una galería a presión y que termine en una tubería a presión, las cuales conducen el agua a la turbina se construye al final de la galería un pozo piezométrico que tiene por objeto recibir la onda de sobrepresión que circula de abajo a arriba en la tubería, cuando se produce un cierre en el distribuidor de la turbina, que da origen a fenómenos transitorios. De no existir este pozo de oscilación, (también conocido como chimenea de equilibrio) la onda de sobrepresión se transmitiría a la galería (de la obra de toma hasta el cambio de secciones y de material de concreto a acero), lo cual hay que evitar, por ello, cuando esta onda encuentra a la chimenea penetra en ella provocando una sobre elevación en el agua hasta alcanzar una altura z , como se indica en la Figura 3.8.

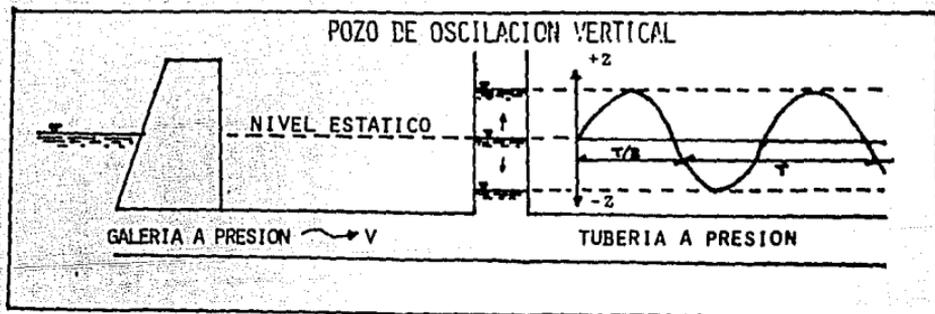


Fig. 3.8

Como las ondas de sobrepresión se repiten cambiando de signo (positivas o negativas) con valor decreciente, a causa del amortiguamiento producido por las resistencias pasivas creadas por la circulación del agua, esta se eleva y desciende en el pozo sobre el nivel estático. Se repite la oscilación y así sucesivamente hasta llegar finalmente al nivel correspondiente en el pozo piezométrico, según el gasto circulante por las tuberías a presión.¹³

La oscilación del agua es de forma senoidal (ver fig. 3.8) ; el período "T" depende de la longitud "L", de la sección de la tubería "f" y de la sección del pozo "F", teniendo el siguiente valor:

$$T = 2\pi \left(\frac{L F}{g f \sin \alpha} \right) \pm 0.5 \quad \dots (3.26)$$

Siendo α el ángulo de inclinación del pozo (ver Fig. 3.9), para pozos verticales, $\alpha=90^\circ$.

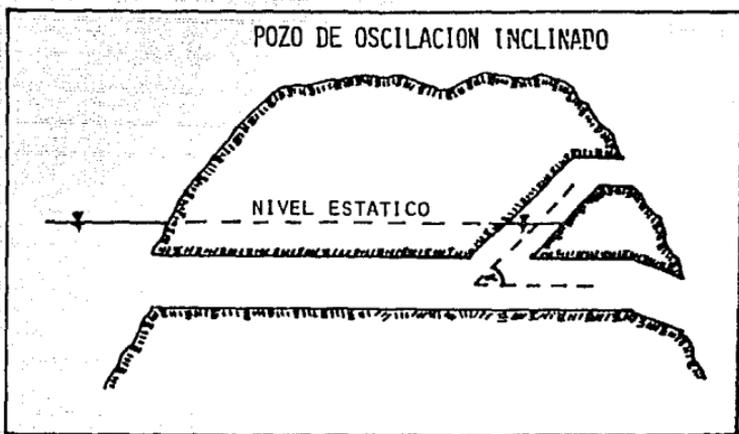


Fig. 3.9

Suponiendo que no se producen pérdidas de carga por causa de la circulación del agua, existirá igualdad entre la energía cinética y la energía potencial, por lo que puede establecerse:

$$L f \frac{\Delta V^2}{2g} = Z \frac{F}{\sin \alpha} \frac{Z}{2} \quad (3.27)$$

donde:

- L = Longitud de la tubería en M.
- f = Sección de la tubería en M².
- F = Sección del pozo en M².
- ΔV = Variación de la velocidad en M/s.
- Z = Variación vertical del nivel del agua con respecto al nivel estático en M.

Para variaciones bruscas de la carga, la altura que adquiere el nivel del agua en los pozos piezométricos tiene por valor:

$$Z = \pm \frac{L f}{g F} (\Delta V \sin \alpha)^2 \approx 0.5 \quad (3.28)$$

Que alcanza su valor máximo cuando se produce la descarga total de la turbina y se cierra bruscamente el distribuidor. Entonces tiene lugar que $\Delta V = V$, siendo V el valor máximo de la velocidad del agua con la carga máxima, permitiendo determinar las dimensiones que debe tener el pozo piezométrico a fin de que las elevaciones de altura de agua, positivas o negativas, con respecto al nivel estático, se mantengan dentro de un valor prudencial y especialmente en estas últimas no descienda dicho nivel en tal forma que quede al descubierto el vertice de la galería a presión, en cuyo caso penetraría el aire y daría origen a los graves inconvenientes producidos por la formación de vortices.

Cuando se tienen en cuenta las pérdidas de carga en la galería (como son: las de entrada en la embocadura abocinada de la galería, las que se originan por el paso del agua en las rejillas y por los dispositivos de cierre, y fricción), la amplitud de las oscilaciones viene modificada notablemente con respecto a las obtenidas anteriormente por las fórmulas.

Suponiendo que la velocidad máxima de circulación sea V, y llamando además Σh a la suma de todas las pérdidas de carga expresadas en metros y que hemos indicado anteriormente, los

valores de la amplitud máxima Z de la oscilación del agua en el pozo serán los siguientes:

Para maniobras de cierre brusco (amplitud hacia arriba)

$$Z = V \frac{L}{g F} \frac{1}{3} D \sqrt{2} \quad (3.29)$$

Para maniobra de apertura brusca (amplitud hacia abajo)

$$Z = V \frac{L}{g F} \frac{1}{4} D \sqrt{2} \quad (3.30)$$

Las amplitudes se miden a partir del nivel estático del embalse alimentador.

El proceso de oscilaciones de la columna de agua en el pozo piezométrico, que permite la determinación de las dimensiones convenientes para este, pueden seguirse por un método gráfico. Ver Fig. 3.10.

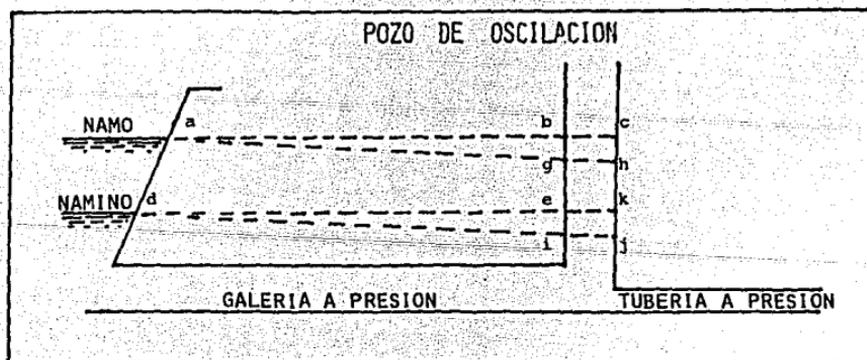


Fig. 3.10

Quando no circula el agua por la tubería el nivel del embalse es el mismo que el del pozo, es decir a-b-c para el nivel máximo y d-e-k para el nivel mínimo. Si la turbina trabaja, el nivel en la chimenea desciende, siendo entonces g-h para el máximo nivel del agua, e i-j para el nivel mínimo. Esta caída de altura medida en el primer caso por c-h y en el segundo por k-j, es debida a las pérdidas originadas por la circulación del agua, en el capítulo IV se evaluarán.

Una vez presentadas las consideraciones generales de funcionamiento diseño de un pozo piezométrico, la pregunta es el particular que aquí se analiza es: deberá llevar pozo?

Para contestarla tomaremos los criterios para el diseño del libro "Applied Hydraulic Transients" de Chaudhry.

1) Económicamente; la construcción de un pozo disminuirá el diámetro de la tubería, y esto habría que compararlo con su costo.

2) Se sugiere su construcción, en la medida que de acuerdo a las características de las turbinas no permitan que se disminuya gradualmente la velocidad de flujo aumentando el tiempo de cierre de las válvulas.

3) Un estudio profundo para su construcción deberá ser evaluada si no se cumple con la siguiente consideración, hecha por Kisielew:

$$\frac{L_1 v_1}{L_2 v_2} > 3 \text{ a } 5 \dots (3.33)$$

(unidades de SI)

3.3 ARREGLO GENERAL DE LA TUBERIA

3.3.1 MONTAJE DE LA TUBERIA

Las tuberías de acero generalmente se montan al aire y apoyadas sobre macizos, de concreto. El trazado debe hacerse de modo que solo haya una alineación, aunque no hay inconveniente

en que existan otras alineaciones. Los cambios de rasante deben estudiarse para que no haya tramos con mucha inclinación precedidos de otra de poca. En los puntos de cambio de rasante, así como en los cambios de dirección, hay que establecer anclajes.¹⁴

Los apoyos normales de la tubería suelen llevar en su parte superior una plancha de acero curvada o hierro en U, empotrada en la obra de fábrica para que pueda moverse el tubo por las variaciones de temperatura con el menor esfuerzo de fricción. La distancia a que deben situarse los apoyos es aproximadamente el cuádruple del diámetro de la tubería, pero puede comprobarse su valor al realizar el cálculo de la resistencia mecánica de los tubos. Las figuras 3.11, 3.12 se refieren a dos tipos de apoyos; el primero con una plancha curvada, fija a la obra por tirantes soldados; y el otro lleva unos pies de palastro soldados a la tubería (que se mueven sobre una pieza en forma de U) constituidos por viguetas de acero. Para las tuberías blindadas (con anillos) la plancha de apoyo se divide en dos para dejar un espacio por el que salga el agua de lluvia que se fuera almacenando, Fig 3.13.

Ordinariamente, en el trazado de la tubería el terreno es rocoso y ello facilita, las cimentaciones de los macizos. La plancha para el rozamiento en el apoyo abarca a la tubería en un ángulo de 120° .

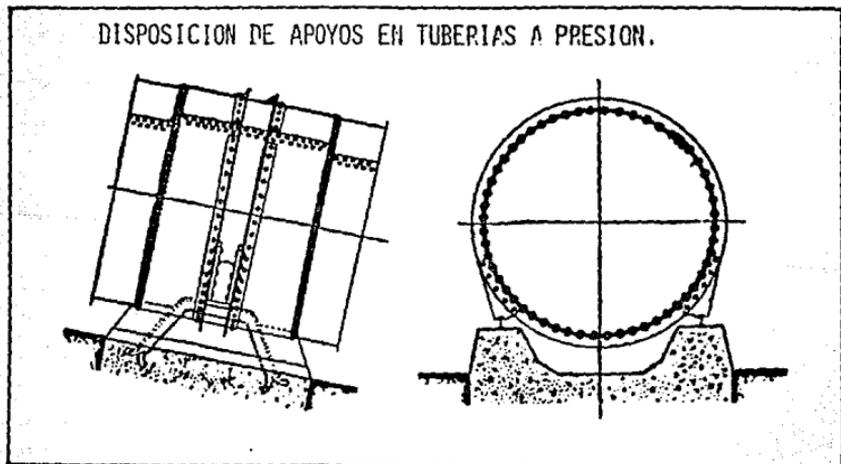


FIG. 3.11

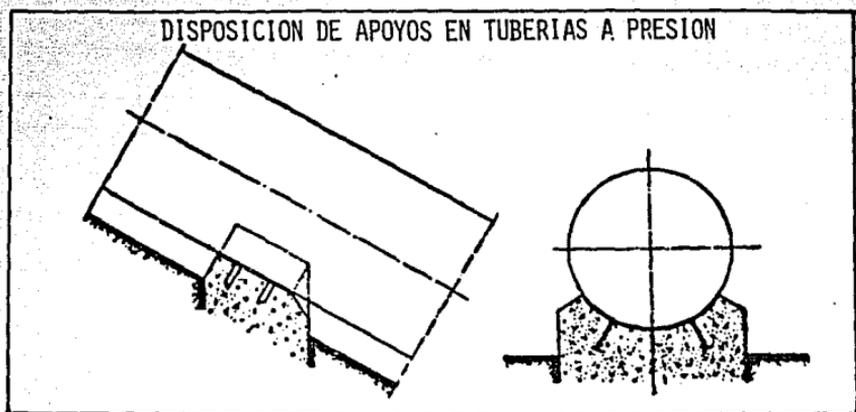


FIG. 3.12



FIG. 3.13

3.3.2 TRAZO DE LA TUBERIA

En el plano que a continuación se presenta, (PLT 2) se muestra el trazo de la tubería en perfil y planta.

