

**ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

H. FABIAN TORRES MOANE

**ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO**

**“EL HATO”**

TUBERIA DE PRESIÓN

1964

DEDICATORIA

A mi hija, Martha Elisa Torres Bejarano,  
como símbolo de sacrificio de los padres para el -  
beneficio de los hijos.

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO

"EL HATO". TUBERIA DE PRESION

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO EN LA  
ESPECIALIZACION DE ELECTROTECNIA DE LA ESCUELA POLITECNICA  
NACIONAL.

HOMERO FABIAN TORRES MOANE.

Quito, Agosto de 1.964.

*A. Cardenas T*

Ing. ALEJANDRO CARDENAS T.

Director de Tesis.

INDICE GENERAL

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO "EL HATO"

Págs.

CAPITULO I.

Generalidades.- Ubicación geográfica de los ríos aprovechables.....	1
---	---

CAPITULO II.

Obras hidráulicas:.....

A)- Plano general de la ubicación de la bocatoma, desarenador, túnel, tanque de presión, tubería y casa de máquinas.- Caudal utilizable, salto y potencia a obtenerse.....	2
Azud y bocatoma.....	2
Desarenador.....	3
Canal auxiliar.....	4
Obras de conducción.....	4
Reservorio.....	6
Tanque de presión.....	6
Tubería de presión.....	7
Casa de máquinas.....	8
Caudal utilizable, salto y potencia obtenible	8
B)-Anteproyecto y presupuesto estimativo de las obras hidráulicas.....	11
Caudal mínimo utilizable.....	11
Caudal en máxima creciente.....	14
Cálculo del azud y bocatoma.....	15
Canal.....	17
Bocatoma.....	22
Distribución del caudal de máxima creciente	24
Diseño del azud.....	25
Zampeado.....	27

Fuerzas que actúan sobre el azud.....	29
Estabilidad del azud.....	35
Volcamiento.....	36
Deslizamiento.....	38
Tensiones del terreno.....	39
Compuerta de desfogue.....	40
Desarenador.....	41
Diseño del desarenador.....	43
Aliviadero del desarenador.....	44
Vertedero de entrada al túnel.....	45
Compuerta y canal de desfogue del desarenador	46
Túnel.....	46
Canal.....	50
Reservorio.....	52
Tanque de presión.....	53
Tubería de presión.....	61
Casa de máquinas.....	68
Presupuesto estimativo de las obras.....	76

CAPITULO III.

A).- Estudio general de las tuberías.....	80
Tuberías de madera.....	82
Tuberías elaboradas en la fábrica.....	83
Tuberías continuas.....	84
Tuberías de hormigón armado.....	88
Tuberías de acero.....	95
Tuberías remachadas.....	96
Tuberías soldadas.....	97
Tuberías sin costura.....	98
Tuberías "abiertas".....	102
Tuberías "cerradas".....	103
Temperatura de instalación final de las tube- rías.....	104
Tuberías enterradas.....	105
Tuberías superpuestas.....	106

B)- Planos del perfil y la planta de la tubería...	107
C)- Presiones internas.-Golpe de ariete y sus precauciones.- Chimenea de equilibrio.....	111
D)- Cálculo de los diámetros.....	122
E)- Pérdidas de carga.....	138
1- Pérdidas en las rejillas.....	139
2- Pérdidas a la entrada de la tubería.....	140
3- Pérdidas por rozamiento.....	142
4- Pérdidas por desviación en los codos y curvas.....	145
5- Pérdidas en los cambios de sección.....	147
6- Pérdidas de carga en las llaves o válvulas	150
7- Pérdidas de carga en bifurcaciones.....	151
<u>Cálculo de las pérdidas de carga :</u>	
Pérdidas en las rejillas.....	152
Pérdidas a la entrada de la tubería.....	154
Pérdidas por rozamiento.....	154
Pérdidas en los codos.....	155
Pérdidas en los cambios de sección.....	156
Pérdidas en las llaves o válvulas.....	157
Pérdidas en las bifurcaciones.....	158
F)- Cálculo de los espesores.....	159
G)- Cálculo y diseño de los apoyos.....	163
H)- Cálculo y diseño de los bloques de anclaje....	167
1- Presión de agua.....	168
2- Esfuerzo de caja.....	169
3- Componente producido por el paso de la tubería .....	169
4- Fricción en los apoyos.....	170
5- Presión del agua.....	170
6- Esfuerzo de caja.....	171
I)- Juntas de expansión.....	172

INDICE DE GRAFICOS Y CUADROS

	Página
Gráfico N° 1 : Cróquis general del anteproyecto...	2'
Gráfico N° 2 : Sección transversal del río en la bocatoma.....	11'
Gráfico N° 3 : Sección transversal del canal.....	19'
Gráfico N° 4 : Velocidades mínimas en los canales (Gráfico de Kennedy).....	21'
Gráfico N° 5 : Valores que intervienen para el cál- culo de la altura del azud.....	21''
Gráfico N° 6 : Altura de carga, en máxima crecien- te, en el bocal.....	25'
Gráfico N° 7 : Perfil Creager.....	25''
Gráfico N° 8 : Curvas para determinar el radio de curvatura del terminal del vertedero	27'
Gráfico N° 9 : Diseño del azud.....	29'
Gráfico N° 10: Presión del agua en el azud.....	29''
Gráfico N° 11: Subpresión en el azud.....	31'
Gráfico N° 12: Peso propio del azud.....	33'
Gráfico N° 13: Resultante de las fuerzas que actúan sobre el azud.....	37'
Gráfico N° 14: Compuerta de desfogue del azud.....	40'
Gráfico N° 15A : Localización de la bocatoma, azud y desarenador.....	44'
Gráfico N° 15B : Anteproyecto de bocatoma y desa- renador.....	44''
Gráfico N° 16: Compuerta del canal auxiliar y de- sarenador.....	44'''
Gráfico N° 17: Sección transversal del túnel.....	49'
Gráfico N° 18: Aliviadero tipo.....	51'
Gráfico N° 19: Detalle de las rejillas del tanque de presión.....	56'
Gráfico N° 20: Anteproyecto del tanque de presión	61'



	Página
Gráfico N° 21: Determinación de la velocidad conveniente al final de la tubería, elaborado por la Casa J. M. Voith.....	62'
Gráfico N° 22: Subdivisión de la tubería de presión.....	62'
Gráfico N° 23: Diámetro, espesores, presiones, longitudes y velocidades en la tubería de presión.....	66'
Gráfico N° 24: Anteproyecto de la casa de máquinas	72'
Gráfico N° 25: Diagrama unifilar de la Central Hidroeléctrica de "El Hato".....	72',
Gráfico N° 26: Curva de rendimiento de una turbina Pelton.....	75'
Gráfico N° 27: Unión entre tubos de madera.....	83'
Gráfico N° 28: Unión entre tubos de madera.....	83',
Gráfico N° 29: Perfil y planta de la tubería de presión.....	108'
Gráfico N° 30: Localización de la chimenea de equilibrio.....	111'
Gráfico N° 31: Variación del golpe de ariete positivo.....	114'
Gráfico N° 32: Variación del golpe de ariete negativo.....	114'
Gráfico N° 33: Velocidades permisibles del agua para las diferentes clases de turbina.....	129'
Gráfico N° 34: Diámetro económico en el primer tramo.....	136'
Gráfico N° 35: Diámetro económico en el segundo tramo.....	136'
Gráfico N° 36: Diámetro económico en el tercer tramo .....	136'
Gráfico N° 37: Diámetro económico en el cuarto tramo.....	136'

	Página
Gráfico N° 38: Elevación de presión en la tubería de presión.....	138'
Gráfico N° 39: Diferentes clases de entrada a la tubería de presión con sus coeficientes de contracción.....	142'
Gráfico N° 40: Diferentes tipos de válvulas usadas en tuberías de presión.....	150'
Gráfico N° 41: Diseño del apoyo para la primera inclinación de la tubería.....	165''
Gráfico N° 42: Diseño del apoyo para la segunda inclinación.....	165'''
Gráfico N° 43: Diseño del apoyo para la tercera inclinación.....	165 IV
Gráfico N° 44: Diseño del apoyo para la cuarta inclinación.....	165 V
Gráfico N° 45: Diseño del apoyo para la quinta inclinación.....	165 VI
Gráfico N° 46: Diseño del apoyo para la sexta inclinación.....	165 VII
Gráfico N° 47: Diseño del apoyo para la séptima inclinación.....	165 VIII
Gráfico N° 48: Diseño del apoyo para la octava inclinación.....	165 IX
Gráfico N° 49: Bloques de anclaje para el primer codo.....	171'
Gráfico N° 49A :Detalle de construcción de los bloques de anclaje.....	171''
Gráfico N° 50: Bloque de anclaje para el segundo codo.....	171'''
Gráfico N° 51: Bloque de anclaje para el tercer codo.....	171 IV
Gráfico N° 52: Bloque de anclaje para el cuarto codo.....	171 V
Gráfico N° 53: Bloque de anclaje para el quinto codo.....	171 VI

	Página
Gráfico N° 54: Bloque de anclaje para el sexto codo.....	171 <sup>VII</sup>
Gráfico N° 55: Bloque de anclaje para el séptimo codo.....	171 <sup>VIII</sup>
Gráfico N° 56: Bloque de anclaje para el octavo codo.....	171 <sup>IX</sup>
Gráfico N° 57: Clases de juntas de expansión.....	173'
Gráfico Auxiliar A: Determinación de la turbina adecuada, su potencia y el número de revoluciones, conocidos el salto H y el caudal Q.....	73'
Gráfico Auxiliar B: Determinación del diámetro del rodete adecuado $D_1$ , en función del salto H y del caudal Q.....	73''
Cuadro del presupuesto estimativo de las obras del anteproyecto.....	79' 79'' y 79'''
Cuadro N° 1D: Datos de la tubería para el cálculo de los diámetros económicos..	130'
Cuadro N° 2D: Obtención de los valores de las pérdidas por rozamiento en una tubería, para diferentes diámetros...	131'
Cuadro N° 3D: Cálculo de las pérdidas en sucres y de la anualidad a pagarse para diferentes diámetros en cada uno de los tramos.....	131''
Cuadro N° 4D: Cálculo de la elevación de presión en la tubería.....	137'
Cuadro N° 1 E: Cálculo de las pérdidas en los codos y curvas en una tubería de presión.....	155'
Cuadro N° 1 G: Cálculo del rozamiento en los apoyos.....	165'

	Página
Cuadro N° 1 H: Datos de cálculo para los bloques de anclaje de la tubería.....	168'
Cuadro N° 2 H: Fuerzas que actúan sobre el bloque de anclaje.....	168''

ANTEPROYECTO HIDROELECTRICO DE "EL HATO".

TUBERIA DE PRESION

CAPITULO I

GENERALIDADES.

UBICACION GEOGRAFICA DE LOS RIOS APROVECHABLES.

El presente 'proyecto se encuentra situado en la Provincia de Pichincha, Cantón Cayambe, al NE de Quito y a una distancia de 25 km. de la ciudad de Cayambe su bocatoma.

La captación de aguas lo hace el río Pisambilla, que tiene como afluentes a los ríos Curiallama, Rasochupa, Saraurco y Sayaro, producto de los deshielos del nevado Cayambe.

La bocatoma se encuentra a unos metros más abajo de la confluencia del río Pisambilla con el Sayaro y a una altura de 3.140 m. s. n. m.

El caudal que se puede aprovechar para el presente proyecto es de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , caudal libre de todas las adjudicaciones de agua para acequias de riego particulares.

Cuenta el presente proyecto con la facilidad de que existe un camino de acceso, que se encuentra en regular estado, siendo necesario ensancharlo en algunos sitios y afirmarlo en su totalidad. Esta carretera nace a unos 500 m. aproximadamente antes de la población de Cayambe, en la carretera Panamericana Quito-Ibarra. Tiene una longitud total de 17 km., faltando unos 2 km. para llegar al sitio mismo de la bocatoma. Es necesaria la construcción de un ramal de 2 km. para llegar a la Casa de Máquinas.

## CAPITULO II

### OBRAS HIDRAULICAS

A)- Plano general de la ubicación de la bocatoma, desarenador, túnel, canal, tanque de presión, tubería y Casa de máquinas.- Caudal utilizable, salto y potencia a obtenerse.

En ~~El~~ gráfico N° 1 encontramos localizado <sup>cada</sup> una de las partes constitutivas del proyecto.

Azud y bocatoma.- La bocatoma irá a una distancia aproximada de 45 m. de la confluencia del río Pisambilla con su último afluente (Sayaro); dicha zona es conveniente y adecuada para la construcción del azud, ya que se encuentra en un sector recto del río, logrando de esta manera que las acciones cinéticas del agua y material de arrastre actúen uniformemente y normalmente sobre el azud. Facilita también la captación de las aguas y el drenaje del azolve. El azud se

encontraría en una zona de transición de pendientes, siendo la pendiente posterior al azud mayor, permitiendo así tener una altura suficiente para las obras de regulación del caudal y desfogue del desarenador, que estará a continuación del bocal. Esta zona del río, escogida, es estrecha, obteniendo así una longitud de azud pequeña, que a la vez, en el presente caso, permite tener una altura reducida de carga sobre el azud, para cuando se sucedan crecidas máximas, evitando de esta manera construir obras adicionales de protección muy grandes.

La bocatoma estará en la margen derecha del río en mención y se hará a base de un vertedero, que en el caso de máximas crecidas funcionará como un orificio, tendrá su rejilla para detener el material de arrastre flotante y se encontrará a una cierta altura del fondo del río, altura que sirve para que no entre material sólido de alguna magnitud al canal.

Desarenador.- Estará después del bocal, ya que la topografía facilita su construcción, al no haber accidentes muy pronunciados del terreno, disminuyéndose el movimiento de tierras en la excavación y abaratando la obra.

Al construir el desarenador después de la bocatoma es una situación ideal; pues así se obtiene agua con el máximo de pureza, que circularía por las demás obras posteriores, con lo que se lograría un menor costo de mantenimiento y evitar daños que causarían los materiales de arrastre a las obras restantes.