CAPITULO IV

"ANALISIS HIDRAULICO"

4.1 ANTECEDENTES

4.1.1 ASPECTOS GENERALES

El análisis hidráulico de una tubería presión presenta dos aspectos; el de revisión y el de diseño. En el de revisión llamado también directo, el gasto se calcula una vez conocida la geometría de la estructura en cuestión. El problema de diseño conocido como indirecto, exige tanteos preliminares hasta obtener un resultado compatible, en este problema se dispone del gasto y rara vez de algunos elementos geométricos.¹⁵

En la revisión es necesario plantearse todas las condiciones de frontera, a fin de analizar hidráulicamente su funcionamiento, considerando que tenemos un flujo permanente aplicamos las ecuaciones: de continuidad, conservación de la energía y cantidad de movimiento,

En la ecuación de conservación de energía aparecen terminos llamados pérdida de carga, por fricción y menores que representan la cantidad de energía que el flujo tiene que disipar para vencer las fuerzas que se oponen a su escurrimiento.

El parámetro adimensional que caracteriza los escurrimientos a presión es el número de Reynolds, Re , el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre la inercia.

Se define como, número de Reynolds en un conducto, la relación entre las fuerzas de inercia del líquido y la fuerza viscosa del mismo. En un conducto circular se calcula como:

$$Re = \frac{v D}{\nu} \dots\dots\dots (1.1)$$

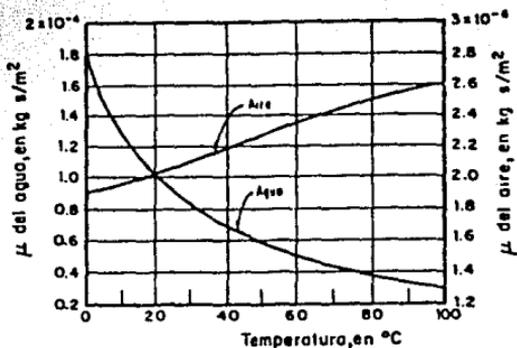
donde:

- D = diámetro del conducto, en cm.
- v = velocidad media del conducto, en cm/s.
- ν = viscosidad cinemática del líquido circulante en cm^2/s .

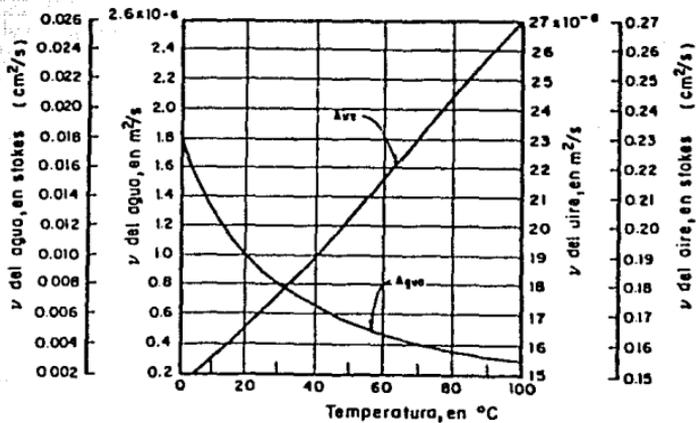
Cuando un conducto no sea circular, la longitud representativa que debe usarse para calcular el número de Reynolds es el diámetro del círculo inscrito en la sección transversal del conducto, o el diámetro hidráulico, $D = 4R$, siendo D el diámetro hidráulico ($R = A/p$; A = área del conducto, p = perímetro mojado). Los valores de la viscosidad cinemática para distintos fluidos pueden obtenerse de la fig. 1.1, en $M^2/s \times 10^{12}$ como una función de la temperatura y distintas presiones.

En tuberías a presión con flujo permanente cualquier problema hidráulico se puede resolver con las ecuaciones de continuidad, de conservación de la energía, de cantidad de movimiento.

En la aplicación de las ecuaciones de conservación, de cantidad de movimiento, la complejidad del tratamiento tridimensional se puede evitar mediante valores medios de las variables características del flujo. En la ecuación de Dornouill la carga de presión y de posición se miden al centro del conducto. Con respecto a la velocidad, se utiliza una distribución uniforme de velocidades de magnitud igual al de la velocidad media; el error que se cometa con esta simplificación se corrige con los coeficientes de Coriolis, α , o Doussinseq, β según sea el caso.



VISCOSIDAD DINAMICA DEL AGUA Y DEL AIRE A LA PRESION ATMOSFERICA DEL NIVEL DEL MAR.



VISCOSIDAD CINEMATICA DEL AGUA Y DEL AIRE A LA PRESION ATMOSFERICA DEL NIVEL DEL MAR.

Fig. 4.1

En la evaluación de los coeficientes α y β se requiere el conocimiento previo de la distribución de velocidades en cada sección; en la mayoría de los problemas de hidráulica, los escurrimientos son turbulentos y es común considerarlos igual a la unidad. Sin embargo, hay que tener presente que es posible inducir un error, sobre todo en escurrimientos no turbulentos en donde existan problemas locales de separación o de otra índole, que modifiquen completamente el perfil de velocidades respecto del uniforme. A menos de ser indispensable, es común suponer que ambos coeficientes valen la unidad y que son más importantes otros factores, la estimación de la rugosidad absoluta, "e", del conducto que el error que por este concepto pueda cometerse.

En general, cualquier sistema de ecuaciones debe plantearse entre secciones finales donde las condiciones de frontera queden bien definidas, esto es, donde se conozca la energía total, las proporciones que la constituyen: energía de posición, presión y cinética. Dichas secciones pueden ser:

- i) La superficie libre del líquido en un recipiente al cual se conecta un conducto.
- ii) La sección inicial de un chorro descargado por un chiflón a la atmósfera, o a un recipiente lleno de un gas a presión constante.
- iii) La salida de las conducciones que descargan a la atmósfera o a recipientes cuya carga hidráulica sobre el conducto sea conocida o pueda valorarse.
- iv) Secciones intermedias de una conducción donde concurren varios tramos, en los cuales la energía es la misma para todos.

4.1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES

1.- Ecuación de Continuidad. Se expresa como:

$$Q = A_1 V_1 \dots \dots \dots (1.2)$$

donde:

- A_i = Área la sección transversal en M^2 , de la i esima sección del conducto
- V_i = Velocidad media en la i esima sección transversal, en M/s .
- Q = Gasto que circula por el conducto, en M^3/s

en las ramificaciones deberá cumplirse:

$$Q = \sum_{i=0}^n A_i V_i \dots \dots \dots (4.3)$$

2.- Ecuación de Conservación de la energía.

Se aplica entre dos secciones transversales del conducto.

$$Z + \frac{P}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} = Z + \frac{P}{\gamma} + \alpha \frac{V^2}{2g} + hf + h_l \quad (4.5)$$

- Z = Energía de posición, correspondiente a la elevación eje del conducto con respecto a un nivel horizontal de referencia, en ft.
- P = Presión en el centro de gravedad de una sección transversal, en Kg./M².
- γ = Peso específico del líquido, en Kg./M³
- α = Coeficiente de corioliz, adimensional igual a la unidad para flujo turbulento.
- V = Velocidad media en una sección del conducto en M./s.
- g = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²
- hf = Suma de las pérdidas de energía debido a la fricción.
- h_l = Suma de las pérdidas locales o menores que se presentan.

Para utilizar esta ecuación se establece un nivel de referencia (Ver fig. 4.2) a partir del cual se miden verticalmente cada uno de los términos (cargas), que tienen dimensiones de longitud. La carga o energía total, H_l en una sección transversal se representa:

$$H_l = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \dots \dots \dots (4.5)$$

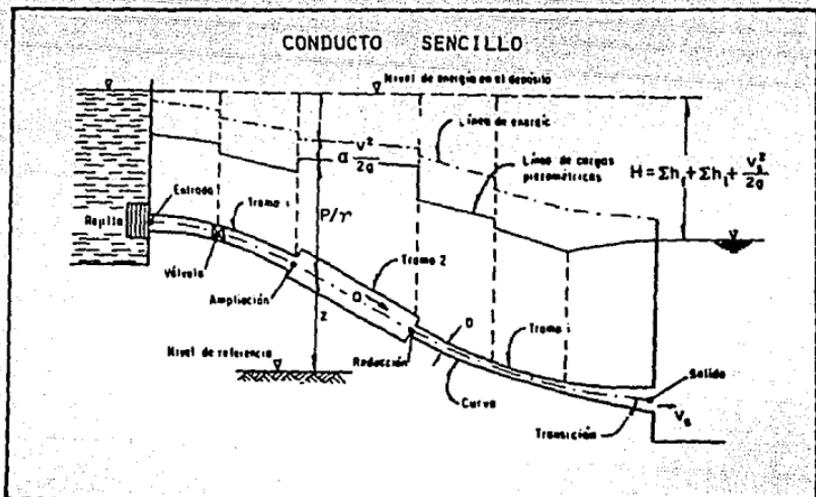


Fig. 1.2

3.- Ecuación del impulso o cantidad de movimiento. Es una expresión vectorial, y se acostumbra trabajarla en componentes escalares, según tres direcciones ortogonales, mutuamente perpendiculares:

$$F_x = \frac{V}{g} (0 \text{ D } V_x) \dots\dots\dots (1.5)$$

$$F_y = \frac{V}{g} (0 \text{ D } V_y) \dots\dots\dots (1.7)$$

$$F_z = \frac{V}{g} (0 \text{ D } V_z) \dots\dots\dots (1.8)$$

donde:

F_x, y, z = Suma de fuerzas externas o internas en una de las tres direcciones ortogonales "x", "y" o "z" que actúan sobre el volumen de control. Estas pueden ser: a) de inercia o de cuerpo, como las debidas a la acción de algún campo electromagnético o a la aceleración de coriolis, pero generalmente son fuerzas gravitacionales, b) de superficies, como los empujes estáticos y dinámicos producidos por la presión, o bien las fuerzas causadas por un esfuerzo cortante que generalmente son originadas por la fricción con una frontera sólida, y c) fuerzas de reacción externas en razón a la acción del flujo;

- γ = Peso específico, en Kg/M³
 B = Coeficiente de Boussinesq, adimensional, igual a la unidad en flujo turbulento.
 U, v, z = Componente de la velocidad media en la dirección x , y o z de cada entrada o salida flujo al volumen de control, en M/s.

La ecuación se aplica a un volumen de control totalmente lleno de líquido y se deduce de un diagrama de cuerpo libre, es decir, las fuerzas se consideran externas al volumen de control.

El componente de la velocidad media en la dirección considerada estará afectado por dos signos: uno debido a la dirección de la velocidad con respecto a los ejes coordenados, y el otro será positivo cuando el flujo salga del volumen de control, o negativo si el flujo entra al volumen de control.

Para cada producto QBV, deberá considerarse el gasto Q , coeficiente de Boussinesq correspondiente a la porción de la superficie de control que atraviesen.

Entre otros, los principales problemas que pueden presentarse en las fronteras son:

- Ingreso, o egreso de un gasto conocido.
- Ingreso, o descarga en las que esta obligada una relación velocidad tirante; por ejemplo, si el ingreso se hace con una bomba que suministra una potencia constante, o bien si la descarga se efectúa en el remate de un canal en cuyo extremo hay una caída libre.

4.1.3 PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO

El perímetro mojado de cualquier ducto es la línea de intersección de su superficie mojada con un plano transversal. Así, para una tubería circular llena, con un diámetro D , el perímetro mojado es igual a la circunferencia, o sea $\pi \times D$.

El radio hidráulico R de un ducto es el área transversal de la corriente que lleva, dividido entre el perímetro mojado de la sección. Para un ducto circular que fluye lleno, el radio hidráulico es $D/4$. Todas las fórmulas para pérdida de carga debido a la fricción incluyen ya sea el diámetro o el radio hidráulico. Por lo común se ha descubierto que es más conveniente escribir D directamente en fórmulas de tuberías que utilizar el radio hidráulico.¹⁶

4.1.4 GRADIENTE HIDRAULICO Y GRADIENTE DE ENERGIA

La pérdida de carga en flujo en tuberías rectas se ilustra gráficamente en la figura 1.3, donde se muestran dos líneas que se denominan, gradiente hidráulico y gradiente de energía.

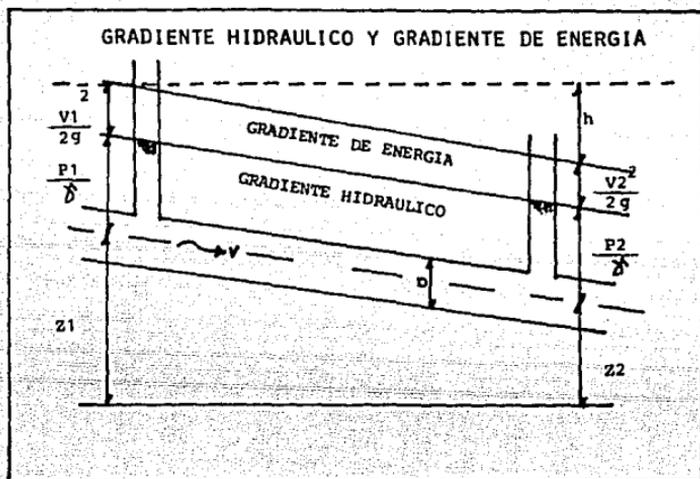


Fig. 1.3

El primero se define mediante el lugar geométrico de las elevaciones a las que se eleva el líquido en tubos piezométricos sucesivos y, por ende, se trata de una representación gráfica, respecto a cualquier nivel de referencia escogido, de la carga potencial (presión más elevación) o energía que posee el líquido en todas las secciones de la tubería.¹⁷

El gradiente de energía está por encima del hidráulico, a una distancia igual a la carga de velocidad en cada sección; se trata de una representación gráfica, respecto al nivel de referencia escogido de la carga total o energía que posee el líquido.

4.2 PERDIDAS DE CARGA

4.2.1 GENERALIDADES

En todas la tuberías existen pérdidas de carga en metros, que implica la pérdida de energía, debido a:

- a) Fricción en la tubería; A lo largo de las secciones rectas de las tuberías de diámetro uniforme y aspereza uniforme.
- b) Cambios de velocidad o dirección del flujo.

Las pérdidas de esos dos tipos se denominan respectivamente pérdidas por fricción o mayores y pérdidas menores.

Pérdidas Mayores. Se trata de una continua pérdida de carga, h_f , que se produce a una razón uniforme a lo largo de la tubería, en tanto permanezcan constantes el tamaño y la calidad de la tubería.¹⁸

Pérdidas Menores. Consisten en:

1) Pérdida de carga, h_c , que se debe a la contracción de la sección transversal. Esta pérdida se debe a una reducción en el Área transversal de la corriente y el aumento resultante de la velocidad. La contracción puede ser repentina o de derivación. La pérdida de carga a la entrada a una tubería de un tanque de almacenamiento es un caso especial de pérdida debida a la contracción.

2) Pérdida de carga, h_e , que se debe al ensanchamiento de la sección transversal. Esta pérdida la causa un incremento del Área transversal de la corriente, que da como resultado una disminución de la velocidad. La pérdida de carga en el extremo de salida de una tubería, donde se descarga a un depósito, es un caso especial de pérdida de carga debido al ensanchamiento.

3) Pérdida de carga, h_g , provocada por obstrucciones como compuertas o válvulas que producen un cambio en el Área transversal de la tubería, o la dirección del flujo. El resultado suele ser un incremento o un decremento repentino de la velocidad, seguido por un regreso más gradual a la velocidad original.

1) Pérdida de carga, h_b , causada por codos o curvas en los tubos, además de la pérdida que se produce en una longitud igual de tubería recta. Estos codos pueden ser de cualquier ángulo total de desviación, así como de cualquier radio de curvatura. A veces, como en un codo reductor, la pérdida debida a la curva se superpone a una pérdida causada por el cambio de velocidad.

Si se utiliza el símbolo, H_l , para designar todas las pérdidas de carga en una línea de tubería en la que haya flujo permanente, se tendrá:

$$H_l = h_f + h_c + h_g + h_b \dots\dots\dots (4.5)$$

4.2.2 PERDIDAS POR FRICCIÓN

Hay ciertas leyes, generales, basadas en la observación y los experimentos, que parecen regir la fricción de los fluidos de las tuberías y se expresan en todas las fórmulas de tuberías aceptadas en general. En forma breve, esas leyes son:

- 1.- Las pérdidas de fricción en un flujo turbulento aumentan en general con la aspereza de la tubería, cuando el flujo es laminar, la pérdida de fricción es independiente de la aspereza.
- 2.- La pérdida de fricción es directamente proporcional al área de la superficie mojada, o sea $PiDL$.
- 3.- Las pérdidas de fricción varían en proporción inversa a alguna potencia del diámetro de la tubería, por ejemplo, $1/D^{1.75}$.
- 4.- Las pérdidas de fricción varían como alguna potencia de la velocidad, o sea, como $V^{1.75}$.
- 5.- Las pérdidas de fricción varían como alguna potencia de la razón de la viscosidad a la densidad del fluido, o sea como $(\mu/\rho)^{0.25}$.

Al combinar estos factores, se puede escribir una ecuación racional para la pérdida de carga debido a la fricción de las tuberías, para cualquier fluido en la forma:

$$h_f = (K') (P_i D L) (1/D^{5/4}) (V^{7/4}) (M/p)^{1/4} \quad (4.9)$$

donde K' es un factor de proporcionalidad y un coeficiente de asperezas combinados.

Si se sustituye X con m , se podrá escribir, en la forma:

$$h_f = [K' P_i (M/p)^{1/4}] (L/D^{5/4}) (V^{7/4}) \quad \dots (4.10)$$

Al sustituir K por la cantidad entre corchetes de la ecuación, la fórmula básica para la pérdida de carga en el flujo en tuberías se enuncia como:

$$h_f = K \frac{L}{D^{5/4}} V^{7/4} \quad \dots (4.11)$$

De la pérdida de carga h_f que se produce en la longitud L de la tubería. En relación con la figura del gradiente hidráulico, se puede ver que la razón h_f/L es la pendiente del gradiente de energía, representado por medio de "S" que indica la pérdida de carga en metros por metro de tubería. Al sustituir h_f/L con S , la ecuación (4.10) se puede transponer a la forma:

$$V = \left(\frac{1}{K} \right)^{4/7} S^{4/7} D^{5/4} \quad \dots (4.12)$$

o bien sustituyendo $(1/K)^{4/7}$ con "y" y $1/4$ con "z", se tiene:

$$V = C' D^{5z} S^y \quad \dots (4.13)$$

Esta ecuación expresa la velocidad del flujo en función del diámetro D de la tubería y la pendiente S del gradiente de energía. Al introducir el radio hidráulico en vez del diámetro a partir de la relación $d = 4R$, se tiene:

$$V = (C' \times R^{4/3}) R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots (4.11)$$

O bien al sustituir $(C' \times R^{4/3})$, con C'' , la fórmula básica para la velocidad de flujo en las tuberías es:

$$V = C'' R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (4.15)$$

Las fórmulas para el flujo en tuberías se escriben comúnmente en cualquiera de las tres formas expresadas por las ecuaciones 4.11 4.13 4.15. En general, son aplicables a todos los fluidos. Se deben examinar los valores numéricos de los coeficientes y los exponentes a partir de los datos experimentales. A continuación se presentan las fórmulas más comunes para el cálculo de pérdidas por fricción:

1.-) Fórmula de Darcy - Weisbach

A partir de la ecuación (4.11), aceptando el valor de Chezy de 2 para n, Darcy y Weisbach, modificaron todavía más la ecuación, proponiendo un valor de 1 para m, y dividieron y multiplicaron por 2g, de modo que:

$$hf = (K'' \times 2g) \times L/D \times \frac{V^{5/2}}{2g} \dots\dots\dots (4.16)$$

Al sustituir el llamado factor de fricción "f" en vez de $K'' \times 2g$ se obtuvo la conocida fórmula de tuberías, que se conoce como fórmula de Darcy - Weisbach:

$$hf = f \frac{L V^{5/2}}{D 2g} \dots\dots\dots (4.17)$$

donde:

- hf = Pérdida de carga en un tramo de longitud L en metros.
- f = Factor de fricción. En función del número Reynolds y de la rugosidad relativa, adimensional. La forma de la sección transversal tiene influencia cuando la sección no es circular.
- D = Diámetro interior del tubo en metros.
- V = Velocidad media en el tramo estudiado en metros sobre segundos.

El valor de "f" se determina en el absciso de Moody, que se encuentra en este trabajo en el anexo A, así mismo es necesario conocer el valor de la rugosidad relativa que se puede encontrar en el anexo B.

2.-) Fórmula de Manning

La fórmula de Manning, apartir de la ecuación (4.13) es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(4.18)$$

donde n es un coeficiente de aspereza, se aplica más convenientemente a las tuberías, sustituyendo R con D/4, y expresándola de la siguiente forma:

$$hf = \frac{V^2 n^2}{(D/4)^{4.75}} L \dots\dots\dots(4.19)$$

El coeficiente n aumenta con el grado de aspereza del ducto, la tabla presentada en el anexo B, contiene valores típicos de n, recomendados para agua que fluya en tuberías.

3.-) Fórmula de Hazen - Williams

Se utiliza ampliamente para el diseño de sistemas de abastecimiento, cuando se escribe en la forma de la ecuación (4.9) tenemos:

$$V = 0.6494 C R^{0.63} S^{0.54} \dots\dots\dots(4.20)$$

Esta fórmula se diseño para el flujo de agua tanto en tuberías como en canales abiertos, pero se utiliza más para las tuberías. Sustituyendo R por D/4, S por hf/L, V por Q/A se tiene la siguiente expresión:

$$hf = 10.66 (Q/C)^{1.85} (L/D)^{4.87} \dots\dots(4.21)$$

4.2.3 PERDIDAS LOCALES O MENORES

Estas pérdidas se evalúan considerando que el flujo es turbulento; su magnitud se expresa como una proporción de la carga de velocidad media aguas abajo o aguas arriba de donde se produce la pérdida. La fórmula general para evaluar las pérdidas es:

$$h_l = K_l \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (4.22)$$

donde K_l es un coeficiente experimental sin dimensiones, que depende en general del tipo de pérdida que se trate, número de Reynolds, y rugosidad del tubo.¹⁹

A continuación se presentan los criterios utilizados para la evaluación de las pérdidas locales de acuerdo a las características propias del problema aquí tratado.

1) Pérdida de Entrada

El coeficiente de pérdida depende de la forma de la entrada, esto es, de la brusquedad con que se efectúa la contracción del chorro.

Si en una entrada la velocidad es alta y la presión baja, el líquido puede cavitarse; para evitar este fenómeno, se recomienda una entrada en forma elíptica, que además produce un mínimo de pérdidas, como ya se trató en el capítulo 2 inciso 2.3.

En la Fig. 4.1 se dan los valores de K_l , para entradas de forma elíptica, para tubos circulares, así como rectangulares:

2) Pérdida por reducción

Para evitar grandes pérdidas se recomienda que el ángulo de reducción no exceda el siguiente valor:

$$\tan \theta = \frac{(g D) \leq 0.5}{2} \dots\dots\dots (4.23)$$

donde:

θ = Angulo de reduccion gradual
 $D = (D_1 + D_2)/2$ (Ver Fig. 4.5)
 $V = (V_1 + V_2)/2$
 g = Fuerza Gravitacional

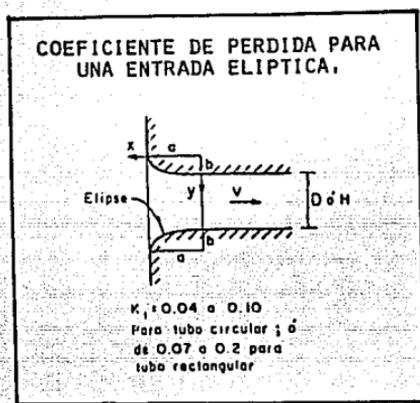


Fig. 4.4

**COEFICIENTE DE PERDIDA POR REDUCCION GRADUAL
DEL ANGULO O SEGUN KISIELIEV**

	4°	5°	7°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	60°	75°	80°
K_f	0.060	0.005	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.24	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.35

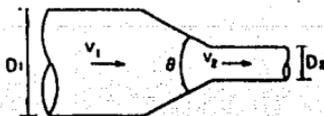


Fig. 4.5

De esta manera la reducción es gradual, el coeficiente de pérdida está en función del ángulo de reducción. (Ver Fig. 1.5).

3) Pérdida por cambio de dirección

El caso que se trata, es de curvas graduales de sección transversal circular, área constante. Los coeficientes básicos, k_p , para una sección transversal circular, área constante, se presentan en la Fig. 1.2, en función del ángulo de la curva y D el diámetro del tubo. La figura es válida para números de Reynolds mayores de 10^5 , para una tubería suficientemente larga a la salida de la curva a fin de que se vuelva a desarrollar totalmente el flujo.

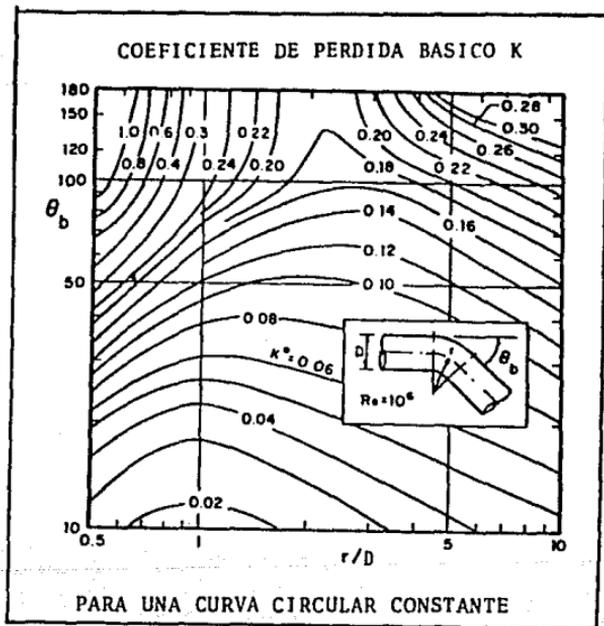


Fig. 1.2

El coeficiente de pérdida, K_1 , será igual a:

$$K_1 = K_p C_{rc} C_o C_f \dots\dots\dots(4.24)$$

donde:

- C_{rc} = Corrección para número de Reynolds menores de 10^4 .
- C_o = Corrección para la longitud de tubería a la salida de la curva, menor de 30 veces el diámetro.
- C_f = Corrección por rugosidad.

El factor de corrección C_{rc} , se obtiene de la figura que se encuentra en el anexo "D", en función del número de Reynolds y de la relación r/D , la cual cuando es menor a 1 solo una parte de los coeficientes de pérdida depende del número de Reynolds. Esto es para: $r/d > 1.0$ ó $K_p < 0.4$. Use la corrección C_{rc} de la figura del anexo D, con $r/d = 1$; de otra manera:

$$C_{rc} = \frac{K_p}{K_p - 0.2(C_{rc} \text{ para } r/d = 1) + 0.2} \dots\dots\dots(4.25)$$

El factor de corrección C_o , se presenta en la figura del Anexo E, en función del coeficiente básico K_p y de la relación de longitud del tubo a la salida de la curva entre el diámetro del tubo. Si $r/D > 3$ y $\theta > 100^\circ$, $C_o = 1$. Si después de la curva el tubo descarga a un depósito, es necesario sumar la pérdida por salida ($h_l = (K_1 + 1) \frac{v^2}{2g}$).