En el desarenador se procurará sedimentar hasta cierto diámetro del material de arrastre, diámetro que estará en función de la clase de turbina que se use; pues, en ésta causarían serios daños a los órganos de distribución y móviles.

Para la limpieza periódica contará con su compuerta y canal de desfogue, que llevará el material sedimentado al mismo cauce del río; este canal, por la cercanía al cauce, sería de corta distancia y económico.

Canal Auxiliar.— A un costado del desarenador se construirá un canal auxiliar, que producirá el agua directamente de la bocatoma a las obras de aducción. Este canal servirá para no interrumpir el funcionamiento de la planta, mientras se realice la limpieza del desarenador, o reparaciones del mismo, para lo cual cuenta con una compuerta en su iniciación, al igual que en la iniciación del desarenador, con lo que se logra interrumpir una de las dos circulaciones. En lo posible se deberá evitar la utilización de este canal; pues, causarían daños ya mencionados, al circular el caudal con el material de arrastre.

Obras de Conducción.— Se ha localizado en la márgen derecha del río Pisambilla, teniendo una longitud total de 7,8 km. aproximadamente, la misma que, debido a las condiciones topográficas, deberá ir parte en túnel y parte en canal abierto.

La conducción en su totalidad irá revestida, aumentando a simple vista el costo; pero, en cambio, a largo



plazo, esta construcción es más ventajosa, ya que es más estable y más segura, tiene menores filtraciones; condiciones necesarias para una instalación eléctrica y, con mayor razón, para una instalación cuya capacidad es de alguna magnitud, como en el presente caso.

En esta forma se garantizará la continuidad del servicio eléctrico, a más de que el costo de mantenimiento de la obra, será menor.

La conducción será aproximadamente de la siguiente forma:

4.800 m. en túnel  
1.600 m. canal abierto  
720 m. túnel  
700 m. canal abierto y  
70 m. Tanque de Presión  
(570 m. Reservorio )

O sea que se tiene una longitud total aproximada de 5.520 m. en túnel, y de 2.300 m. en canal abierto.

Para la construcción del túnel existe la posibilidad de abrir ventanas. En el primer tramo del túnel se puede tener 4 ventanas a c/250m. aproximadamente, hasta el primer kilómetro de longitud, a partir del cual no existen muchas posibilidades de abrir dichas ventanas; en el segundo tramo se puede tener dos ventanas.

En toda su longitud, tanto en los tramos en túnel, como en los de canal abierto, se construirán aliviaderos de excesos, cada cierto tramo de longitud, y principal -

mente donde la geología y topografía del terreno lo permita.

La constitución del terreno, por el que cruzan las obras de conducción superficialmente, se lo puede clasificar de la siguiente manera:

- 50 % roca compacta
- 25 % conglomerado, y
- 25 % arcilla y tierra suave.

La pendiente aproximada promedio, que tendrá en el canal y en el túnel, será de 1 ‰ (uno por mil).

Reservorio.- Debido a la topografía del terreno es fácil construir un reservorio de regulación semanal, anterior al Tanque de Presión, sin mayor excavación. El área de que se dispone para el reservorio es de 55.000 m<sup>2</sup> aproximadamente. Contará con compuerta de limpia del material que se sedimentaría, el mismo que se devolverá al cauce del río por medio de un canal de descarga. El sector escogido para este reservorio, al igual que para el tanque de presión, toma el nombre de la loma de "Pambaera". Este se construirá en caso de no tener los 5m. 3/seg. mencionados.

Tanque de Presión.- Irá a continuación, formando un vaso comunicante con el reservorio. Este tendrá una capacidad tal que pueda alimentar a las turbinas a plena carga por un cierto tiempo, sin que tenga alimentación desde el canal de aducción, y su configuración será de tal forma que no produzca remolinos, ni espacios donde puedan quedar sedimentos, de los cuales sea difícil su extracción.

Por la configuración del terreno, el Tanque de

Presión no necesitará realizar una excavación muy grande, ya que se encuentra en la planicie de la loma Pambaera, al igual que el reservorio, y a 3.130 m.s.n.m. aproximadamente.

Para evitar el paso de materiales sólidos se han previsto rejillas finas, que irán separadas entre sí, en función de las turbinas a usarse, así como también tiene un vertedero sumergido, que permite el paso de aguas más superficiales y, por lo mismo, más limpias, obligando al agua a un movimiento ascensional, y facilitando la sedimentación. Para el desalojo de este material se contará con una compuerta de limpia de fondo, que irá a la canal de desfogue del vertedero de excesos, que también tendrá el Tanque de Presión. El canal de desfogue irá al cauce del río.

Para la limpieza, o cualquier reparación de la tubería de presión, se dispondrá de compuertas de acceso a las tuberías de presión, que irán antes de las rejillas.

Tuberías de presión..- Posiblemente tendrá 2 tuberías de similares características, que van completamente rectas y apoyadas sobre el terreno. Tiene aproximadamente 940 m. de largo, dividida en tramos que van anclados cada cambio de inclinación, para dar rigidez a la tubería; también tendrá sus apoyos para cada tramo de tubería, bridas y orificios de inspección. La pendiente promedio de la tubería será de 46 %, existiendo tramos que tienen hasta 75 % de pendiente.

La caída aproximada será de 360 m.

Los diámetros disminuirán desde arriba hacia abajo y tendrán sus respectivos espesores crecientes. Tendrá su protección anticorrosiva.

En su parte final contará con bifurcación para instalar 2, 3, o 4 grupos, según un análisis que se hará posteriormente.

Casa de Máquinas.- Estará localizada a una altura de 2.765 m. s.n.m. y a unos 6 o 7 m. sobre el nivel de aguas del río, resguardándose un tanto de las crecidas que pueda tener el río, lugar en el cual presenta buenas características para su construcción, pues hay poco movimiento de tierras. La altura de seguridad mencionada, también facilita para el canal de desfogue de la Casa de Máquinas, que por la cercanía al cauce del río y teniendo pendiente suficiente, tendrá una longitud pequeña.

En su interior estarán los grupos hidroeléctricos necesarios, con sus respectivos tableros y equipos de protección; contará también con servicios sanitarios, bodega y vivienda para el personal de operación y mantenimiento.

En la parte exterior a la Casa de Máquinas, existirá una Subestación de elevación, a partir de la cual repartirá su energía por medio de líneas de transmisión.

#### CAUDAL UTILIZABLE, SALTO Y POTENCIA OBTENIBLE.

El río Pisambilla, del cual se toma el agua para el presente proyecto, no ha tenido un estudio hidrológico completo, o por lo menos por un período aceptable, para determinar el caudal mínimo aprovechable.

De las varias observaciones realizadas durante épocas diferentes del año, se deduce que el caudal mínimo apro-

vechable, sin realizar obras adicionales para incrementar el caudal, sería de  $5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

El caudal mencionado podría incrementarse hasta en un 60 %, realizando algunas obras de conducción, que permitiría reunir la mayoría de las aguas que nacen en el nevado Cayambe, puesto que para el presente proyecto sólo se están utilizando las aguas que, gracias a la naturaleza, han permitido por sí solas, reunirse a base de los diferentes ríos mencionados anteriormente, en Generalidades. Para saber exactamente la posibilidad y la factibilidad, dentro de la economía, de obtención de estas aguas, así como el caudal exacto de incremento, sería necesario realizar un estudio de toda la zona del nevado Cayambe, cosa que, para el presente proyecto, no se lo ha hecho.

El salto, o caída, que se puede obtener por la topografía del terreno, es de 360 m., como ya se mencionó anteriormente, a partir de la loma de Pambaera, hasta unos pocos metros más alto del nivel del río Guachalá, nombre que toma el río Pisambilla a partir de la unión con el río Cariyacu.

Con el caudal y el salto mencionados, la potencia aproximada a obtenerse sería de :

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg}. \quad H \text{ bruta} = 360\text{m}. \quad n = 0,83$$

Como para obtener la potencia aproximada se necesita la altura de caída neta, asumimos que las pérdidas totales en la Tubería de Presión, sería de 3 % de la caída bruta, o sea :

$$H_n = H_b - 3 \% H_b = 360 - 360 \times 0,03 = 360 - 11 = 349$$

que para el presente momento podríamos decir que se tiene 350 m., la potencia real y exacta se obtendrá cuando se tenga los datos exactos a base del anteproyecto que se realizará a continuación.

$$N_T = \frac{1.000 Q H_n}{75} n_T$$

$N_T$  = Potencia de la turbina en H.P.

$Q$  = Caudal en  $m^3$ /seg.

$H_n$  = Altura de caída neta en m.

$n_T$  = Rendimiento de la turbina (0,83)

$$N_T = \frac{1.000 \times 5 \times 350}{75} \times 0,83 = \frac{1.000 \times 70 \times 0,83}{3} = 19.366,67 \text{ H.P.}$$

$$N_G = N_T \times n_G \times 0,736 \text{ ( Kw)}$$

$N_G$  = Potencia del generador en Kw.

$N_T$  = Potencia de la turbina en H.P.

$n_G$  = Rendimiento del generador (0,95)

$$N_G = 19.366,67 \times 0,95 \times 0,736 \sim 13.500 \text{ Kw.}$$

En el caso de que el caudal tomado no sea real, existe la posibilidad de incrementar el caudal con los demás deshielos del nevado Cayambe, o con la construcción de un reservorio; o sea que la potencia aproximada que siempre puede obtenerse de este anteproyecto, es alrededor de los 13.500 Kw.

B)- Anteproyecto y presupuesto estimativo de las obras hidráulicas.

Caudal mínimo utilizable.- Primeramente calcularemos el caudal mínimo aprovechable, para lo cual se dispone de los siguientes datos del río :

$I_p$  = Pendiente del río en el sector posible a localizarse las obras de toma = 2,6 %

$v$  = Velocidad media del río = 1,0 m/seg.

Se dispone también de la sección transversal del río en el sector a construirse el azud, o dique, que se encuentra en el gráfico N° 2.

A partir de esta sección transversal calcularemos su sección y luego su caudal.

Dividiremos en trapecios y obtendremos :

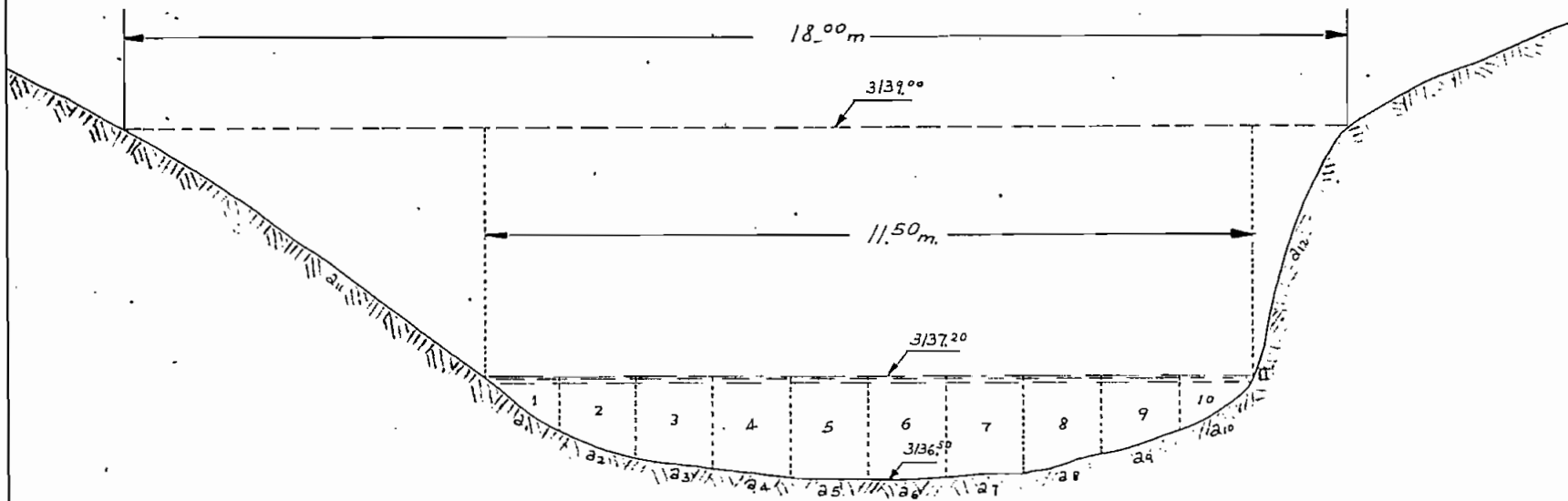
$$\Omega_1 = \frac{1,15 \times 0,4}{2} = 0,230 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = \frac{0,4 + 0,6}{2} \times 1,15 = 0,575 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = \frac{0,6 + 0,7}{2} \times 1,15 = 0,750 \text{ m}^2$$

$$\Omega_4 = \frac{0,7 + 0,75}{2} \times 1,15 = 0,835 \text{ m}^2$$

$$\Omega_5 = \frac{0,75 + 0,75}{2} \times 1,15 = 0,862 \text{ m}^2$$



SECCION TRANSVERSAL DEL RIO EN LA BOCATOMA

GRAFICO N° 2

V. 1:50  
H. 1:100

F.T.M.