La corrección C_f se calcula:

$$C_f = \frac{f \text{ rugoso}}{f \text{ liso}} \dots\dots\dots(4.26)$$

donde:

- f rugoso = Factor de fricción en la fórmula de Darcy-Weisbach para la rugosidad del tubo en la curva.
- f liso = Factor de fricción en la fórmula de Darcy-Weisbach para un tubo liso.

Dichos factores se determinan considerando el número de Reynolds a la entrada de la curva.

Para una curva de sección transversal rectangular, de ancho b , altura H , radio r , (área constante) los coeficientes básicos para relaciones de esbeltez, $b/H = 0.5, 1, 2$ se presentan en las figuras 1.7, 1.8 respectivamente en función del ángulo de la curva y de la relación r/H . Las gráficas son válidas para $Re = 10^{4.2}$ basado en el diámetro ($D=1R$, $R =$ radio hidráulico), conducto suficientemente largo a la salida de la curva. En el caso de conducto rugoso, se corrige mediante el coeficiente de corrección C_f utilizado para tuberías circulares. El coeficiente de pérdida se obtiene con las correcciones C_{rc} , C_o , C_f de la siguiente manera.

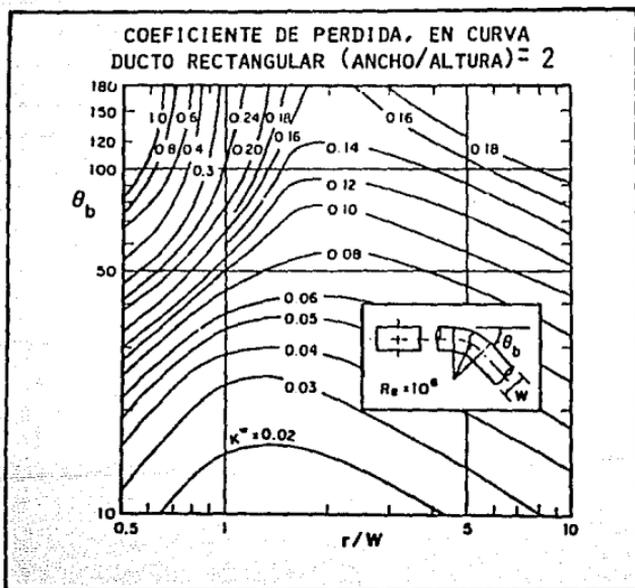


Fig. 1.7

El factor de corrección C_{rc} se obtiene de la de la figura del anexo D reemplazando r/D por r/W , y el C_o , mediante la figura del anexo E con las siguientes modificaciones:

Si $b/W < 0.7$ y $L/D > 1$, C_o rectangular = $1 - (1 - C_o \text{ circ.})/2$

Si $b/W < 0.7$ y $L/D < 1$, C_o rectangular = C_o circular

Si $b/W > 1.0$ y $L/D > 1$, C_o rectangular = C_o circular

Si $b/W > 1.0$ y $L/D < 1$, C_o rectangular = C_o circular excepto $1.5 < r/W < 3.0$

donde el coeficiente K_p básico, obtenido de las Figuras 4.7 y 4.8 deben ser multiplicados por dos.

La aplicación de estos coeficientes es cuando la longitud del conducto antes de la curva es mayor o igual a cuatro veces el diámetro.

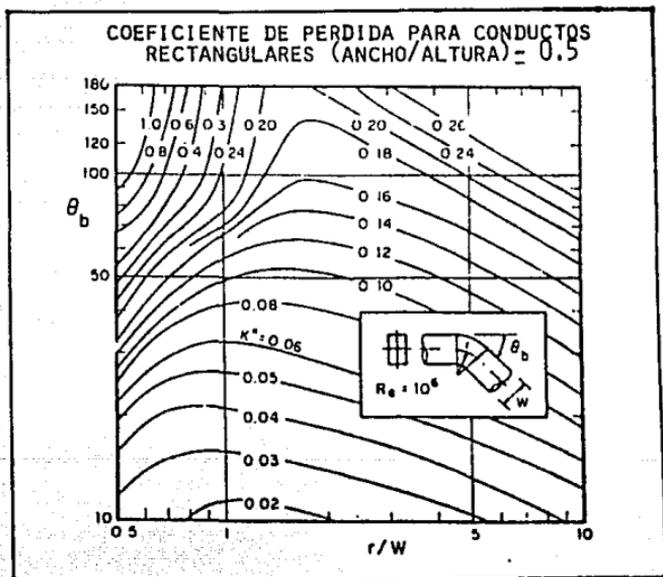


Fig. 1.8

4) Pérdidas en Bifurcaciones

La notación considerada para las bifurcaciones en "T" y "Y" es la que se muestra en la figura 4.9. El ramal tres se considera como el que conduce el gasto total. Los coeficientes de pérdidas, K_{ij} , se definen como la pérdida de carga entre las secciones i-j. El coeficiente de pérdida entre la tubería principal y el ramal se obtiene de la Fig. 4.10 para ángulos; $\theta = 45^\circ$ y 90° en función de $D1/D3$.

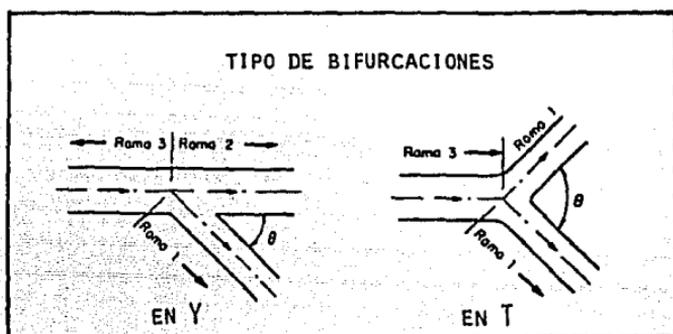


Fig. 4.9

Los coeficientes para bifurcaciones son validos si la tubería en las secciones 1 y 2 a la salida de la bifurcación es mayor de tres diámetros, y la longitud del tramo 3, antes de la bifurcación, rebasa tres o cuatro diámetros de esa sección, o bien dos o tres diámetros si aguas arriba existe una curva $r/D > 1$. Si la longitud del tramo 3 es menor de tres diámetros y $D1/D3 < 0.4$ no debe usarse la Fig. 4.11 el coeficiente de pérdida puede estimarse como:

$$K_{32} = 0.1 \frac{(V_3)^2 - (V_2)^2}{2g} \quad (4.27)$$

COEFICIENTE DE PERDIDA EN BIFURCACIONES

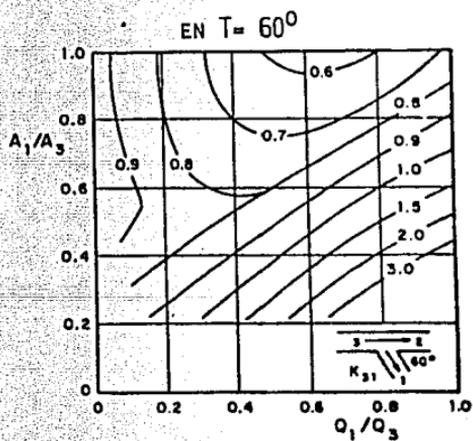
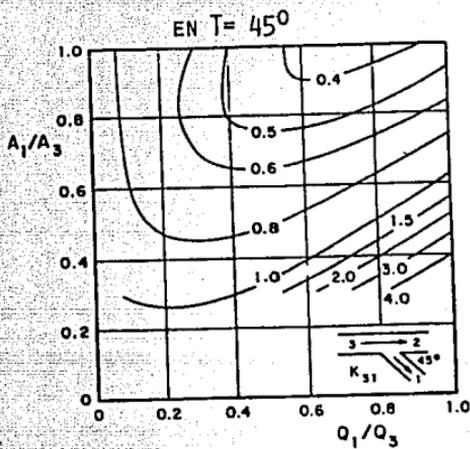


Fig. 1.10

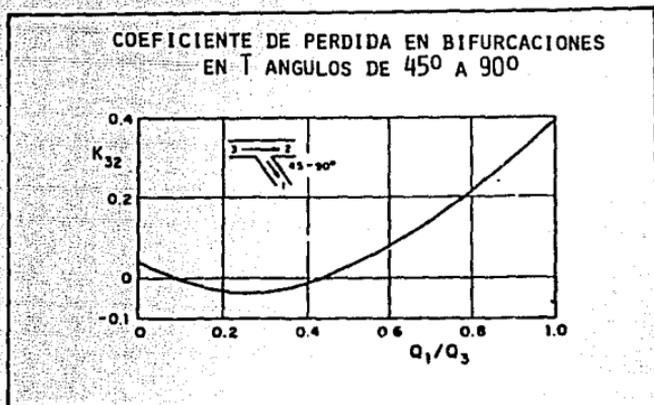


Fig. 4.11

5) Pérdida por rejilla

Para rejillas totalmente sumergidas y cuyos elementos no son cilíndricos, el coeficiente de pérdida puede obtenerse de la Fig. 4.12 en función de la relación del área libre que dejan las barras entre el área total del conducto y la forma de estas.

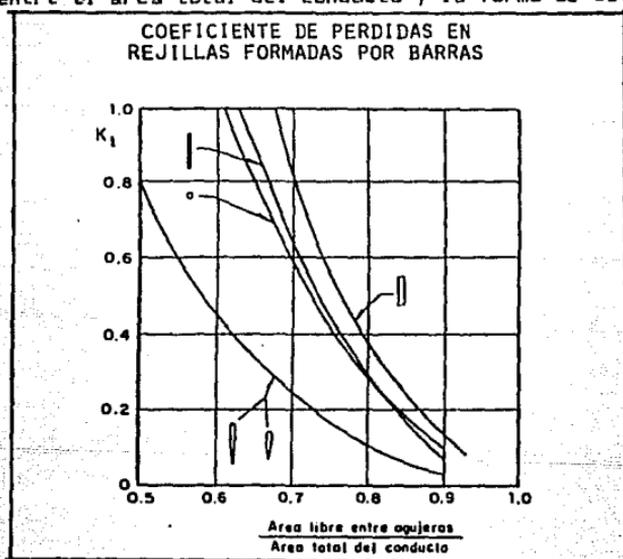


Fig. 4.12

6) Pérdida por ranuras

Esta fórmula es conocida como de Weisbach - Mosony, y se refiere a la ranura donde descansan las compuertas.

$$K_1 = 1.2 \left[(1-D)^2 + \left(\frac{1-A}{A} \right)^2 \right] \quad (4.27')$$

$$B = \frac{b h}{bh + 2yh + \pi b} \quad ; \quad A = 0.63 + (0.37D)^2$$

donde:

- b = Ancho de la sección
- h = Altura de la sección
- d = profundidad de la ranura
- y = d si $d < 0.2e$
- y = 0.2e si $d > 0.2e$
- e = profundidad de la ranura
- $\pi = 0.2e$

Esta pérdida no será evaluada en este trabajo debido a que es necesario conocer a detalle la compuerta.

B) Pérdida por transición

La fórmula que a continuación se presenta es empírica, fue obtenida de un manual de C.F.E. y se recomienda se use cuando haya cambios en la velocidad media de las secciones, algo que en este trabajo se procura conservar constante.

$$K_1 = 0.005 \quad \dots \dots \dots (4.27'')$$

4.3 FENOMENOS TRANSITORIOS

Los fenómenos transitorios son los que se presentan, cuando hay una variación de presión y velocidad con respecto al tiempo, a lo largo de un conducto que trabaja a presión.

Estas variaciones ocurren por una modificación de las condiciones de flujo permanente en el conducto debido a maniobras de una válvula, de una compuerta, de una bomba, de una turbina.

Es un fenómeno periódico de corta duración y produce deformaciones elásticas en el tubo y el líquido, que pueden llegar a romper el conducto o dañar los equipos conectados a ellas.

Los efectos de fricción y la elasticidad imperfecta de los tubos ocasiona que las oscilaciones se amortiguen y que el fluido alcance finalmente un estado nuevo de régimen permanente.²⁰

4.3.1 Tiempo de Inercia

El tiempo de inercia o constante de inercia de la tubería (T_u) se conoce como el tiempo que tarda la columna de agua, en segundos, en acelerarse desde una condición inicial de flujo $Q=0$ hasta su condición normal de operación y puede calcularse por:²¹

$$T_u = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \dots \dots (4.28)$$

donde:

- L_i = Longitud del i -ésimo tramo en cuestión
- V_i = Velocidad del fluido en el i -ésimo tramo
- H_n = Carga Hidráulica Nota
- g = Aceleración de la gravedad
- n = Número de tramos en que se ha dividido la tubería.

Cabe hacer notar que el tiempo de inercia o la constante de inercia de la misma, es inversamente proporcional a la carga a la que esta sometida. Dado lo anterior, entre más pequeña sea la carga a la que esta sometida, mayor será el tiempo de inercia y por tanto será una tubería lenta.

Para efectos de evaluar la sobrepresión, se calcula el tiempo de inercia de tubería a partir de la toma, o si existe pozo de oscilación aguas arriba, a partir del pozo hasta el romate de la tubería a presión. La razón por la cual se hace de esta forma es por considerar los efectos aguas arriba (sobrepresión) y aguas abajo de la tubería (separación de columna en el desfogue) cada uno por separado.

4.3.2 Celeridad de la Onda de Presión

Es la velocidad de propagación y reflexión, de una onda de presión cuando se han cerrado las válvulas. Ver Anexo F.

La fórmula para determinar la celeridad de la onda es la siguiente:²²

$$a = \left(\frac{K/p}{1 + (K/E) (D/e) C1} \right)^{0.5} \dots (4.29)$$

donde:

- K = Módulo volumétrico del agua, Kg/M² (ver Anexo H)
- E = Módulo de elasticidad del tubo, Kg/M² (ver Anexo I)
- D = Diámetro del tubo, M.
- e = Espesor de la pared del tubo, M.
- C1 = Parámetro adimensional que describe el efecto de la velocidad de onda sobre el tubo, y sus valores son:

- a) $C1 = 1-M/2$, para tubos asegurados solo en el extremo de aguas arriba.
- b) $C1 = 1/2 M$, para tubos asegurados en todo lo largo contra movimiento axial.
- c) $C1 = 1$, para tubos asegurados con juntas de expansión a todo lo largo.

$M =$ módulo de Poisson.

En el Anexo J, se muestran las graficas para encontrar la celeridad en algunos materiales.

La celeridad de la onda de presión en un tubo de concreto reforzado puede estimarse reemplazando el tubo real por uno de acero equivalente cuyo espesor de la pared se basa en el espesor del concreto y los refuerzos del tubo. La relación del módulo del concreto y el módulo del acero multiplicada por el espesor del concreto da una espesor equivalente del tubo de acero.

En caso de tratarse, de un sistema de tubos en serie de diferentes longitudes, áreas transversales y materiales, se obtiene para cada uno de ellos la celeridad respectiva, y se obtiene la celeridad media, mediante la siguiente relación:

$$a_m = \frac{L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_i}{\frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \frac{L_3}{a_3} + \dots + \frac{L_i}{a_i}} \quad (4.30)$$

donde:

- $a_m =$ Celeridad media en, M/s.
- $L_i =$ Longitud del tubo i-esimo, M.
- $a_i =$ Celeridad en el tubo i-esimo en M/s.

4.3.3 Golpe de Ariete

Las variaciones de carga en las turbinas, debido a las necesidades de generación de energía son reguladas, por reguladores automáticos que abren o cierran las válvulas, ocasionando variaciones en el gasto que circula por la tubería.

Esto origina sobrepresiones o depresiones, que debe soportar la tubería.

Supongamos una turbina y una tubería esquemáticamente representada en la figura 4.13. En ella el nivel de agua de operación está representada con la letra "A", la válvula está representada con la letra "O".

Cuando se llega a cerrar parcialmente una válvula la energía cinética de la masa de agua, se transforma en energía vibratorias, ondulatoria y en calor, que será equivalente a la energía no utilizada. Esto origina un golpe de ariete positivo en la turbina, que dará lugar a una serie de sobrepresiones decrecientes desde la válvula a la obra de toma.

En la figura 4.13 la sobrepresión se representa por la línea piezométrica A-C, que para simplificar se supone es una recta. Al terminarse de cerrar la válvula, las sobrepresiones positivas A-C oscilan hasta la línea A-D, con tendencia a ocupar la línea de carga estática.

En el caso de apertura de la válvula, la conducción sufrirá un golpe de ariete negativo según la línea piezométrica A-C y cuando haya cesado tal apertura las depresiones A-C oscilan hasta la línea A-D, estableciéndose una serie de sobrepresiones y depresiones hasta que logra la línea de flujo establecido.

La carga de sobrepresión o depresión en una tubería está en función de la apertura o cierre de la tubería, entre más rápido se haga cualquiera de las dos maniobras mencionadas, aumentará el valor del golpe de ariete.

Para el análisis del golpe de ariete existen dos teorías, en que se establecen los métodos de solución:

1) Teoría de la columna rígida del agua; que considera que el agua es incompresible en el tubo, además que las paredes del tubo no sufren deformaciones.

2) Teoría de la columna elástica del agua; que considera que el agua se comprime bajo la acción de los cambios de presión y las paredes del tubo son elásticas.

Además estos métodos se pueden clasificar a su vez en analíticos o gráficos. A continuación se exponen dos métodos de análisis del golpe de ariete, el primero analítico y usando la teoría de la columna rígida del agua, el segundo gráfico; considerando la columna elástica del agua.²³

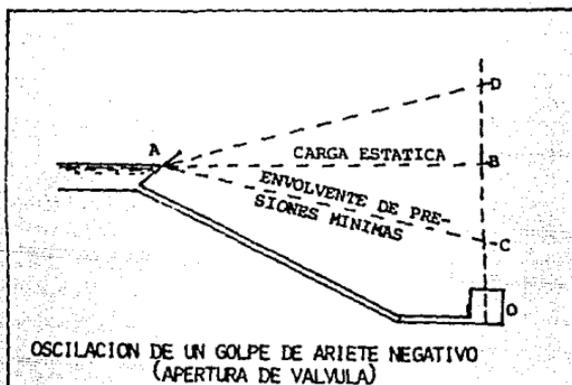
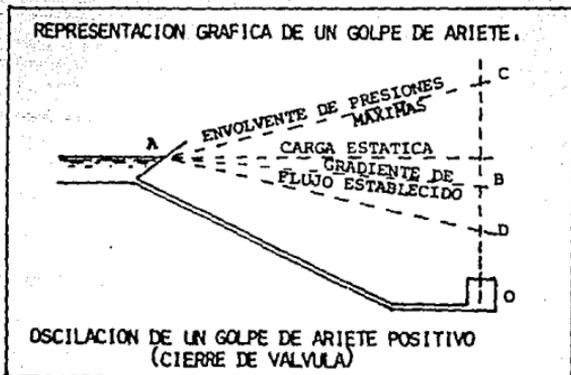


Fig. 4.13

1) Ecuaciones de movimiento cuando la tubería se considera inelástica y el fluido incompresible.

Para tuberías que satisfacen las condiciones $L/73 < t_c$ y $H_0/V_0 < 50$, el incremento o decremento, máximo de carga en el instante $t = t_c$ para una maniobra de cierre o apertura total o parcial es:

$$\frac{\Delta H_{\max}}{H_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^2 \pm \frac{1}{4} \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^2 \left(\frac{L}{g t_c H_0} \right)^2 \quad (4.31)$$

donde:

- g = aceleración de la gravedad, M/s²
- H₀ = Carga de presión en el conducto cuando el flujo permanente, medida a partir de P.H.C, en M.
- L = Longitud del conducto, M.
- V = Velocidad en el conducto, M/s
- ΔV = V₀-V, cambio de velocidades por efecto de la maniobra en, M/s.
- ΔH_{max} = incremento, o decremento, máximo de carga, medido desde la línea de presiones en flujo permanente en, M.
- t_c = tiempo que dura la maniobra de la válvula, s.

El signo positivo del radical se usa para cierre y el negativo para abertura.

Si sustituimos:

$$K = \frac{L \Delta V}{g t_c H_0} \dots\dots\dots (4.32)$$

tendremos:

$$\frac{\Delta H_{max}}{H_0} = \frac{K^2}{2} \pm \frac{K^4}{4} + K^2 \dots\dots\dots (4.33)$$

ii) Teoría de Allievi (Considerando la compresibilidad del agua y la elasticidad del material).

La teoría de Allievi²⁴ supone, que el cierre de la válvula varía linealmente con respecto al tiempo, y Tr es el tiempo en segundos de la maniobra de cierre. También supone que el período de reflexión de una onda de presión "m" es igual a 2 veces la longitud del tubo entre la celeridad de la onda. Determinando un valor de Tiempo relativo de cierre como:

$$\Theta = \frac{T_r}{2L/a} \dots\dots\dots (4.34)$$

si: $m = \frac{2L}{a} \dots\dots\dots (4.35)$

donde:

- σ - tiempo relativo de cierre
- m - periodo de reflexión
- T_r - tiempo en segundos de maniobra
- v - celeridad de onda
- L - longitud de la onda

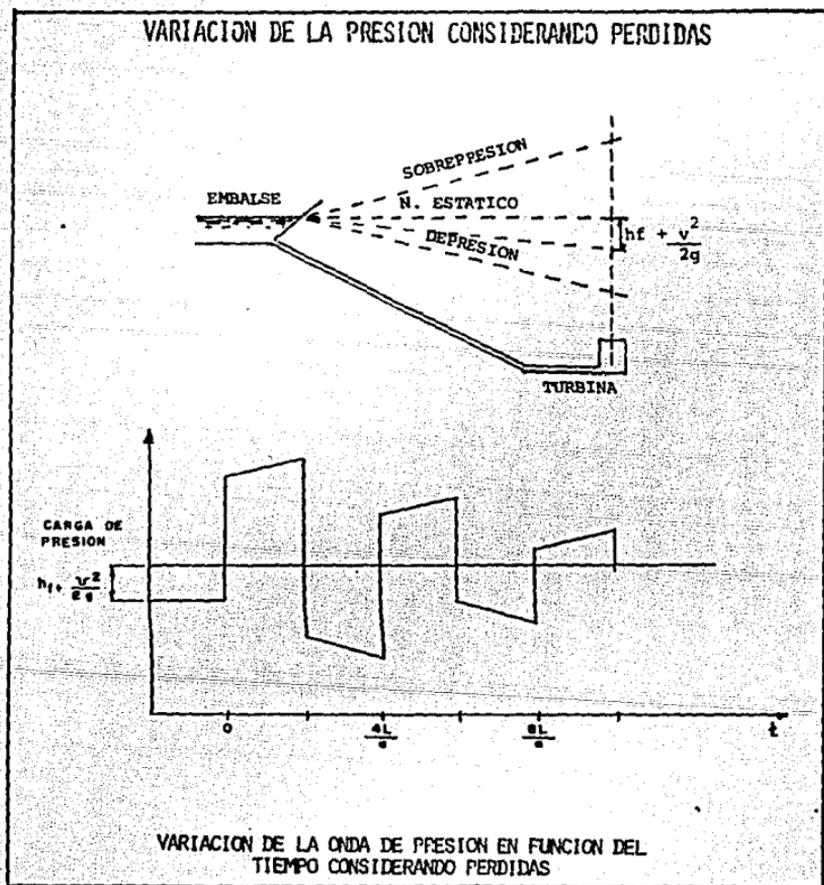


Fig. 1.11

Tenemos que el tiempo relativo de cierre α :

$$\alpha = \frac{T_r}{m} \dots\dots\dots (4.36)$$

donde:

- α = Tiempo relativo de cierre
- T_r = Tiempo de cierre en, s.
- m = Periodo de la onda en s.

Otro valor importante en esta teoría, es el número de Allievi, también conocido como característica de la conducción, y tiene por valor:

$$p = \frac{a \cdot V}{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (4.37)$$

donde:

- p = Número de Allievi
- a = Celeridad de la onda en, M/s.
- V = Velocidad correspondiente a flujo permanente en, M/s.
- g = Aceleración de la gravedad en M/s²
- H = Carga hidrostática sobre la válvula en, M.

Define la sobrepresión o depresión relativa sobre la válvula como:

$$z = \frac{H + h}{H} \dots\dots\dots (4.38)$$

donde:

- z = Sobrepresión o depresión relativa.
- H = Carga hidrostática sobre la válvula en, M.
- h = Sobrepresión o depresión en, M.

Con estas relaciones Allievi dibujo unas gráficas, considerando la variación de cierre de la válvula con respecto al tiempo para los valores más representativos, conocidas como abacos de Allievi, una para cierre de la válvula (ver figura 4.15) y otra para la maniobra de apertura de la válvula (ver figura 4.16).

ABACO DE ALLIEVI PARA OBTENER LA MAXIMA PRESION
AL CERRAR LA VALVULA.