$$\Omega_6 = \Omega_5$$

$$\Omega_7 = \Omega_4$$

$$\Omega_8 = \Omega_3$$

$$\Omega_9 = \Omega_2$$

$$\Omega_{10} = \Omega_1$$

$$\begin{aligned} \text{Total} &= 2 (0,230 + 0,575 + 0,750 + 0,835 + 0,862) \text{ m}^2 = \\ &2 \times 3,252 \text{ m}^2 = 6,50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q = V_m \Omega$$

$$Q = \text{Caudal m}^3/\text{seg}$$

$$V_m = \text{Velocidad media, m/seg.}$$

$$\Omega = \text{Sección, área, m}^2$$

$$Q = 1,0 \text{ m/seg.} \times 6,5 \text{ m}^2 = 6,5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El perímetro mojado (p) :

$$a_1 = \sqrt{1,15^2 + 0,4^2} = \sqrt{1,3225 + 0,16} = \sqrt{1,4825} = 1,220$$

$$a_2 = \sqrt{0,2^2 + 1,15^2} = \quad \quad \quad = 1,165$$

$$a_3 = \sqrt{0,1^2 + 1,15^2} = \quad \quad \quad = 1,155$$

$$a_4 = \sqrt{0,05^2 + 1,15^2} = \quad \quad \quad = 1,150$$

$$a_5 = 1,15 \quad \quad \quad = \quad \quad \quad = 1,150$$

$$a_6 = a_5 \quad a_7 = a_4 \quad a_8 = a_3 \quad a_9 = a_2 \quad a_{10} = a_1$$

$$\text{Total : } p = 2 (1,220 + 1,165 + 1,155 + 1,150 + 1,150 )$$

$$p = 2 \times 5,84 = 11,68 \text{ m.}$$

Radio hidráulico ( R ) :

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{6,5 \text{ m}^2}{11,68 \text{ m.}} = 0,5565 \text{ m.}$$

Ahora, a partir de la fórmula general de Gangüillet y Kutter o Bazin, podemos obtener el coeficiente de velocidad ( K o C ) :

$$v = K \sqrt{R I} \quad \text{Bazin}$$

$$v = C \sqrt{R I} \quad \text{Gangüillet y Kutter}$$

$$v = 1,0 \text{ m/seg.}$$

$$R = 0,5565 \text{ m.}$$

$$I = 2,6 \% = 0,026$$

$$C = \frac{v}{\sqrt{R I}} = \frac{1,0}{\sqrt{0,5565 \times 0,026}} = \frac{1,0 \times 10,0}{\sqrt{1,4469}} = \frac{10}{1,2} = 8,33$$

Cuyo coeficiente también tiene el valor de :

$$C = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \mu}$$

C = coeficiente de velocidad

$\mu$  = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico

A base del cual obtenemos el valor del coeficiente de rugosidad del río, que es un valor propio del río; luego obtendremos :

$$8,33 = \frac{87 \sqrt{0,5565}}{\sqrt{0,5565} + \mu} ; \quad \mu = \frac{87 \sqrt{0,5565} - 8,33 \sqrt{0,5565}}{8,33}$$

$$\mu = \frac{87 \times 0,745 - 8,33 \times 0,745}{8,33} = \frac{64,8 - 6,21}{8,33} = \frac{58,60}{8,33} = 7,04$$

Caudal en máxima creciente.- Para calcular este caudal utilizaremos el mismo perfil transversal del río, en el cual se puede ver un rastro dejado, cuando alguna vez se suscitó la máxima creciente; se utilizará la pendiente del río, la rugosidad del mismo y el área sacada, anteriormente.

El rastro dejado por una creciente llega a la cota 3.139,0 en la cual se tiene un ancho del cauce del río de 18 m., o sea que tiene una elevación del caudal en 1,80 m. para lo cual se tendrá :

área anterior  $6,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

área nueva :

$$= \frac{11,5 + 18,0}{2} \times 1,8 = \frac{29,5}{2} \times 1,8 = 14,75 \times 1,8 = 26,55 \text{ m}^2$$

Area total =  $6,5 + 26,55 = 33,05 \text{ m}^2$ . Por seguridad podemos poner que se tiene una área de  $35 \text{ m}^2$ .

El nuevo perímetro mojado será :

$$a_{11} = 5,3^2 + 1,8^2 = 28,09 + 3,24 = 31,33 = 5,60 \text{ m.}$$

$$a_{12} = 1,4^2 + 1,8^2 = 1,96 + 3,24 = 5,2 = 2,28 \text{ m.}$$

$$\text{Total} = 7,88 \text{ m.}$$

perímetro anterior = 11,68

perímetro nuevo = 7,88

19,56

Radio hidráulico nuevo :

$$R = \frac{35}{19,56} = 1,79 \text{ m.}$$

$$\sqrt{R} = \sqrt{1,79} = 1,34 \quad \mu \text{ Según el cálculo anterior} = 7,04$$

$$C = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \mu} = \frac{87 \times 1,34}{1,34 + 7,04} = \frac{116,3}{8,38} = 13,9$$

$$v_m = C \sqrt{R \cdot I} = 13,9 \sqrt{1,79 \times \frac{2,6}{100}} = \frac{13,9}{10} \sqrt{1,79 \times 2,6} =$$
$$= 1,39 \times 2,15 = 3,00 \text{ m/seg.}$$

El caudal que se suscitará en una máxima creciente será por consiguiente :

$$Q = v_m \Omega = 3,0 \text{ m/seg.} \times 35 \text{ m}^2 = 105 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

A este caudal hay que incrementarle un 20 % para mayor seguridad, o sea :

$$105 + 105 \times 0,20 = 105 + 21 = 126 \text{ m}^3/\text{seg.} \sim 125 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del azud y bocatoma.- La bocatoma se localizará aproximadamente en la cota 3.139, porque con esta cota y la pendiente promedio de la conducción nos dará la cota aproximada en el tanque de presión.

Para calcular la altura del azud se parte del calado del canal, del calado del río y las pérdidas de carga que se susciten en las obras de toma.

Primeramente se asumirá la condición de que todo el caudal del río en estiaje se captaría por la bocatoma, para posteriormente rectificarlo de acuerdo a la realidad.

Iniciaremos ~~en~~ calculando el calado del canal y por consiguiente todas las medidas del mismo.

Para el caso de que todo el caudal del río en estiaje entre al canal, el azud tendrá una altura tal que no permita que pase ningún excedente de agua sobre el azud.

Cuando la solera del canal esté más alta que el fondo del cauce del río, la altura del azud será igual a la suma del calado del canal, más la diferencia de altura entre la solera del canal y el fondo del cauce del río, y más las pérdidas que se producen en la toma.

También se necesita del caudal de máxima creciente que puede sucederse en el río, principalmente para calcular las obras de aliviación y obras de protección.

Después de todo lo expuesto la altura del azud será igual a la suma de :

- a)- Calado del canal,
- b)- Diferencia de altura entre la solera del canal y el fondo del cauce del río,
- c)- Altura de carga necesaria para que en la toma entre el caudal a utilizarse,

Esta altura podría imponerse y calcular la longitud del bocal, o viceversa, a base de la fórmula general de vertederos :

$$Q = m l h \sqrt{2 g h}$$

Q = caudal, m<sup>3</sup>/seg.

m = coeficiente, que abarca el coeficiente de velocidad y de contracción de la vena líquida.

$h$  = altura de carga, m.

$g$  = gravedad,  $m/seg^2$

d)- Una altura para producir una pequeña caída libre de la bocatoma.

Ahora, en el caso de que el caudal en estiaje sea mayor que el caudal a tomarse para el proyecto, sobre el azud existirá una altura de carga debido a este caudal de exceso, en cuyo caso la altura del azud será igual a la suma de los componentes mencionados, menos la altura de carga existente sobre el azud.

Basándonos en lo mencionado anteriormente tenemos :

Canal.- Se usará la forma trapezoidal, en la cual tendría un talud 3 : 5, que permite construir, cuando el canal es revestido, como es el presente caso; para paredes con hormigón, o mampostería, se pueden construir taludes 1:1; 2 en terrenos un tanto flojos.

En un canal de mampostería, u hormigón, se puede tener velocidades grandes; pero, no obstante, para evitar la pérdida de salto útil, es conveniente, aún con paredes muy lisas, no exceder de velocidades.

$$v = 0,8 \text{ a } 2,5 \text{ m/seg.}$$

En nuestro caso usaremos la velocidad de 1,25m/seg. y consideramos que la sección que mayor economía nos va a dar será cuando :

$$b_m = 1,7 h.$$

$b_m$  = base media, en m.

h = altura, en m.

talud 3 : 5

Luego :

$$\Omega = b_m \times h = 1,7 h^2$$

base menor, b = b<sub>m</sub> - 3/5 h

base mayor, B = b<sub>m</sub> + 3/5 h

$$Q = v \cdot \Omega$$

$$\Omega = \frac{Q}{v} = \frac{5 \text{ m}^3/\text{seg}}{1,25 \text{ m/seg.}} = 4,0 \text{ m}^2$$

$$\Omega = 1,7 h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{\Omega}{1,7}}, \text{ fórmula que da un menor}$$

ancho de las fórmulas empíricas usadas en los EEUU. y en la India, los cuales dan las fórmulas siguientes :

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{\Omega} \quad (\text{EEUU})$$

$$h = \sqrt{\frac{\Omega}{3}} \quad (\text{India})$$

Luego, en nuestro caso, por la topografía del terreno, usaremos :

$$h = \sqrt{\frac{4}{1,7}} = \sqrt{2,35} = 1,54 \text{ m.}$$

Tendrá una altura de resguardo de 0,60 m.

$$b_m = 1,7 h$$

$$b_m = 1,7 \times 1,54 = 2,62 \text{ m.}$$

$$b = b_m - 3/5 h = 2,62 - 3/5 \times 1,54 = 2,62 - \frac{4,62}{5} =$$

$$1,7 \text{ m.}$$

$$B = b_m + 3/5 h = 2,62 + 3/5 \times 1,54 = 2,62 + \frac{4,62}{5}$$

-19-

$$= 2,62 + 0,92 = 3,54 \text{ m.}$$

El radio hidráulico :

$$R = \frac{\Omega}{p}$$

El perímetro :

$$p = 2 T + b$$

$$T = \sqrt{0,92^2 + 1,54^2} = \sqrt{0,84 + 2,35} = \sqrt{3,19} = 1,78 \text{ m.}$$

$$p = 2 \times 1,78 + 1,7 = 3,56 + 1,7 = 5,26 \text{ m.}$$

$$R = \frac{4,0}{5,26} = 0,76 \text{ m.}$$

Esto se puede ver en el gráfico N° 3.

Para alcanzar la velocidad mencionada, es preciso dar al canal una cierta pendiente, que conservará la solera del mismo durante su recorrido. Según indicaciones del Profesor Pfarr, el cálculo de esta pendiente, se obtiene por medio de la siguiente fórmula de Bazin :

$$I \text{ ‰} = \alpha \left( 1 + \beta \frac{p}{\Omega} \right) \frac{p}{\Omega} v^2$$

I = Pendiente en tanto por mil.

$\alpha$  = Coeficiente, que, para el presente caso, vale 0,24.

$\beta$  = Coeficiente, que, para el presente caso, vale 0,25.

p = Perímetro mojado, en m.

$\Omega$  = Area, en m<sup>2</sup>.

v = Velocidad, en m/seg.

$$\frac{p}{\Omega} = \frac{5,26}{4,0} = 1,31$$

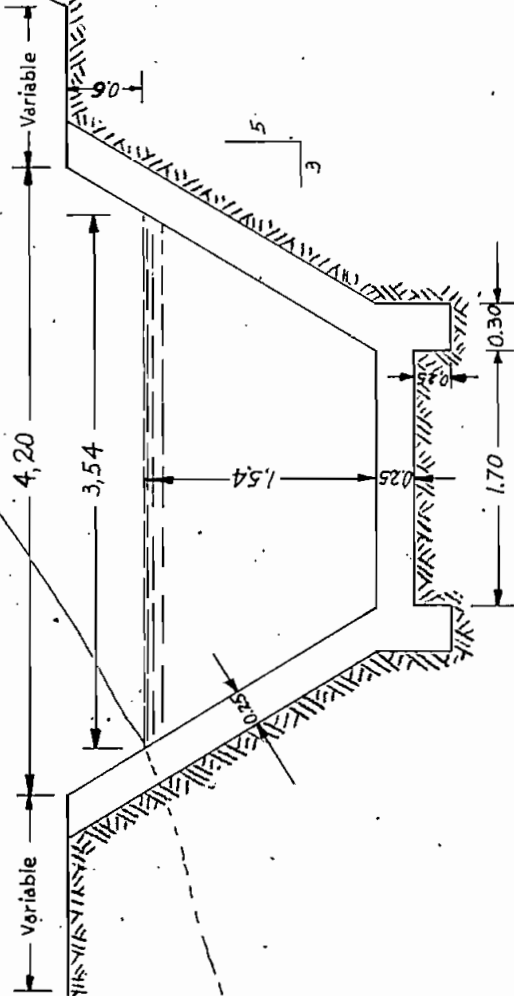


# GRAFICO N° 3

Escala 1:50

DIMENSIONES EN METROS

CAUDAL = 5 m<sup>3</sup>/seg.  
 VELOCIDAD = 1.25 m/seg.  
 SECCION DE AGUA = 4.0 m<sup>2</sup>  
 PENDIENTE = 0.7 ‰  
 PERIMETRO = 5.26 m.  
 RADIO HIDRAULICO = 0.76 m.  
 COEFICIENTE  $k$  = 0.48  
 EXCAVACION CAJON = 6.31 m<sup>2</sup>



$$\begin{aligned} I \text{ ‰} &= 0,24 ( 1 + 0,25 \times 1,31 ) 1,31 \times 1,25^2 = \\ &= 0,24 ( 1 + 0,328 ) 1,31 \times 1,56 = 0,24 (1,328) 2,05 = \\ &= 0,24 \times 1,328 \times 2,05 = 0,652 \sim 0,7 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Pendiente que también está de acuerdo con la fórmula simplificada de Biel, que dice :

$$I \text{ ‰} = \frac{v^2}{R} \left( 0,12 + \frac{f}{\sqrt{R}} \right)$$

I = Pendiente, en tanto por mil.

v = Velocidad, en m/seg.

R = Radio hidráulico, en m.

f = Coeficiente de rugosidad :

0,2 para canales revestidos con molón revocado.