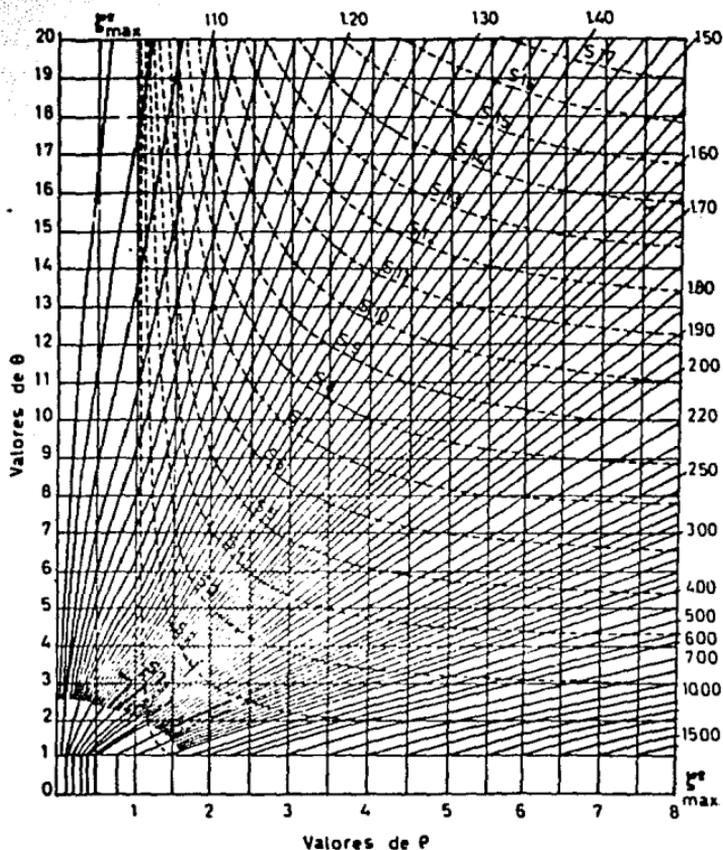


Fig. 4.15

En la gráfica de cierre de válvula existen también otras curvas denominadas como "S" que dan el tiempo en que se registrará la presión máxima relativa, pudiendo obtener el tiempo apartir de una vez que ha comenzado la maniobra en que se registrará la presión máxima, como:

$$m = \frac{S \cdot 2L}{a} \dots \dots \dots (1.37)$$

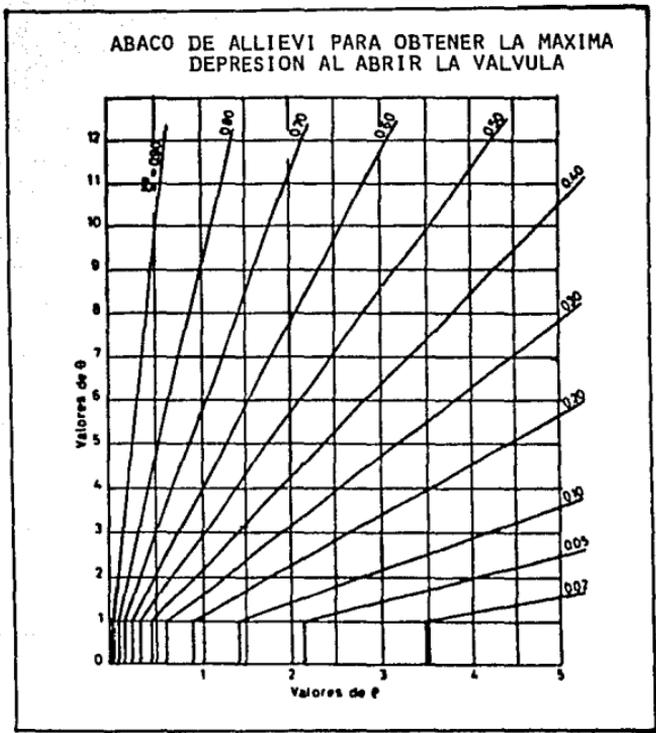


Figura 4.15

4.4 ANALISIS HIDRAULICO

4.4.1 DEFINICION DEL PROBLEMA

A fin de llevar a cabo nuestro objetivo, se esquematiza el proyecto, en la Fig 4.17, planteando el problema para un análisis preliminar, ubicandose en la etapa de diseño indirecto.

Con la intención, de mantener una velocidad semejante en todo el arreglo, se obtuvieron los siguientes datos, aplicando la ecuación de continuidad (Ec. 4.2):

SECCIONES DE LA TUBERIA				
TRAMO	GASTO M ³ /s	DIAMETRO M	VELOCIDAD M/s	LONGITUD M
A-B	105.20	5.00	5.36	545
B-C	52.60	3.60	5.17	410
C-D	52.60	3.50	5.46	545
D-T	26.30	2.50	5.35	120

TABLA 4.1

DATOS GENERALES DEL ARREGLO							
PUNTO	CURVAS		BIFURCACIONES			REDUCCIONES	
	HORZT. ANGULO	VERT. ANGULO	Q1 M ³ /s	Q2 M ³ /s	Q3 M ³ /s	ANGULO GRADOS	DE A M M
A							
B	35°	30°	105.2	52.6	52.6	60	
C	25°	35°					3.60 3.50 75°
D	28°	20°	52.6	26.3	26.3	50	
T							

TABLA 4.2

TRAZO DE LA CONDUCCION

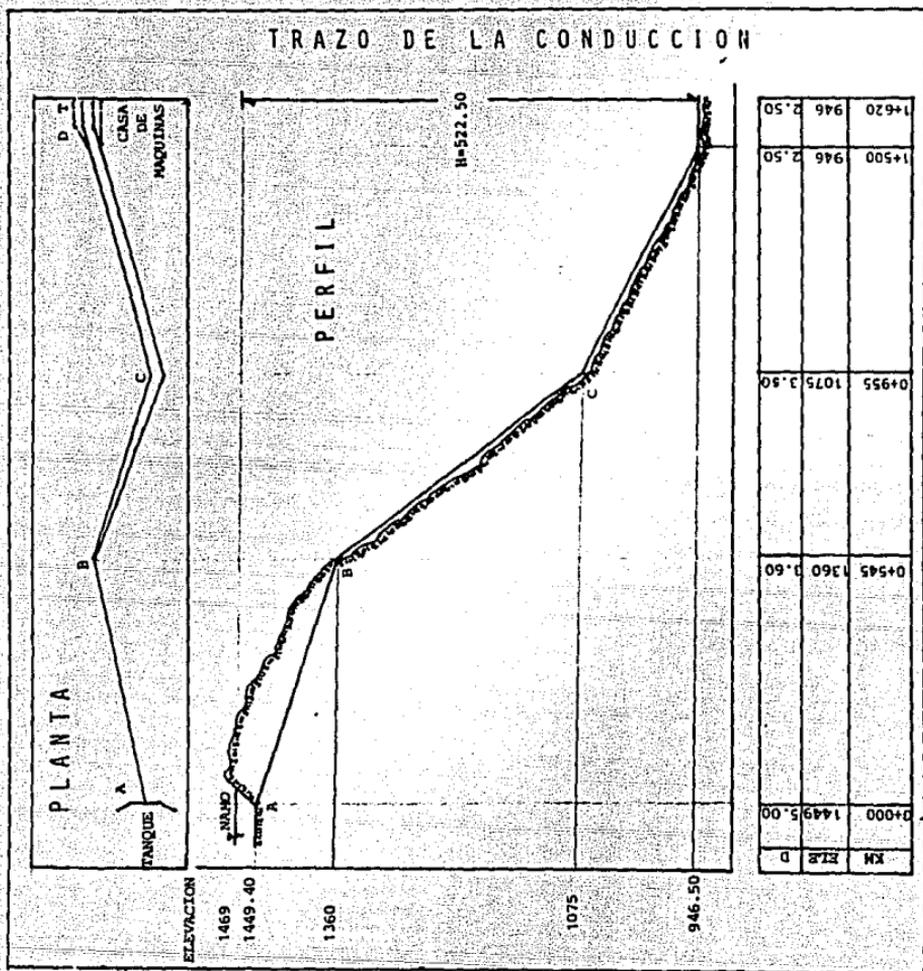


Fig. 4.17

NAMD 1469
 NAIMNO 1458
 LONGITUD TOTAL 1620 M.
 ELEVACION C EJE DE TURBINA 956.50

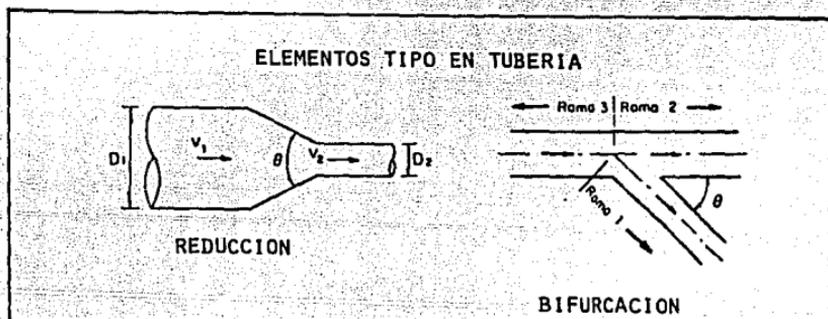


FIG. 1.18

4.4.2 CALCULO DE PERDIDAS

A) PERDIDAS POR FRICCION

Para evaluar las pérdidas por fricción, utilizaremos la ecuación de Darcy-Weisbach (4.17). Para poder conocer el coeficiente de fricción del abaco de Moody (Anexo A), es necesario evaluar primero el número de Reynolds, y la rugosidad relativa.

Considerando una temperatura media de 25° C. obtenemos de la Fig. 1.1 que la viscosidad cinemática:

$$\nu = 0.9 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Se obtiene el número de Reynolds NR:

$$NR = \frac{D \cdot V}{\nu} \dots\dots\dots (1.1)$$

para los distintos diámetros:

D	V	ν	NR	TIPO DE FLUJO
5.00	5.36	$0.9(10^{-6})$	$20(10^3)$	TURBULENTO
3.60	5.17	$0.9(10^{-6})$	$20(10^3)$	TURBULENTO
3.50	5.46	$0.7(10^{-6})$	$21(10^3)$	TURBULENTO
2.50	5.35	$0.7(10^{-6})$	$14(10^3)$	TURBULENTO

TABLA 1.3

La rugosidad en la galería de concreto es de 0.001 M. y en la tubería de acero de 0.004 M. Ver anexo B.

La rugosidad relativa esta dada por la rugosidad del material entre el diámetro:

D	material	E
5.00	concreto	0.0002
3.60	acero	0.00011
3.50	acero	0.00011
2.50	acero	0.00015

E = rugosidad relativa

TABLA 1.4

aplicando la ecuación 4.17 y obteniendo los factores de fricción del abaco de Moody (Ver Anexo A) se obtienen las siguientes pérdidas:

D (M)	V (M/s)	PERDIDAS L (M)	FRICCIÓN V ² /2g (M)	f	h _f (M)
5.00	5.36	545	1.46	0.015	2.37
3.60	5.17	110	1.30	0.012	1.81
3.50	5.46	545	1.52	0.012	2.02
2.50	5.35	120	1.15	0.011	0.57
TOTAL DE PERDIDAS POR FRICCIÓN = 8.00 M.					

TABLA 4.5

D) PERDIDAS LOCALES

Como se expuso en el inciso 4.2.3 las pérdidas se evalúan como una proporción de la carga de velocidad media aguas abajo o aguas arriba de donde se produce la pérdida. La fórmula general para evaluar las pérdidas locales es:

$$h_l = k_l \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (4.22)$$

donde k_l es un coeficiente experimental sin dimensiones.

A continuación se presenta una tabla resumen, del análisis que se hizo para obtener las pérdidas, de acuerdo a los criterios expuestos en el inciso 4.2.3.

PERDIDAS LOCALES			
TIPO DE PERDIDA	K	$V^2/2g$ (M)	h_l (M)
FOR ENTRADA ELIPTICA	0.135	0.237	0.037
- POR REJILLAS	0.25	0.05	0.012
- POR CAMBIO DE DIRECCION			
ANGULO 35°	0.50	0.273	0.126
ANGULO 25°	0.44	0.278	0.122
ANGULO 20°	0.17	0.272	0.128
ANGULO 30°	0.47	0.263	0.124
ANGULO 35°	0.47	0.278	0.130
ANGULO 20°	0.44	0.272	0.117
- EN BIFURCACIONES			
En B	0.03	0.268	0.008
En E	0.03	0.275	0.008
- POR REDUCCION			
En C	0.31	0.031	0.092
TOTAL DE PERDIDAS LOCALES = 0.916			

TABLA 4.6

Suma total de pérdidas:

$$h = h_f + h_l = 8.00 + 0.916 = 8.92 \text{ M.} \quad \dots (4.40)$$

4.4.3 DETERMINACION DE LA CARGA NETA

Para la determinación de la carga neta plantearemos, el problema de la hidroelectrica, como se muestra en la fig. 4.19.