0,5 para canales sin revestir, canal rugoso y con plantas.

$$\begin{aligned} I \text{ ‰} &= \frac{1,25^2}{0,76} \left( 0,12 + \frac{0,2}{\sqrt{0,76}} \right) = 2,05 \left( 0,12 + \frac{0,2}{0,87} \right) = \\ &= 2,05 ( 0,12 + 0,23 ) = 2,05 \times 0,35 = 0,72 \sim 0,7 \text{ ‰} \end{aligned}$$

y también con :

$$v = C \sqrt{R I}$$

$$I = \frac{v^2}{C^2 R}$$

$$C = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \mu} = \frac{87 \sqrt{0,76}}{\sqrt{0,76} + 0,48} = \frac{75,9}{1,35} = 56$$

$$I = \frac{1,25^2}{56^2 \times 0,76} = \frac{1,56}{3133 \times 0,76} = \frac{1,56}{2420} = 0,00065$$

$$0,00065 = 0,65 \text{ ‰} \sim 0,7 \text{ ‰}$$

La velocidad escogida está correcta, ya que es superior a la que se obtiene a base de la expresión de Kennedy, expresión que la ha deducido de sus estudios y que es la siguiente : Ver gráfico N° 4 :

$$v = \beta \times h^{0,64}$$

v = Velocidad media límite, que no produce sedimentos, en m/seg.

$\beta$  = Coeficiente que depende del material de suspensión

h = Altura de agua en metros.

Para este caso  $\beta = 0,70$  ; luego :

$$v = 0,70 \times 1,54^{0,64} = 0,70 \times 1,32 = 0,92 \text{ m/seg. } \sim 1,0 \text{ m/seg.}$$

Azud..- Como ahora ya tenemos el calado del canal, podremos calcular las dimensiones del azud, de la siguiente manera : Ver el gráfico N° 5.

En el gráfico se pueden ver claramente las siguientes dimensiones que intervienen en el cálculo de la altura del azud :

- 1.- + 1,54 m., altura del calado del canal.
- 2.- + 0,10 m., altura para producir una pequeña caída libre de agua, en la bocatoma (altura im puesta).
- 3.- + 0,30 m., altura de carga para que entre por la bocatoma el caudal a utilizarse (altura im puesta)
- 4.- - 0,10 m., altura de carga existente sobre la cresta del azud, debido al caudal sobrante (obtenido del cálculo siguiente).
- 5.- + 0,66 m., valor de la diferencia de altura

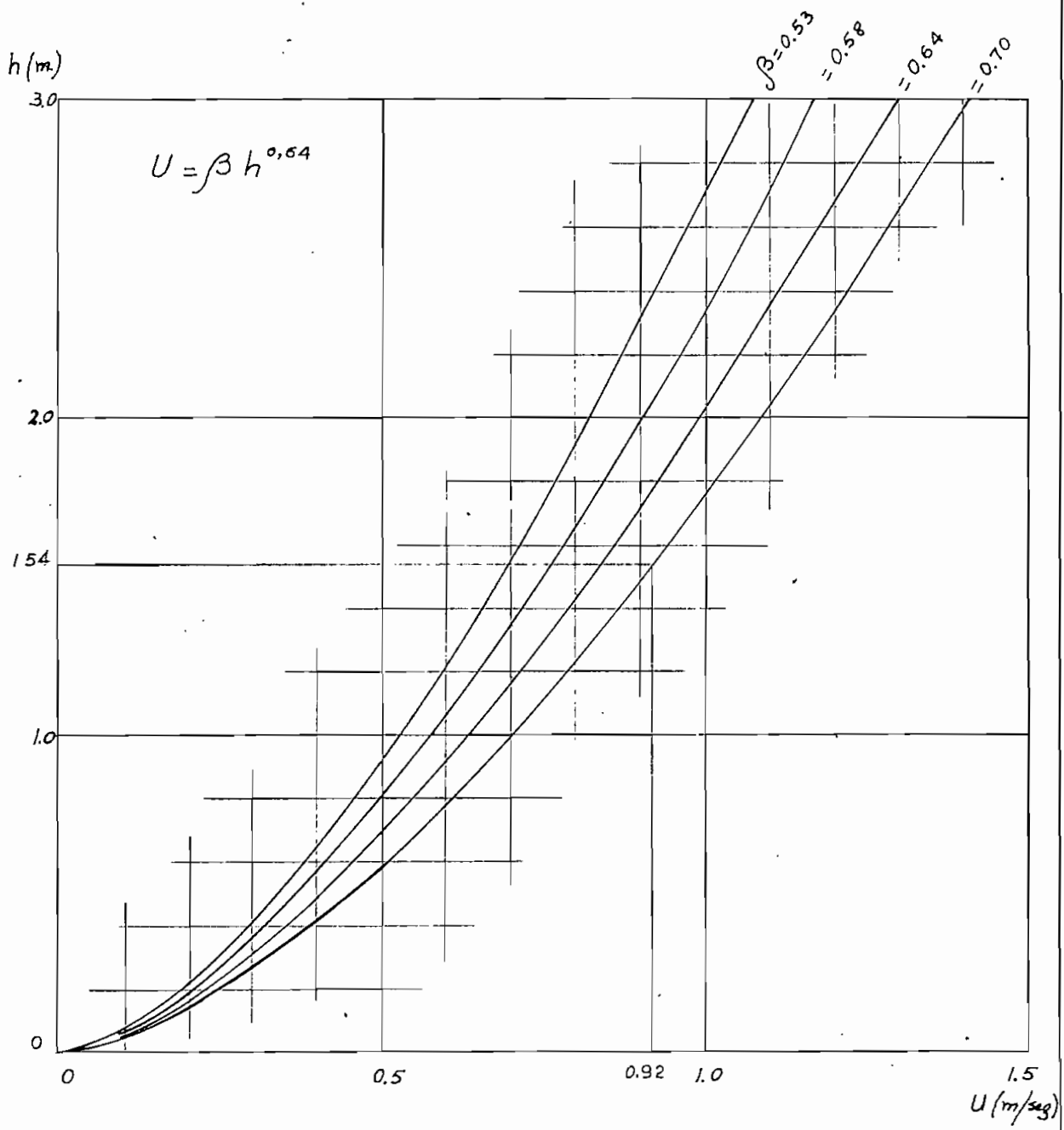


GRAFICO N° 4



existente entre la solera del canal y el fondo del cauce del río, para tener pendiente para desfogue del desarenador.

Sumando algebraicamente los numerales 1, 2, 3, 4 y 5, se tendrá 2,50 m.

Bocatoma.— La cantidad mencionada bajo el numeral 3, hace a su vez obtener una longitud de bocatoma, la misma que se obtiene a base de la fórmula general de vertederos, aunque en crecidas del río funcionará como orificio.

$$Q = m l h \sqrt{2 g h}$$

Q = Caudal que pasa por el vertedero, en m<sup>3</sup>/seg.

m = Coeficiente que abarca el coeficiente de velocidad y de contracción de la vena líquida.

l = Longitud del vertedero, en m.

h = Altura de lámina vertiente, en m.

g = Gravedad, en m/seg<sup>2</sup>.

$$l = \frac{Q}{m h \sqrt{2 g h}} = \frac{5}{0,42 \times 0,30 \sqrt{19,56 \times 0,3}} = \frac{5}{0,126 \sqrt{5,87}} = \frac{5}{0,126 \times 2,43} = \frac{5}{0,31} = 16,2 \text{ m.}$$

Esta bocatoma contará con rejillas que estarán compuestas de pletinas de hierro, para evitar que entre cuerpos extraños. Las pletinas serán de 3/4 x 3 pulg. y separadas entre

sí 15 cm., con lo cual se tendrá que calcular nuevamente la longitud total del bocal; para esto se tendrá un solo espacio y se verá cuanto del caudal entre, y a base de esto, ver el número necesario de espacios para que entre el caudal requerido para el proyecto. Se vale de la ecuación general de los vertederos ya mencionados anteriormente.

$$Q = m l h \sqrt{2g h}$$
$$Q = 0,42 \times 0,15 \times 0,3 \sqrt{2 \times 9,87 \times 0,3} = 0,0189 \sqrt{5,87} =$$
$$= 0,0189 \times 2,43 = 0,0463 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Pero como el caudal necesario es de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  el número de espacios necesarios será de :

$$\frac{5}{0,0463} = 108 \text{ espacios.}$$

y por lo mismo también se necesitarán 107 pletinas.

La longitud que ocupará la rejilla será de :

$$108 \times 3/4'' = 108 \times 19,05 \text{ mm.} = 2.060 \text{ mm.} = 2,06 \text{ m.}$$

El espacio libre será :

$108 \times 0,15 \text{ m.} = 16,2 \text{ m.}$ , igual al cálculo obtenido antes, que sumados entre sí y más el ancho de los pilares centrales dará la longitud total del bocal, o sea :

$$16,2 + 2,06 + 0,6 \times 3 = 20,06 \text{ m.} \sim 20 \text{ m.}$$

Entonces el orificio tendrá una longitud neta de  $20 \text{ m.} \times 0,35 \text{ m.}$  de altura; se ha incrementado 5 cm. sobre el nivel normal del agua para tener un vertedero de lámina libre, con ventilación sobre el nivel del agua, en condiciones normales.

El valor de 0,10 m. mencionado en el numeral 4, se obtiene a base del caudal sobrante y que pasa sobre el azud, que según el lugar escogido, tiene una longitud de 18 m., o sea :

$$Q_1 = m l h \sqrt{2g h}$$

$$Q_1 = Q_T - Q_C = 6,5 - 5 = 1,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$Q_1$  = Caudal sobre el azud.

$Q_T$  = Caudal total normal.

$Q_C$  = Caudal que entra al canal.

$$\begin{aligned} h &= \left( \frac{Q}{m l \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{1,5}{0,6 \times 18 \sqrt{19,56}} \right)^{2/3} = \left( \frac{1,5}{10,8 \times 4,43} \right)^{2/3} = \\ &= \left( \frac{1,5}{47,8} \right)^{2/3} = (0,031)^{2/3} = 0,10 \text{ m.} \end{aligned}$$

#### DISTRIBUCION DEL CAUDAL DE MAXIMA CRECIENTE.

Cuando se suscite una creciente máxima, del valor ya calculado, el caudal se distribuirá entre el bocal, la compuerta de desfogue y sobre el azud; para esto habrá que realizar algunos tanteos, hasta que las suposiciones coincidan con el cálculo; pero, sucede que en la práctica, el caudal calculado como máximo, no será el que realmente se produzca; por lo mismo se da una mayor seguridad al despreciar el caudal que entra al canal, y en segundo lugar, en tal caso, la compuerta puede estar cerrada, razones por las cuales se calculará con todo el caudal máximo obtenido.

La altura de carga que se producirá con dicho caudal será :

$$\begin{aligned} h &= \left( \frac{Q}{m l \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{125}{0,6 \times 18 \sqrt{19,56}} \right)^{2/3} = \left( \frac{125}{10,8 \times 4,43} \right)^{2/3} = \\ &= \left( \frac{125}{47,8} \right)^{2/3} = (2,61)^{2/3} = 1,88 \text{ m.} \end{aligned}$$



Luego el caudal que entrará por la bocatoma será :

La altura de carga que tendrá a la entrada del bocal será :

Ver gráfico N° 6 :

$$\begin{array}{r} 1,88 \text{ m.} \\ - 0,10 \text{ m.} \\ - 0,05 \text{ m.} \\ \hline 1,73 \text{ m.} \end{array}$$

$$h_1 = 0,35 \text{ m.} \qquad h_2 = 1,73 \text{ m.}$$

$$Q = 0,6 \times 16,2 \times 0,35 \sqrt{2 \times 9,78 \times 1,73} = 9,72 \times 0,35 \sqrt{33,84} = \\ = 3,4 \times 5,82 \sim 20,0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Diseño del azud..- Para el diseño del azud se parte de la carga de altura que produce el caudal máximo.

La altura de carga sacada, no es la que se utiliza para el cálculo; pues se usa una altura  $h_0$ , llamada "carga fundamental" a partir de la cual se diseña el perfil del azud, partiendo del punto de origen de coordenadas "0" que se puede ver claramente en el gráfico N° 7.

$$h = h_0 + 0,126 h_0$$

$$h = h_0 ( 1 + 0,126 )$$

$$h = 1,126 h_0$$

$$h_0 = \frac{h}{1,126}$$

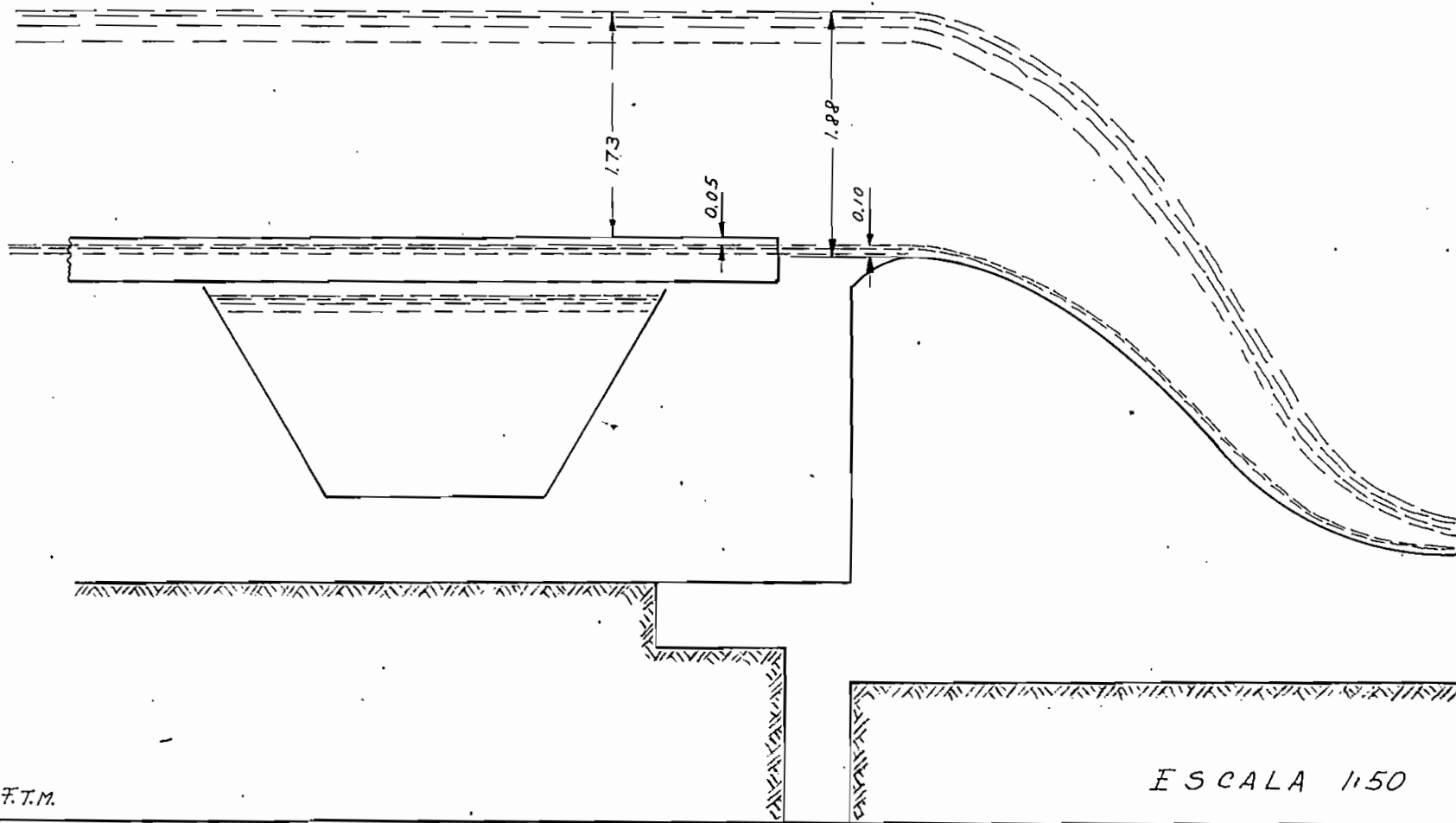
$$h = 1,88$$

$$h_0 = \frac{1,88}{1,126} = 1,66 \text{ m.}$$

001517

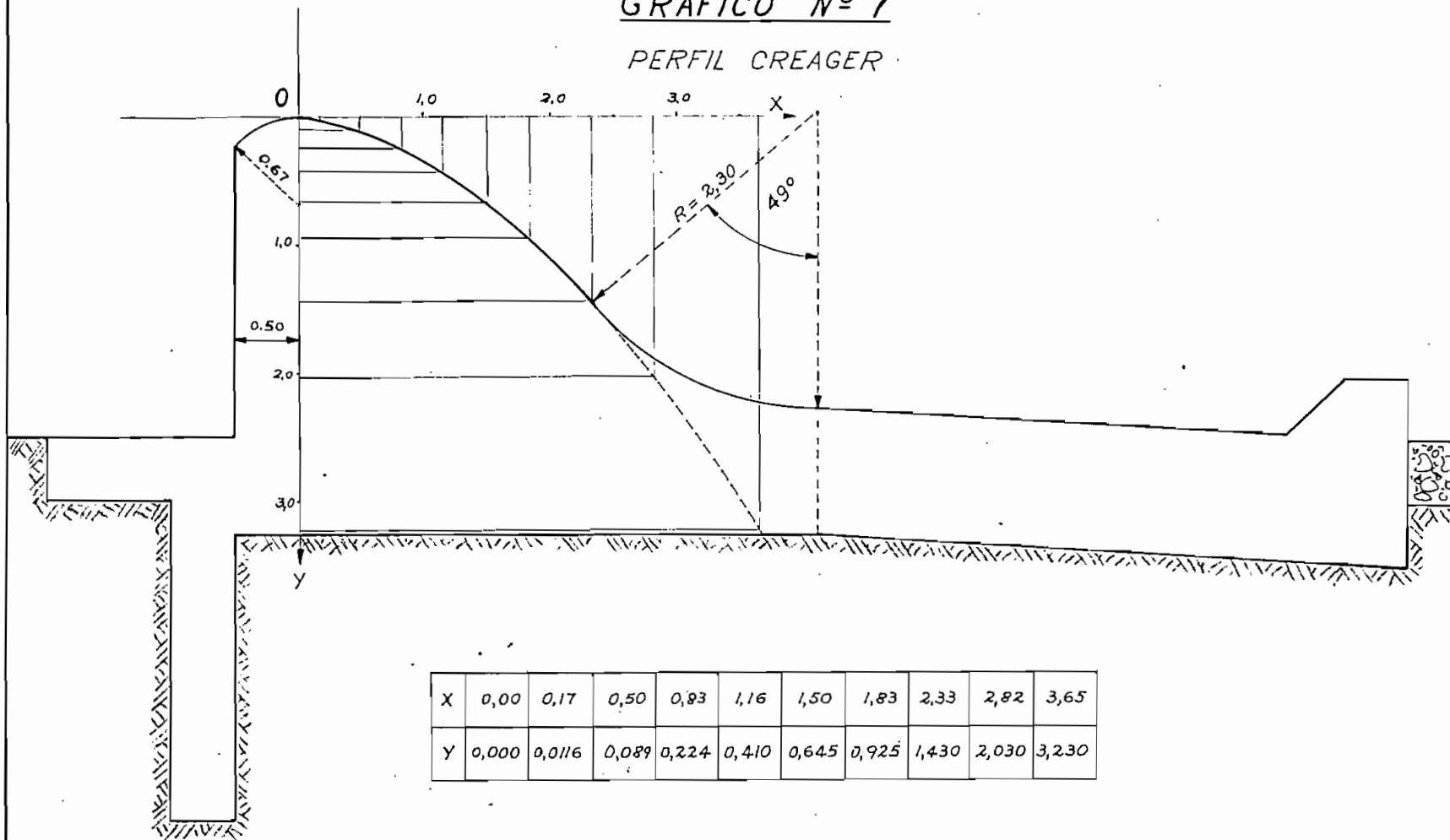
# GRAFICO. N° 6

DIMENSIONES EN METROS



# GRAFICO N° 7

## PERFIL CREAGER



ESCALA 1:50

F.T.M.

Luego con esta altura utilizamos la fórmula obtenida por Greager, para conformar el perfil del azud, perfil que contempla que el agua circulante sobre sí, no causará el fenómeno de la cavitación y que vale :

$$\frac{Y}{h_o} = 0,47 \left( \frac{x}{h_o} \right)^{1,8}$$

Y = Ordenada del perfil, a partir del "punto de origen de coordenadas".

x = Abscisa del perfil, a partir del "punto de origen de coordenadas".

h<sub>o</sub> = "Carga fundamental"

El frente del azud será vertical.

Se calculará a base de las tablas de Creager y

Scimemi :

$\frac{X}{h_o}$	X	$\frac{Y}{h_o}$	Y
0,00	0,00	0,0000	0,0000
0,10	0,17	0,0074	0,0116
0,30	0,50	0,0538	0,089
0,50	0,83	0,135	0,224
0,70	1,16	0,247	0,410
0,90	1,50	0,389	0,645
1,10	1,83	0,558	0,925
1,40	2,33	0,861	1,430
1,70	2,82	1,221	2,030
2,20	3,65	1,943	3,23

h<sub>o</sub> = 1,66 m.

Según el gráfico existen los valores de :

$$0,3 \text{ ho} = 0,3 \times 1,66 = 0,50 \text{ y}$$

$$0,4 \text{ ho} = 0,4 \times 1,66 = 0,67$$

El valor de la curva del azud en el lado anterior al "punto de origen de coordenadas" se dibuja con un radio de 0,40 ho y tendrá una abscisa igual a 0,30 ho.

Se considera que para la derecha y para abajo del punto de origen de coordenadas los valores son positivos.

El radio en el paramento de aguas abajo se obtiene a base del gráfico adjunto: gráfico N° 8.

Con lo que se obtiene :

$$R = 7,5 \text{ pulg} = 2,3 \text{ m.}$$

Zampeado.- Mr. Bligh propone la fórmula siguiente para la longitud del zampeado, medido desde el pie del escarpe :

$$l_z = 4C \sqrt{\frac{H}{43}}$$

$l_z$  = Longitud del zampeado, en metros.

C = 4 para terrenos formados por cantos, grava y arena mezclados.

H = Diferencia máxima de niveles de agua, entre aguas arriba y aguas abajo, en metros, para máxima creciente.

Pero necesitamos calcular H; por lo mismo, primero necesitamos la altura de agua al pie del escarpe, a base de la fórmula siguiente :

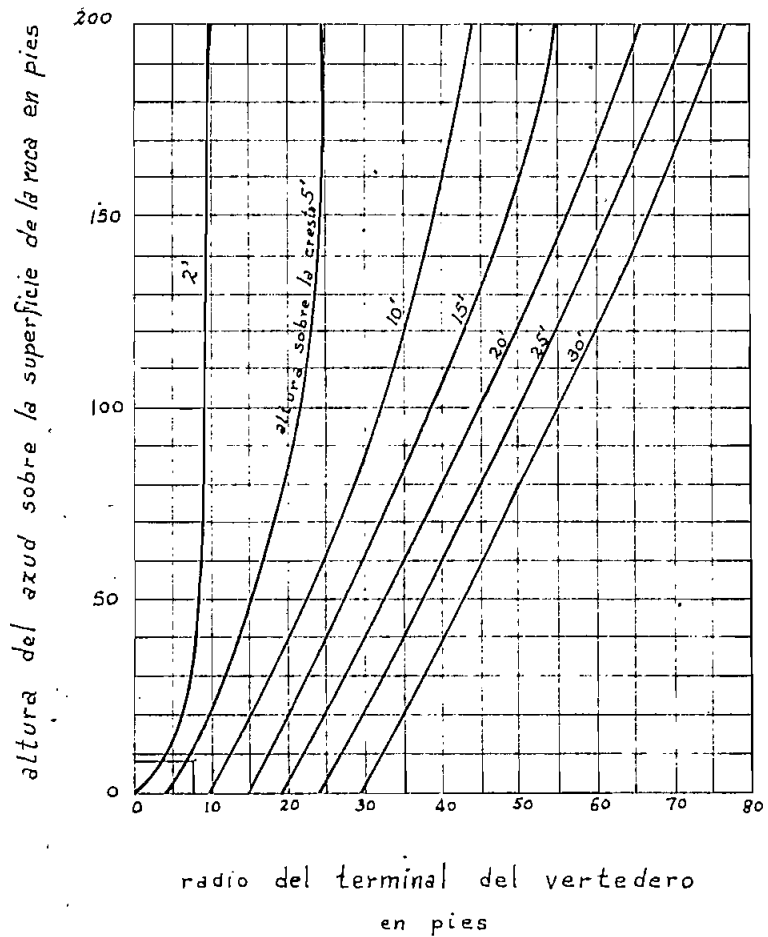


GRAFICO N° 8

$$h' = \frac{q}{Cv \sqrt{2g (h + h_1)}}$$

$h'$  = Altura de agua al pie del escarpe, en m.

$$q = \frac{125}{18} = 6,95 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}.$$

$Cv = 0,95$  coeficiente por rozamiento.

$h =$  Altura del azud = 2,5 m.

$h_1 =$  Altura de lámina vertiente en máxima creciente: 1,88m.

$$\begin{aligned} h' &= \frac{6,95}{0,95 \sqrt{19,56(2,5 + 1,88)}} = \frac{6,95}{0,95 \sqrt{19,56 \times 4,38}} = \\ &= \frac{6,95}{0,95 \sqrt{85,73}} = \frac{6,95}{0,95 \times 9,26} = 0,78 \text{ m}. \end{aligned}$$

$$H = h + h_1 - h' = 2,5 + 1,88 - 0,78 = 3,60 \text{ m}.$$

$$l_z = 4 \times 4 \sqrt{\frac{3,6}{43}} = 16 \sqrt{0,084} = 16 \times 0,29 = 4,65 \text{ m}.$$

y el espesor que tendrá el zampeado será de :

$$c = \frac{4}{3} \times \frac{H''}{p - 1}$$

$C =$  Espesor del zampeado, en m.

$H'' =$  Empuje de la subpresión =  $h' = 0,78$  m.

$p =$  Peso específico del material del azud,  $\text{tn}/\text{m}^3$ .

$$\begin{aligned} c &= \frac{4}{3} \times \frac{0,78}{2,2 - 1} = \\ &= \frac{4 \times 0,78}{3 \times 1,2} = \frac{3,12}{3,6} = 0,87 \sim 1,00 \text{ m}. \end{aligned}$$

Para mayor seguridad se construirá un dentellón delantero, así como también una escollera aguas abajo del zampeado, obteniendo una longitud total entre zampeado y escollera de :

$$l_T = 0,64 \sqrt{H_x q} \cdot C$$

$$l_T = 0,64 \times 4 \sqrt{3,60 \times \frac{125}{18}} = 2,56 \sqrt{25} = 2,56 \times 5 = 12,80 \text{ m.}$$

Con lo cual se tendrá el azud según gráfico N° 9.

Fuerzas que actúan sobre el azud..- Estas fuerzas son :

- a)- Empuje, o presión de agua.
- b)- Subpresión.
- c)- Cavitación.
- d)- Peso propio.
- e)- Peso del agua sobre el paramento de aguas abajo.
- f)- Fuerzas del azolve de arrastre.