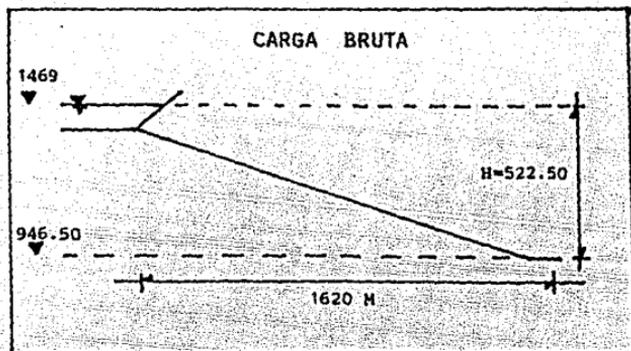


Fig. 4.19

Aplicando la ecuación de la conservación de la energía, entre el tanque y la válvula:

$$1469 = 946.50 + \frac{P_b}{\gamma} + \frac{(V_b)^2}{2g} + h \quad \dots (4.5)$$

la carga neta sobre las máquinas es entonces:

$$H_n = \frac{P_b}{\gamma} + \frac{(V_b)^2}{2g} = 522.50 - h \quad (4.5')$$

$$h = 8.92 \quad (\text{de la ecuación 4.40})$$

$$H_n = 522.50 - 8.92 = 513.58 \text{ m.}$$

La potencia del sistema esta dada, como se vio cuando se determinó el gasto de diseño (Cap. I)

$$P = 9.81 Q H_n e \dots \dots \dots (1.5)$$

$$e = \text{eficiencia del sistema} = 0.913$$

$$Q = \text{Gasto} = 105.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_n = \text{Carga neta} = 513.58 \text{ m.}$$

$$P = 9.81 (105.2) (513.58) (0.913) = 483908.92 \text{ Kw}$$

que nos da una potencia por turbina:

$$P_t = \frac{483908.92}{4} = 120977 \text{ Kw.}$$

la eficiencia de la conducción:

$$\eta_c = 513.58/522.5 = 0.98; 98\%$$

GRÁFICO DE ENERGÍA

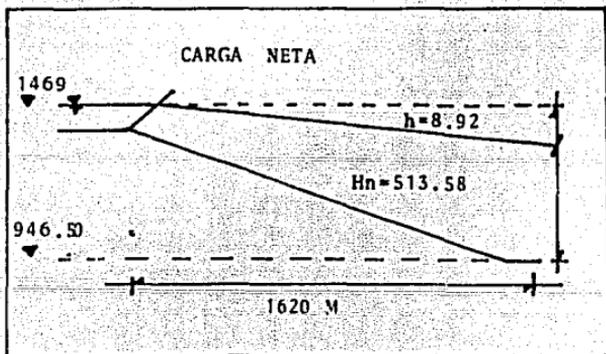


Fig. 4.20

4.4.1 CALCULO DE TIEMPO DE INERCIA

Como se definió en el inciso 1.3.1 el tiempo de inercia, es el tiempo que tarda en segundos, en acelerarse desde una condición de flujo $Q=0$ hasta su condición normal de operación, y puede calcularse a partir de la ecuación 1.28:

$$\sum_{i=1}^n M L_i^4 = (5.24 \times 515) + (5.17 \times 110) + (5.10 \times 515) + (5.23 \times 120)$$

$$\sum_{i=1}^n M L_i^4 = 0.658.50 \text{ M}^2 \cdot \text{s}$$

$$T_i = \frac{1}{(7.81)(197.25)} (0.658.50 \text{ M}^2 \cdot \text{s})$$

$$T_i = 1.758 \text{ s.}$$

El tiempo de inercia, es utilizado en uno de los criterios para determinar si el proyecto debe llevar tanque de oscilación, desarrollando la ecuación de Kishino 3.33:

$$T_i = 1.757 < 3$$

En un análisis al nivel que se desarrolla en este trabajo supone que el proyecto no necesita pozo de oscilación.

4.4.5 CALCULO DE CELERIDAD DE ONDA

La velocidad de propagación y reflexión, de una onda de presión cuando se han cerrado las valvulas es lo que se conoce como celeridad de onda. (Ver inciso 1.3.2)

La ecuación para calcularla es la 1.27:

$$a = \left(\frac{1}{\rho} \left(\frac{E}{D} \right) \right)^{1/2} \approx 1100.5$$

reemplazando en la ecuación 4.30, la celeridad media:

$$a = \frac{1620 \text{ M}}{\frac{545}{1137} + \frac{110}{785} + \frac{515}{730} + \frac{120}{711}}$$

$$a = 954 \text{ M/s celeridad media}$$

4.4.6 ANALISIS DEL GOLPE DE ARIETE

1) Considerando la tubería inelástica y el flujo incompresible:
(Ver inciso 4.3.3)

Para poder evaluar el golpe de ariete con este criterio es necesario, que se cumplan las siguientes condiciones:

$$L < T_c \quad T_c = 2L/a \text{ (tiempo de cierre)}$$

$$H_n < 50 \quad H_n = \text{Carga neta M}$$

$$V_o < 10 \quad V_o = \text{Velocidad media}$$

$$\frac{1620}{73} = 22.19 > T_c \quad \text{No cumple la condición}$$

$$\frac{515.58}{5.31} = 97.09 > 50 \quad \text{No cumple la condición}$$

ii) Considerando la teoría de Allievi:
(Ver inciso 1.3.3)

$$T_r = 22 \text{ s}$$

$$m = \frac{2L}{a} = \frac{2(1620)}{851} = 3.79$$

Tiempo relativo de cierre:

$$\phi = \frac{T_r}{m} = \frac{22}{3.79} = 5.80$$

Número de Allievi:

$$p = \frac{a}{2gH} = \frac{851}{19.81(522.50)} = 0.11$$

Entrando a la figura 4.15, de Máxima sobrepresión al cierre, obtenemos el siguiente valor:

$$T_{\max} = 1.10$$

$$H_{\max} = 522.5(1.10) = 522.5 = 52.25 \text{ M}$$

Entrando a la figura 4.16 de Máxima presión negativa a la apertura de las válvulas, obtenemos el siguiente valor:

$$T_{\max} = 0.88$$

$$0.88 = \frac{H_{\max} + 522.5}{522.5}$$

$$H_{\max} = - 62.70 \text{ M}$$

Que es la depresión por debajo de la presión estática.

msa

"CONCLUSIONS"

CONCLUSIONES

El estudio del proyecto, comprende un proceso de depuración, y el nivel del análisis está en función de la fase en la que se encuentre; su planteamiento inicial se fundamenta en resultados obtenidos en la ejecución de proyectos anteriores.

El análisis en su planteamiento de disco cumple con su propósito de arrojar resultados que brinden un panorama general del proyecto.

Las pérdidas por fricción representan un 89% de las pérdidas totales (aún y cuando esto es un dato preliminar), es de suma importancia conocer el coeficiente de rugosidad del material a emplearse, en pruebas de laboratorio, y no obtenerlo de tablas generales de rugosidad que proponen diferentes autores.

La eficiencia hidráulica de la conducción; obtenida de la relación de carga estática entre carga neta, es del 98%.

La carga neta obtenida es de 513.58 M; el 101% de la carga supuesta para el estudio del gasto de diseño, dando una energía suficiente para cubrir la demanda.

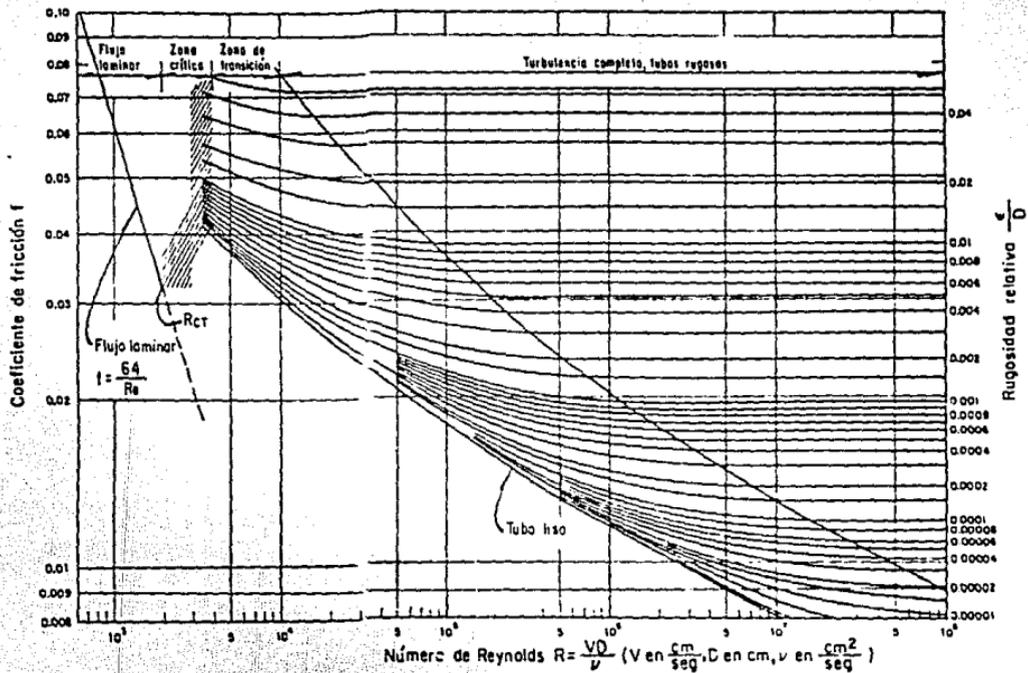
No se pueden evaluar los transitorios considerando la tubería inelástica y el flujo incompresible, debido a que no se cumplen las condiciones iniciales de este planteamiento. Haciendo el análisis a partir de considerar la tubería elástica y el flujo compresible se obtiene una sobrepresión de 52.35M y una depresión 62.70 M.

De acuerdo a lo expuesto en el inciso de pozo de oscilación, hay que considerar distintos factores que determinan su construcción. La relación de Kisiliev de principio supone la no construcción del pozo aún y cuando en este trabajo no se evalúa económicamente, dada las características topográficas de donde se encuentra la conducción es poco factible su construcción.

El análisis hecho cumple el objetivo de tesis planteado. En base a este, se concluye que el proyecto Agua Prieta cubre la demanda de energía de la ciudad de Guadalajara.

Los criterios aquí utilizados no configuran el proyecto de manera definitiva, pero sienta la base para un análisis más profundo y reúne la información necesaria para plantear el proyecto de una planta hidroeléctrica de características semejantes.

"ANEXOS"



ANEXO B

VALORES DE RUGOSIDAD²⁸

Material	ϵ , en mm
<i>Tubos lisos</i>	
De vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Hierro forjado	0.05
Hierro fundido nuevo	0.25
Hierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Hierro fundido oxidado	1 a 1.5
Hierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Hierro fundido, centrifugado	0.05
Hierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Hierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Hierro fundido para agua potable, con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm	1 a 40
Hierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.05
Acero laminado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05
<i>Tubos de acero soldado de calidad normal</i>	
Nuevo	0.05 a 0.10
Limpiado después de mucho uso	0.15 a 0.20
Moderadamente oxidado, con pocas incrustaciones	0.4
Con muchas incrustaciones	3
Con remaches transversales, en buen estado	0.1
Conductos de concreto armado, con acabado liso y varios años de servicio	0.2 a 0.3
Concreto alisado interiormente con cemento	0.25
Galerías con acabado interior de cemento	1.5 a 1.6
Concreto con acabado normal	1 a 3
Concreto con acabado rugoso	10
Cemento liso	0.3 a 0.8
Cemento no pulido	1 a 2
Concreto presforzado Freyssinet	0.04
Concreto presforzado Bona y Socoman	0.25
Mampostería de piedra, bien juntada	1.2 a 2.5
Mampostería de piedra rugosa, sin juntear	8 a 15
Mampostería de piedra, mal acabada	1.5 a 3

Material	C _H	n	N
Acero corrugado	60	---	---
Acero con juntas lock-bar (nuevo)	135	---	---
Acero galvanizado (nuevo y usado)	125	0.014	---
Acero remachado (nuevo)	110	0.015 a 0.016	31
Acero remachado (usado)	85	---	28 a 26
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (nuevo)	120	0.012 a 0.013	34
Acero soldado o con remache avellanado y embutido (usado)	90	---	31 a 27
Acero sin costura (nuevo)	---	---	38
Acero sin costura (usado)	---	---	36
Fierro soldado, con revestimiento especial (nuevo y usado)	130	---	---
Fierro fundido limpio (nuevo)	130	0.013	35
Fierro fundido, sin incrustaciones (usado)	110	---	---
Fierro fundido, con incrustaciones (viejo)	90	---	30
Plástico	150	---	---
Asbesto-cemento (nuevo)	135	---	---
Cobre y latón	130	---	---
Conductos con acabado interior de cemento pulido	100	---	---
Concreto, acabado liso	130	---	38
Concreto, acabado común	120	---	---
Concreto monolítico, colado con cimbras deslizantes (D > 1.25 m)	---	0.010 a 0.011	---
Concreto monolítico bien cimbrado y pulido (D > 1.25 m)	---	0.011 a 0.0123	---
Concreto monolítico bien cimbrado y sin pulir (D > 1.25 m)	---	0.014 a 0.015	---
Concreto con acabado tosco (D > 1.25 m)	---	0.015 a 0.017	27 a 26
Concreto con juntas de macho y campana (D > 0.8 m)	---	0.0105 a 0.012	---
Concreto con juntas toscas (D > 0.5 m)	---	0.0125 a 0.014	30
Concreto con juntas toscas (D < 0.5 m)	---	0.014 a 0.017	---
Conductos para alcantarillado	---	---	28
Tubos de barro vitrificado (drenes)	110	0.011	34
Túneles perforados en roca sin revestimiento	---	0.025 a 0.040	---
Madera cepillada o en duelas	120	0.0105 a 0.012	---