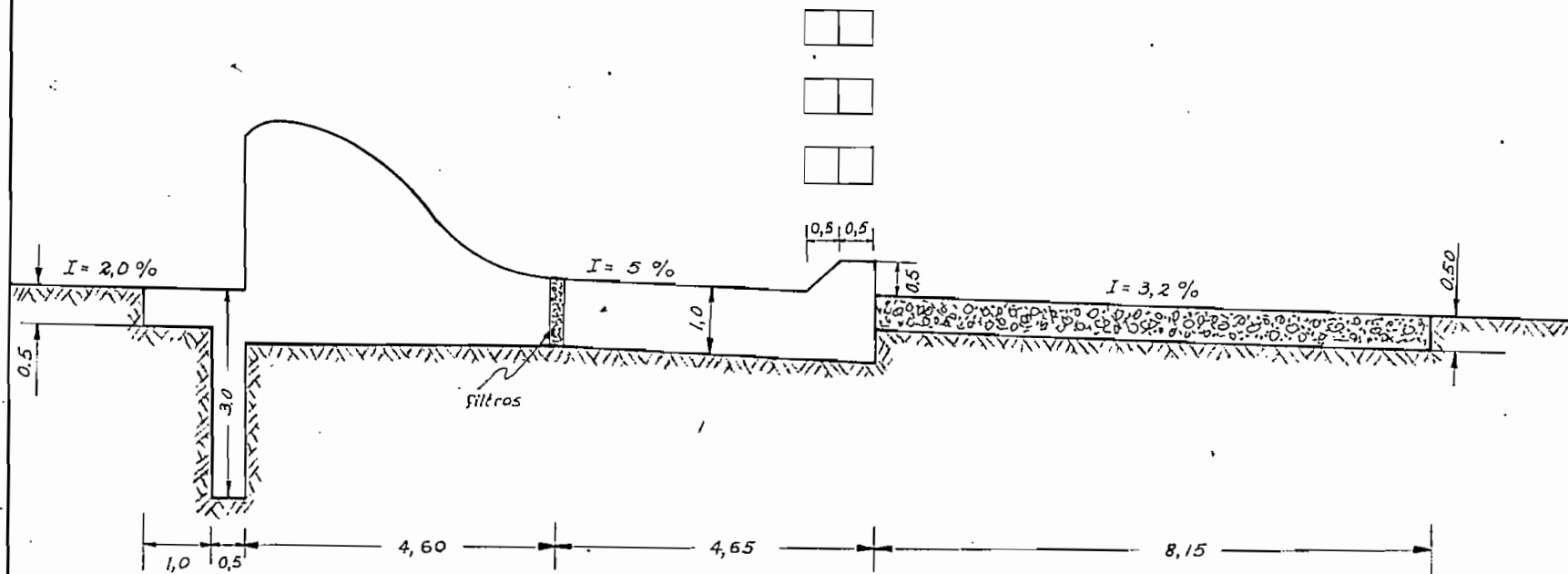
a)- Para el empuje del agua se tomará en cuenta el empuje horizontal de la acción estática del agua en máxima creciente, el valor que se utilizará será el del trapecio que ejerce sobre el azud; además se tomará en cuenta la acción dinámica tomando como el doble de la altura representativa de la velocidad del río en su máxima creciente, con la cual se obtiene : Ver gráfico N° 10 :

$$\frac{2 v^2}{2g} = \frac{3,00^2}{9,78} = \frac{9,0}{9,78} = 0,9 \text{ m.}$$



# GRAFICO N° 9

DIMENSIONES EN METROS

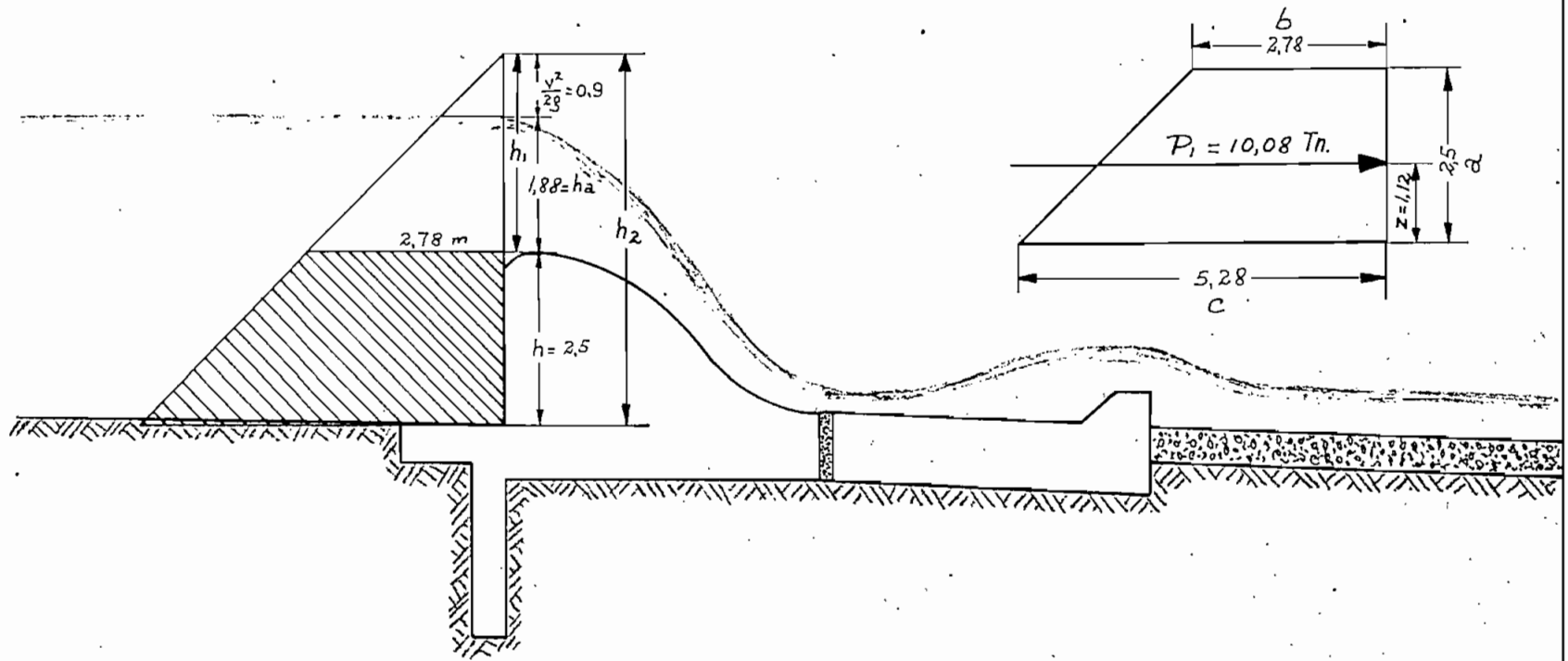


F.T.M.

ESCALA 1:100

# GRAFICO N° 10

DIMENSIONES EN METROS



ESCALA 1:100

$$P_1 = \gamma \frac{h_1 + h_2}{2} h$$

$P_1$  = Presión, o empuje del agua, en Tn.

$\gamma$  = Peso específico del agua ( 1 Tn/m<sup>3</sup> )

$h$  = Altura del azud, en m.

$h_1$  = Altura de lámina vertiente en máxima creciente,  
más la altura representativa a la velocidad, en m.

$h_2$  = Altura total, o sea la suma de las anteriores, en m.

$$h_2 = h + h_1$$

$$h_2 = 2,5 + 1,88 + \frac{v^2}{g} = 4,38 + \frac{3,0^2}{9,78} = 4,38 + 0,9 = 5,28 \text{ m.}$$

$$h_1 = 5,28 - 2,5 = 2,78 \text{ m.}$$

$$P_1 = 1 \frac{2,78 + 5,28}{2} \times 2,5 = \frac{8,06}{2} \times 2,5 = 4,03 \times 2,5 =$$

$$P_1 = 10,08 \text{ Tn.}$$

Y estará aplicado en el centro de gravedad que se encuentra a la altura de Z :

$$Z = \frac{a}{3} \times \frac{c + 2b}{c + b}$$

Z = Distancia al centro de carga, en m.

a = Altura del trapecio = 2,50 m.

b = Lado menor del trapecio = 2,78 m.

c = Lado mayor del trapecio = 5,28 m.

$$Z = \frac{2,5}{3} \left( \frac{5,28 + 2 \times 2,78}{5,28 + 2,78} \right) = 0,833 \left( \frac{5,28 + 5,56}{8,06} \right) = 1,12 \text{ m.}$$

b)- El terreno, como es semipermeable, existirá una presión hidráulica de abajo hacia arriba, sobre la base de apoyo y a cuya presión se le llama subpresión.

Para calcular la subpresión, se partirá del diseño del azud, en el cual se tiene un valor de : Ver gráfico N° 11 :

$$W_s = \frac{H_1 + H_2}{2} \times l$$

Primeramente se calculará  $H'$  y  $H''$

$$H' = h + h_a$$

$h$  = Altura del azud

$h_a$  = Altura de carga sobre el azud en máxima creciente.

$$H' = h + h_a = 2,5 + 1,88 = 4,38 \text{ m.}$$

$H''$  es igual al valor de  $h'$  calculado anteriormente y que se puede calcular también así :

$$H'' = \frac{9}{\sqrt{2g (h + h_a - h_f)}} =$$
$$= \frac{\frac{125}{18}}{\sqrt{19,56 (4,38 - 0,44)}} = 0,78 \text{ m.}$$

$h$  = Altura del azud = 2,5 m.

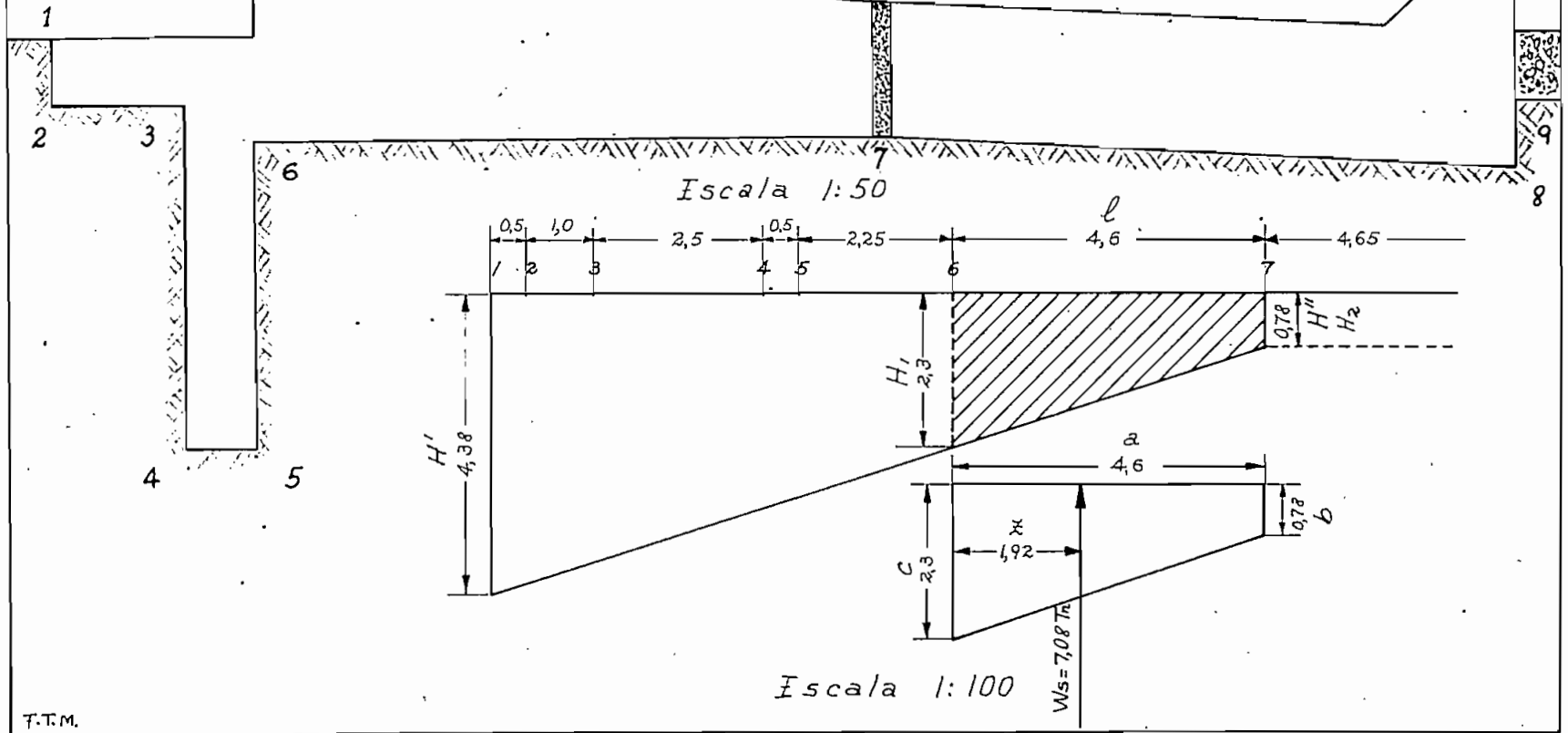
$h_a$  = Altura de lámina vertiente en máxima creciente = 1,88 m.

$h_f$  = Pérdidas por rozamiento, que generalmente vale:  
 $0,1 (h + h_a) = 0,1 \times 4,38 = 0,44 \text{ m.}$

Y según el gráfico se tiene :

# GRAFICO N° 11

DIMENSIONES EN METROS



$$H_1 = 2,3 \text{ m.} \quad H_2 = 0,78 \text{ m.}$$

$$W_s = \frac{2,3 + 0,78}{2} \times 4,6 = \frac{3,08}{2} \times 4,6 = 7,08 \text{ Tn.}$$

Cuya fuerza estará aplicada en :

$$z = \frac{a}{3} \left( \frac{c + 2b}{c + b} \right) = \frac{4,6}{3} \left( \frac{2,3 + 2 \times 0,78}{2,3 + 0,78} \right) =$$
$$= 1,533 \left( \frac{2,3 + 1,56}{3,08} \right) = 1,533 \left( \frac{3,86}{3,08} \right) = 1,533 \times 1,25 = 1,92 \text{ m}$$

Calcular el valor exacto de la subpresión que realmente se va a suscitar en la práctica es muy difícil, puesto que no se puede determinar el grado de permeabilidad que tendrá el material donde se sienta el azud.

Al preparar los fundamentos del azud de ampostería, se debe separar toda la roca suelta, y hasta donde sea posible, limpiar y rellenar con mortero todas las grietas, a veces inclusive se hacen inyecciones de lechadas de cemento, aumentándose de esta manera el volumen de azud ya calculado. Al pie del azud se colocarán drenajes a cada 0,50 m.

c)- En general en los azudes, cuando la vena líquida no se adhiere al paramento del azud, puede haber entradas de aire bajo la vena líquida, aire que si no tiene una circulación regulada, tiende a salir abruptamente produciendo un vacío que trata de destruir las partes de la obra, fenómeno denominado de la CAVITACION.

En el presente caso no sucede esto, debido a que el perfil del azud contempla que la vena líquida no produzca tales fenómenos, razón por la cual no se tomará en cuenta para el cálculo de la estabilidad del azud.

d)- Debido al volumen y a la composición del azud, tendría su peso propio, que estará en función de sus dimensiones y del material usado. Ver gráfico N° 12. En nuestro caso se usará hormigón ciclópeo, cuyo peso específico =  $2,2 \text{ Tn/m}^3$ , luego el peso que tendrá será de :

$$P_{2-1} = \frac{1,3 \times 0,25}{2} \times 2,2 = 0,36$$

$$P_{2-2} = \frac{1,3 + 2,1}{2} \times 2,2 \times 0,5 = 1,87$$

$$P_{2-3} = \frac{2,1 + 2,65}{2} \times 2,2 \times 0,5 = 2,62$$

$$P_{2-4} = \frac{2,65 + 3,15}{2} \times 2,2 \times 0,5 = 3,20$$

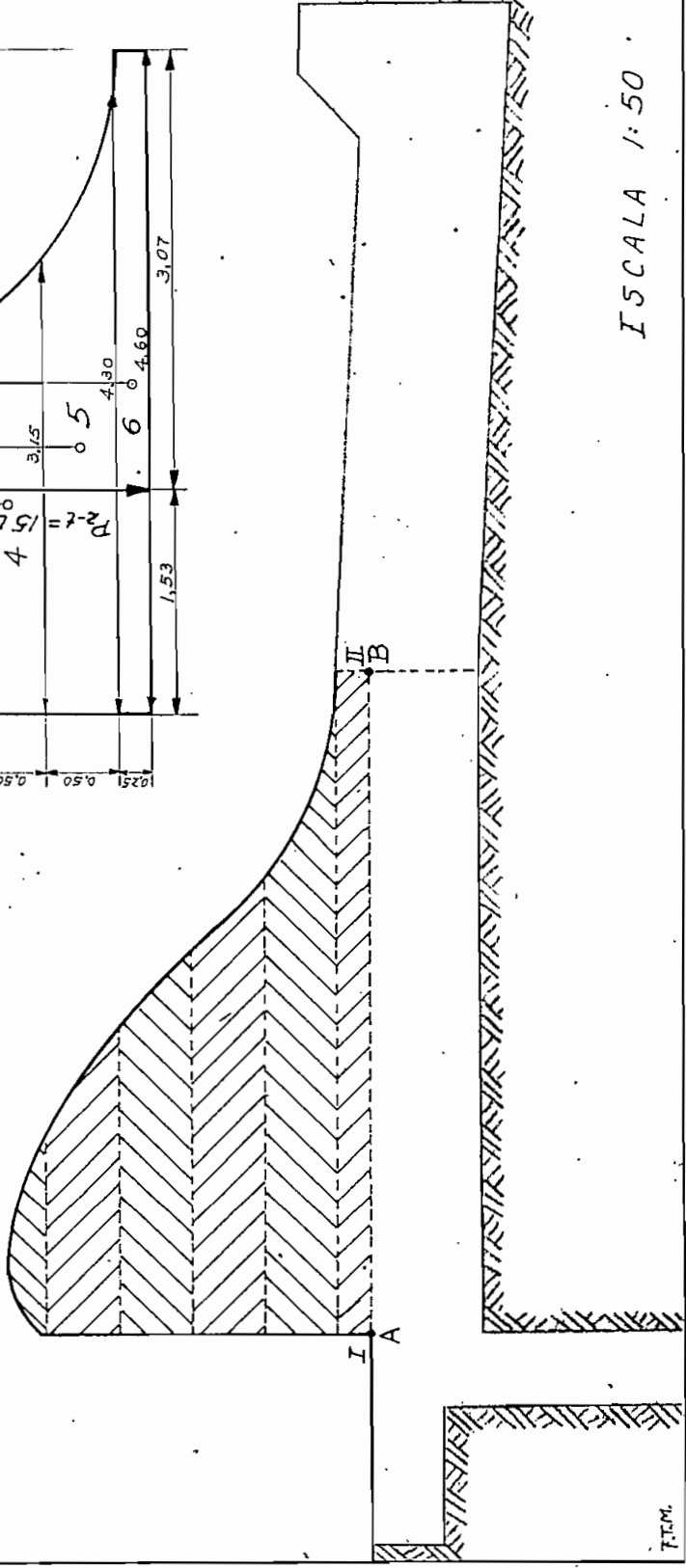
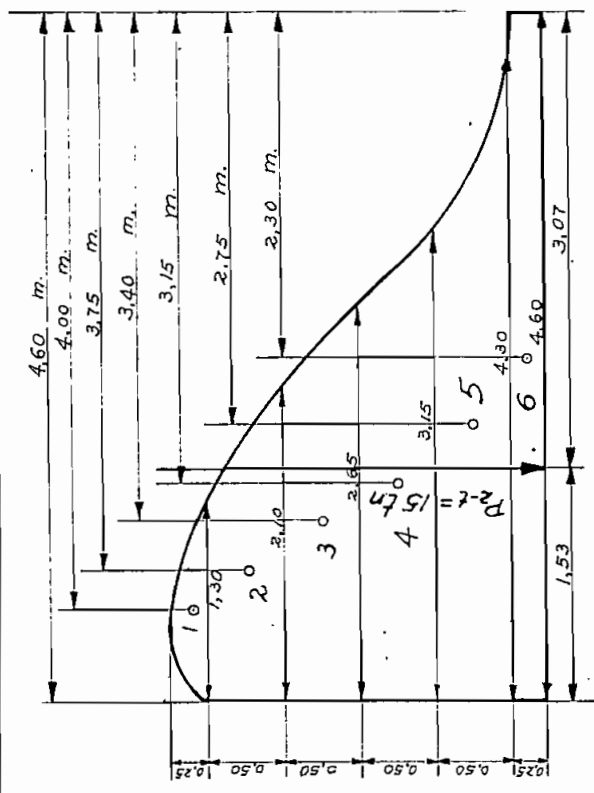
$$P_{2-5} = \frac{3,15 + 4,3}{2} \times 2,2 \times 0,5 = 4,10$$

$$P_{2-6} = 4,6 \times 0,25 \times 2,2 = 2,53$$

$$P_{2-T} = \overline{14,68} \sim 15,0 \text{ Tn.}$$

El peso del azud será de 15 Tn. y su punto de aplicación será en el centro de gravedad del mismo, el cual se sacará a base de momentos que se hará posteriormente.

GRAFICO N° 12



ESCALA 1:50

F.T.M.



e)- Como el peso del agua que existirá sobre el paramento de aguas abajo resulta en beneficio de la estabilidad del azud, no se lo tomará en cuenta esta fuerza, para así dar mayor seguridad a la obra.

f)- El río acarrea material en suspensión, el cual se irá acumulándose delante del azud, ejerciendo presión sobre él, presión que está en función de la cantidad de material que lleven las aguas del río, su peso específico y la clase de material. Esta presión, en nuestro caso, se suscitará en menor escala; en primer lugar, porque el río arrastra poca cantidad de material fino, y en segundo lugar, constantemente se eliminará por la compuerta de limpieza, que funcionará perfectamente; pues el río mismo tiene una inclinación hacia dicha compuerta; luego, esta fuerza no se incluirá en el cálculo, porque a más de lo mencionado también se está calculando una condición desventajosa para la estabilidad del azud, como es la subpresión; pues si se considera azolve, disminuiría la subpresión ya calculada, en virtud de que este material impermeabiliza el terreno.

Además de las fuerzas ya mencionadas existen presiones que en nuestro medio no se suscitan, como son las presiones que ejercen témpanos de hielo, etc.

ESTABILIDAD DEL AZUD

Una vez dimensionado el azud se calculará su estabilidad comprobando contra el volcamiento; contra el deslizamiento; que no se produzcan tensiones en ninguna junta de la presa, bajo ninguna hipótesis de carga; así como también el trabajo máximo, por unidad de superficie a que deba soportar la fábrica, debe ser menor que el límite máximo adoptado; que las tensiones que soporta la base de apoyo del azud no superen las cargas unitarias admitidas en cada caso, que varía de acuerdo con el material.

También se debe calcular su estabilidad en diferentes planos horizontales del azud, a cada cierta altura.

Para el cálculo estático, a igual que el hidráulico, y a favor de la estabilidad del azud, se considera un metro de longitud de la obra, y aislada, sin empotramientos laterales.

Luego se dispone de :

La presión, o empuje del agua, que es de 10,08 Tn., que está aplicado en la pared vertical del azud, a 1,12 m. del fondo del río.

El empuje de la subpresión que vale 7,08 Tn. y está aplicado de acuerdo al siguiente cálculo : Para esto se utiliza el gráfico N° 12 :

Se calcula a base de momentos y con el punto "cero" en el punto B del gráfico N° 12.

$$\sum M = P.e$$

$\sum M$  = Suma de momentos.

P = Peso.

e = excentricidad con respecto al punto B.

$$\begin{aligned} \sum M_v &= 0,36 \times 4,00 = 1,44 \\ &+ 1,87 \times 3,75 = 7,00 \\ &+ 2,61 \times 3,40 = 8,90 \\ &+ 3,20 \times 3,15 = 10,10 \\ &+ 4,10 \times 2,75 = 11,30 \\ &+ 2,53 \times 2,30 = 5,82 \end{aligned}$$

---

$$44,56$$

$$\sum M_v = P.e ; \quad 44,56 = 14,68 e$$

$$e = \frac{44,56}{14,68} = 3,07 \text{ m.}$$

### VOLCAMIENTO

La resultante final tiene que caer dentro del tercio medio del azud en cualquier sección horizontal, procurando que llegue al centro, para que no se produzcan tracciones. También la seguridad, S, contra el volcamiento que generalmente se toma de 1 1/2 a 2 1/2 veces el momento estabilizante sobre el momento de volcamiento, o sea :

$$S \geq 1 \frac{1}{2}$$
$$S = \frac{M_{est.}}{M_v}$$

S = Factor de seguridad contra el volcamiento.

M est. = Momento estabilizante, Tn. x m.

M volc. = Momento volcamiento, Tn. x m.

En nuestro caso, y tomando como punto de referencia B del gráfico N° 13 :

$$S = \frac{15 ( 3,07 )}{10,08 \times 1,12 + 7,08 ( 4,6 - 1,92 )} = \frac{15 \times 3,07}{11,29 + 18,97} = \frac{46,05}{30,26} = 1,52 \text{ m.}$$

Luego existirá estabilidad.

Ahora, calculando la resultante, se obtiene :

$$F_H = 10,08 \text{ Tn.}$$

$$F_V = 15,0 - 7,08 = 7,92 \text{ Tn.}$$

Con lo que se tiene el gráfico N° 13, y por lo mismo :

$$R = \sqrt{10,08^2 + 7,92^2} = \sqrt{101,61 + 62,73} = \sqrt{164,34}$$
$$R = 12,82 \text{ Tn.}$$

El punto de aplicación de esta resultante será de :

$$\sum M = P.e$$

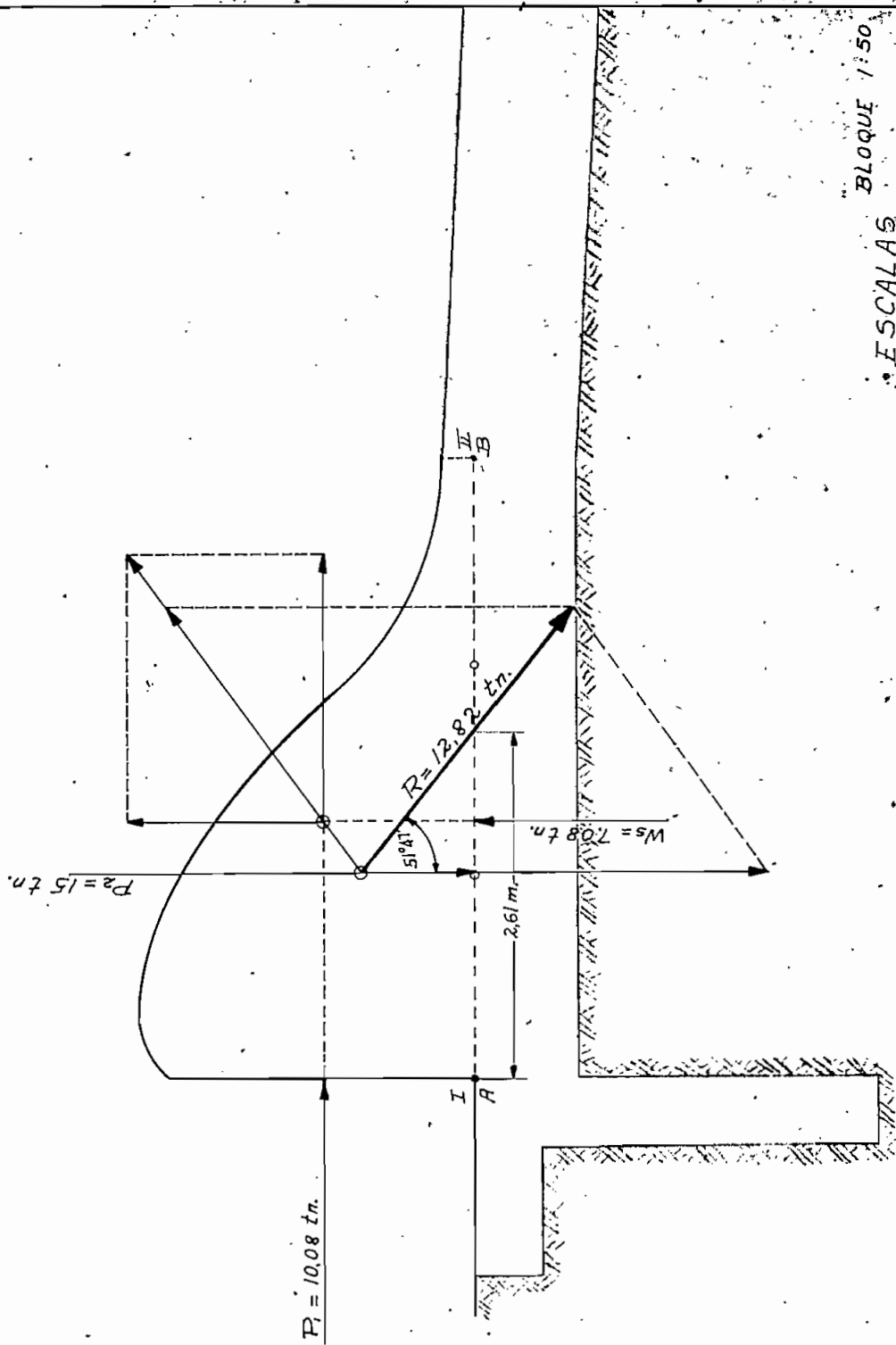
Donde :

M = Suma de momentos.