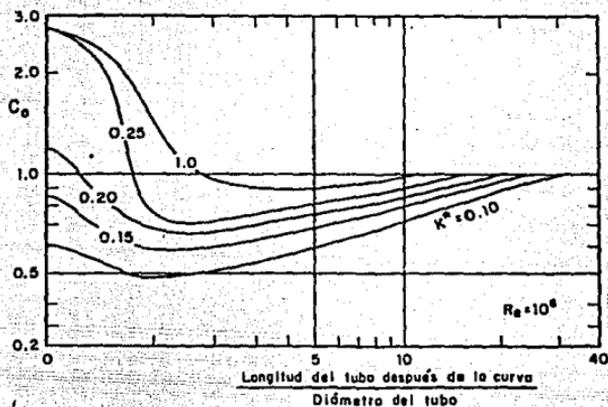
128

ANEXO C

VALORES DE n²⁷

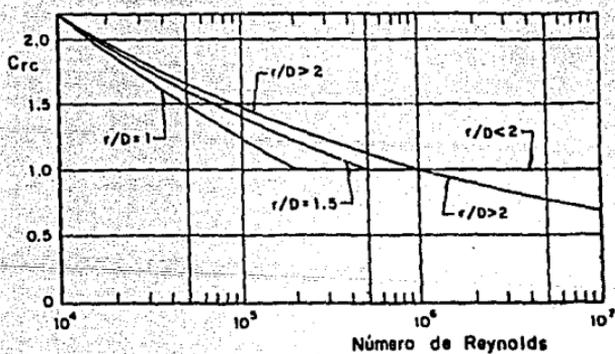
ANEXO D

VALORES DE CORRECCION C_{rc28}



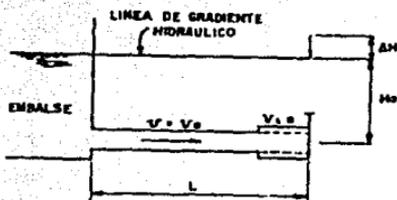
ANEXO E

VALORES DE CORRECCION C_{rc}

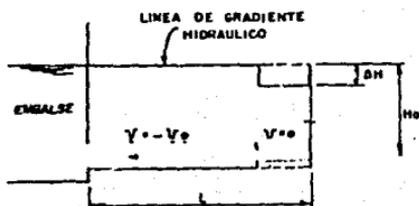


ANEXO F

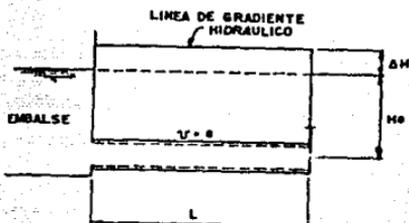
VARIACIONES DE PRESION²⁹



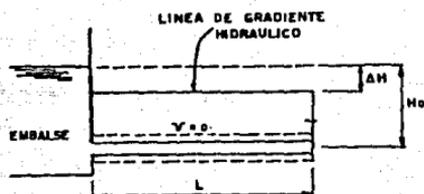
(a) CONDICIONES PARA $t + \Delta t$



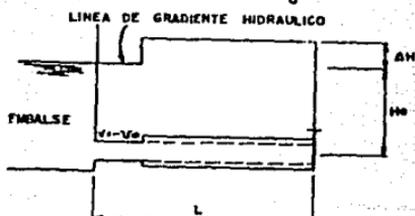
(e) CONDICIONES PARA $t = \frac{2L}{a} + \Delta t$



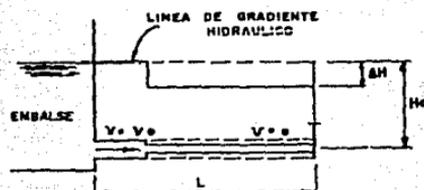
(b) CONDICIONES PARA $t = \frac{L}{a}$



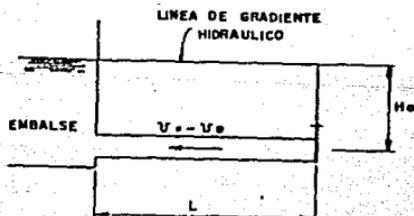
(f) CONDICIONES PARA $t = \frac{3L}{a}$



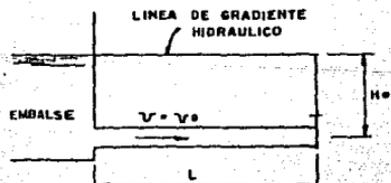
(c) CONDICIONES PARA $t = \frac{L}{a} + \Delta t$



(g) CONDICIONES PARA $t = \frac{3L}{a} + \Delta t$



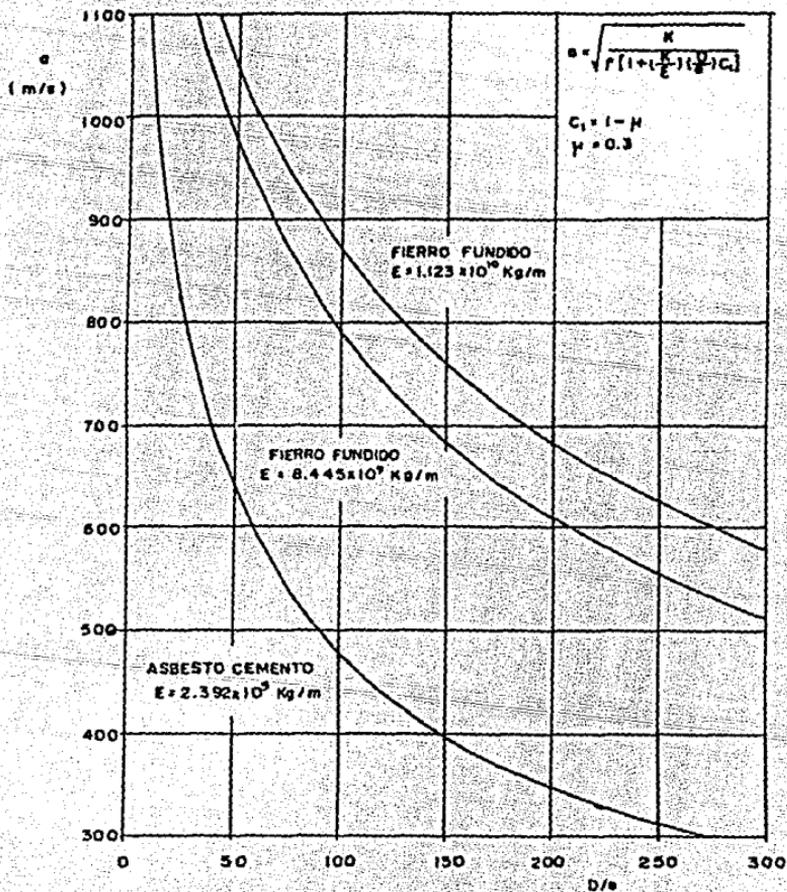
(d) CONDICIONES PARA $t = \frac{2L}{a}$



(h) CONDICIONES PARA $t = \frac{4L}{a}$

ANEXO G

CELERIDAD DE ONDA³⁰



ANEXO H
 MÓDULO VOLUMÉTRICO DE ALGUNOS FLUIDOS³¹

Líquido	Temperatura, en °C	Densidad, ρ , en kg-seg ² /m ⁴	Módulo volumétrico de elasticidad, K , en kg/m ²
Benceno	15	89.8	1.07×10^9
Alcohol	0	80.6	1.35×10^9
Glicerina	15	128.6	4.52×10^9
Keroseno	20	82.0	1.35×10^9
Mercurio	20	1384.7	2.67×10^9
Aceite	15	91.8	1.53×10^9
Agua	20	101.9	2.23×10^9
Agua salada	15	104.6	2.32×10^9

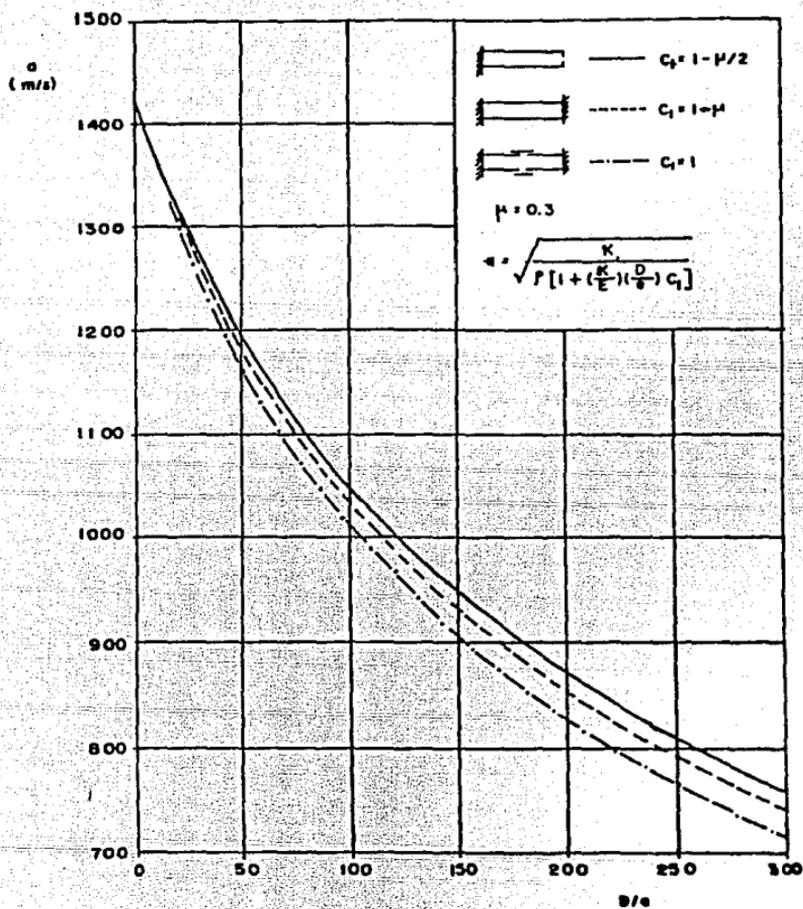
ANEXO I

MÓDULO DE ELASTICIDAD³²

Material	Módulo de elasticidad E, en kg/m ²	Relación de Poisson
Mezcla de aluminio	7.19×10^9	0.33
Asbesto cemento	2.45×10^9	
Bronce	9.59×10^9	0.36
Hierro fundido	1.28×10^{10}	0.25
Concreto	2.24×10^9	0.13
Cobre	1.21×10^{10}	0.34
Vidrio	6.07×10^9	0.24
Plomo	1.11×10^9	0.44
Acero dulce o suave	2.10×10^{10}	0.27
Plásticos		
ABS	1.73×10^9	0.33
Nylon	2.12×10^9	
Perspex	6.12×10^9	0.33
Poliétileno	8.16×10^9	0.46
Poliestireno	5.10×10^9	0.40
PVC rígido	2.63×10^9	
Rocas		
Granito	5.10×10^9	0.28
Caliza	5.16×10^9	0.21
Cuarzita	3.51×10^9	
Arenisca	3.85×10^9	0.28
Esquistos	1.78×10^9	

ANEXO J

CELERIDAD EN MATERIALES³³



Celeridad de la onda de presión en tubos de acero

"REFERENCIAS"

REFERENCIAS

- 1 RANGEL-MARENCO. Funcionamiento hidráulico...
- 2 Idem.
- 3 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Obras de toma.
- 4 LEON Et.al. Vorticidad y sumergencia.
- 5 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Obras de toma.
- 6 U.S. DEPT. Diseño de presas pequeñas...
- 7 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Obras de toma.
- 8 U.S. DEPT. Op.cit.
- 9 GORDON L. Vortices at intakes...
- 10 CASTRO A. Diseño de transiciones...
- 11 COPETTI. Centrales hidroeléctricas.
- 12 TOPRES H. Obras hidráulicas.
- 13 COPETTI. Op.cit.
- 14 Idem.
- 15 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Tuberías a presión.
- 16 KING. Et.al. Hidráulica.
- 17 Idem.
- 18 Idem.
- 19 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Tuberías a presión.
- 20 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Golpe de aríete.
- 22 CHAUDRY H. Applied Hydraulic...
- 23 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Golpe de aríete.
- 24 COPETTI. Op.cit.
- 25 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Tuberías a presión.
- 26 Idem.
- 27 Idem.
- 28 Idem.
- 29 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Golpe de aríete.
- 30 C.F.E. IIE. Manual de diseño...Tuberías a presión.
- 31 Idem.
- 32 Idem.
- 33 Idem.

"BIBLIOGRAFIA"

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

CASTRO ABONCE: Diseño de transiciones optimas con cambio de forma de sección en conductos a presión, México, Memorias del VIII Congreso Nat. de Hidráulica, 1984, P. 190.

C.F.E. I.I.E.: Manual de Diseño de Obras Civiles Golpe de Ariete, México, Comisión Federal de Electricidad, México, 1983, 106P.

C.F.E. I.I.E.: Manual de Diseño de Obras Civiles Conducciones a Presión, México, Comisión Federal de Electricidad, 1983, 164P.

C.F.E. I.I.E.: Manual de Diseño de Obras Civiles Obras de Toma, México, Comisión Federal de Electricidad, 1983, 157P.

CHAUDRY HANIF: Applied Hydraulic Transients, Estados Unidos, Van Nostrand Reinhold Co., 1979, 487P.

FAWLBUSCH F.: Power tunnels and Penstocks: The Economics Re-examined, Estados Unidos, Water Power June, 1982, P.13

GORDON L.: Vortices at intakes, Estados Unidos, Water Power April, 1970, P.437.

KING-WISLER-WOODBURN: Hidráulica, México, Editorial Trillas, 1982, 343 p.

LINSLEY-FRANZINI: Ingeniería de los recursos Hidráulicos, México, CECSA, 1984, 760p.

LEON-NEJIA-ACOSTA: Vorticidad y Sumergencia en obras de toma, México, VII Congreso Nal. de Hidráulica, 1982.

PARMAKIAN J.: Waterhammer Analysis, Nueva York Estados Unidos, Prentice-Hall Inc., 1955, 161 P.

PANGEL-MARENGO: Funcionamiento Hidráulico para el aprovechamiento de aguas residuales en la Cd. de Guadalajara, México, IX Congreso Nacional de Hidráulica, 1980, P.61.

SOTELO A.: Hidráulica General, México, Ed. LINUSA, 1976, 551p.

TOPRES H.: Obras Hidráulicas, México, Ed. LINUSA, 1980, 325 p.

U.S. DEPT. OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION:
Diseño de Presas Pequeñas, México, CECBA, 340 p.

ZOPPETTI G.: Centrales Hidroeléctricas, México, Ediciones G. Gilli, 1982, 502 p.