P = Peso resultante.

e = Excentricidad a partir del punto A.

GRAFICO N°13



BLOQUE 1:50  
• ESCALAS FUERZAS 1:250

$$\begin{aligned}\sum M &= 10,08 \times 1,12 + 15 \times 1,53 - 7,08 \times 1,92 = P.e \\ &11,29 + 22,95 - 13,59 = (15 - 7,08) e \\ &20,65 = 7,92 e\end{aligned}$$

$$e = \frac{20,65}{7,92} = 2,61 \text{ m.}$$

DESLIZAMIENTO

$$\mu = \operatorname{tg} \alpha \quad \text{o} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{F_H}{F_V}$$

Donde :

$\mu$  = Coeficiente del rozamiento.

$\alpha$  = Angulo que forma la resultante con la vertical.

$F_H$  = Resultante de las fuerzas horizontales.

$F_V$  = Resultante de las fuerzas verticales.

Que según el gráfico N° 13, se tiene :

$$\alpha = 51^\circ 47' \quad \operatorname{tg} \alpha = 1,27 \quad \text{o también :}$$

$$\mu = \operatorname{tg} \alpha = \frac{10,08}{7,92} = 1,27$$

Como da un valor un poco alto, la cimentación se hará dentada, y, además, como tiene un dentellón, este valor se reducirá enormemente, sin que exista peligro por deslizamiento.

TENSIONES EN EL TERRENO.

Se toma sobre la junta I - II del gráfico N° 12.

$$\alpha = \frac{P}{\Omega} \pm \frac{Mm}{W}$$

Donde :

$\alpha$  = Tracciones, kgr/cm<sup>2</sup>.

P = Peso del azud, Tn.

$\Omega$  = Area, de la junta en consideración, m<sup>2</sup>.

Mm = Momento de la resultante con respecto al centro de gravedad, Tn. m.

W = Momento resistente =  $\frac{bh^2}{6}$

(Para rectángulo se toma  $b = 1$  m.).

$$Mm = P \left( e - \frac{h}{2} \right)$$

$$\alpha = \frac{15}{4,6} \pm \frac{15 \left( 2,61 - \frac{4,6}{2} \right)}{\frac{4,6^2}{6}}$$

$$\alpha = 3,26 \pm \frac{15 \left( 2,61 - 2,3 \right)}{\frac{21,16}{6}} = 3,26 \pm \frac{15 \times 0,31}{3,53}$$

$$\alpha = 3,26 \pm \frac{4,65}{3,53} = 3,26 \pm 1,32$$

$$\alpha_a = 3,26 + 1,32 = 4,58 \text{ Tn/m}^2 = 0,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha_b = 3,26 - 1,32 = 1,94 \text{ Tn/m}^2 = 0,19 \text{ Kg/cm}^2$$

Valores que están dentro de los límites del terreno del presente proyecto.

COMPUERTA DE DESFOGUE.

Al costado derecho del azud (aguas abajo) se colocará una compuerta que servirá para regular el caudal y para limpiar el material que se acumulará en el paramento vertical del azud.

Los fabricantes, a base de sus ensayos y pruebas, han establecido unas curvas a base de las cuales se calcula el tipo del elevador, y todas las dimensiones de la compuerta, ya sea para las compuertas que tienen una pantalla (cierre total), o aquellas que no tienen tal pantalla de hormigón (cierre parcial).

En el presente caso se trata de una compuerta de cierre parcial.

A continuación se ~~colocará~~<sup>calculará</sup> la compuerta, con lo cual se obtiene el gráfico N° 14.

Para el cálculo, se parte del triángulo de cargas que se ejercen sobre los tablones. Se dimensiona para la máxima carga, o sea aquella que sufre el último tablón, según se ve en el gráfico N° 14. Todos los tablones tendrán el espesor que se obtiene del cálculo con la máxima presión.

Se calcula como una viga simplemente apoyada y con la carga máxima uniformemente repartida, que para el presente caso vale :

$$P = \mu \Omega h = \mu A B H$$

P = Presión, en Kgr.

$\mu$  = Peso específico del agua = 1.000 kgr/m<sup>3</sup>

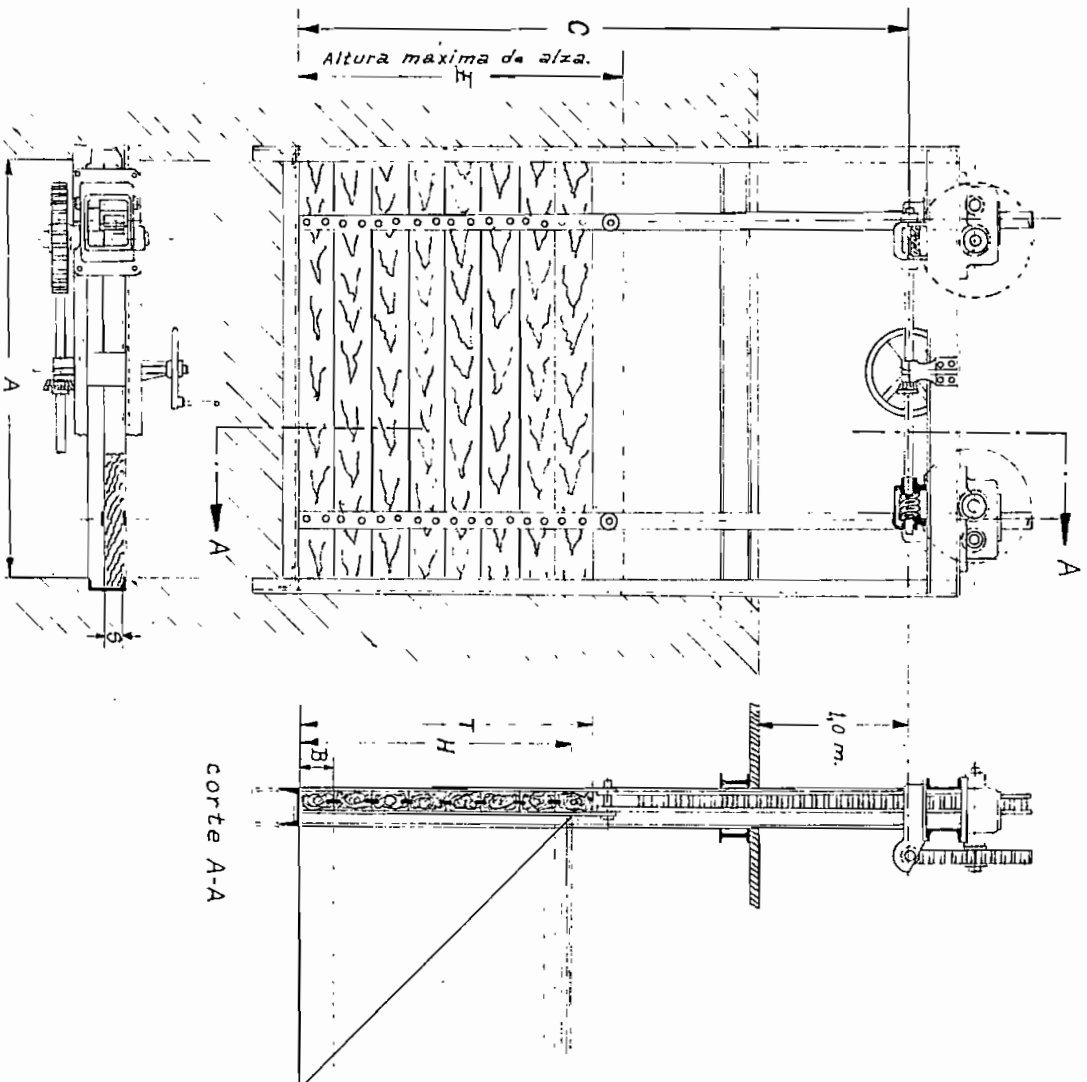
A = Largo del tablón, en m.

B = Ancho del tablón, en m.

H = Altura de agua, en m.



# GRAFICO N°14



DIMENSIONES EN MILIMETROS

A	C	E	H	S	T
1.800	5.500	2.500	2.600	100	2.600

Luego los tablonos requieren de un espesor tal, para poder soportar esta presión, espesor que se obtiene a base de la fórmula siguiente, y con una resistencia mecánica de la madera de 60 Kgr/cm<sup>2</sup> :

$$e = \frac{A}{20} \sqrt{\frac{H}{2}}$$

Como la compuerta se dimensionará :

$$A = 1,80 \text{ m.}$$

$$H = 2,5 \text{ m.}$$

El espesor será :

$$e = \frac{1,80}{20} \sqrt{\frac{2,50}{2}} = 0,09 \sqrt{1,25} = 0,09 \times 1,12 = 0,10 \text{ m.}$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

Con estos datos obtenidos dá una área y una velocidad que perfectamente permite el desalojo del material sedimentado delante del azud y delante de la compuerta misma.

#### DESARENADOR.

Casi en la totalidad de los ríos se halla el material sólido que arrastra en sus aguas; este material, según el origen del río, su recorrido y su caudal, será de mayor o menor cantidad.

Según la disposición y configuración de las obras de toma, se logrará evitar que entre material sólido de un diámetro un tanto grande y sin posibilidad de retener las partículas menores. En la boca toma existen rejillas que

sirven para impedir la entrada de estos materiales, y que se encuentran separadas entre sí por 10 cm., o sea que el material que pase por el bocal tendrá que ser menor a los 10 cm. mencionados.

Para el material que logra pasar el bocal, se construye un desrapiador y un desarenador, en el cual se procurará que sedimente la mayor cantidad de material de arrastre, ya que éste causaría perjuicios en el resto de obras, y que son :

- a)- Al sedimentarse en el canal, disminuye la sección útil de éste y que con el tiempo habría que limpiarlos, gravando así el costo de la explotación, además de exigir frecuentes interrupciones, que también producen alteraciones en el aprovechamiento del mismo.
- b)- El caudal sólido que es arrastrado a través de las turbinas desgasta los órganos móviles de distribución, y su envolvente exterior, exigiendo a veces reposiciones muy frecuentes o costosas.
- c)- En cuanto empieza el desgaste de los órganos de la turbina, disminuye el rendimiento de ésta, con lo cual se tiene que invertir dinero en las reparaciones, las mismas que también causarían un rendimiento menor <sup>al</sup> inicial, cuando nuevo.
- d)- Cuando se conozca que ocurren dichos desgastes es necesario tener, preveer una amplia reserva en máquinas, a fin de tener cierta garantía de energía permanente durante las frecuentes reparaciones.

El material que arrastra un río es de mayor magnitud cuando se producen las grandes riadas y es escaso en estiaje.

La experiencia ha demostrado que la adopción de depósitos de sedimentación puede aumentar de 5 a 6 veces la duración de los rodetes y distribuidores, razón por la cual, para el presente caso, se construirá dicho depósito.

#### DISEÑO DEL DESARENADOR.

Se partirá de las velocidades límites, por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias y para lo cual se tiene :

Para arcilla plástica 0,081 m/seg.

Para arena fina 0,160 m/seg.

Para arena gruesa 0,216 m/seg.

Velocidades que ha observado Du Buat. Para el presente caso se trata de arena fina, o sea que se puede aceptar una velocidad de 0,15 m/seg. y para que se produzca la sedimentación requerirá de 6 minutos, con lo cual se tiene una longitud de :

$$l = 0,15 \times 6 \times 60 = 54 \text{ m.}$$

$$\Omega = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{0,15} = 6,6 Q$$

El volumen del depósito (Vd) será :

$$Vd = \Omega l = 6,6 Q \times 54 = 356 Q$$

Y como se limpiará cada 12 horas, sabiendo que el material que necesitamos sedimentar es el de 2 ‰ de materiales de arrastre en máxima creciente, el volumen total requerido

( Vt): será :

$$Vt = Vd + Vs$$

$$Vd = \Omega l = 356 Q$$

$$Vs = 0,002 \times 12 \times 60 \times 60 \times Q = 86,4 Q$$

$$Vt = \text{Volúmen total de depósito, m}^3$$

$$Vd = \text{Volúmen del depósito, m}^3$$

$$Vs = \text{Volúmen de sedimento, m}^3$$

$$Vt = 356 Q + 86,4 = 442,4 Q \sim 450 Q = 5 = 2.250 \text{ m}^3$$

Se construirá difusores en el primer tramo para disminuir rápidamente la velocidad y lograr más rápida sedimentación.

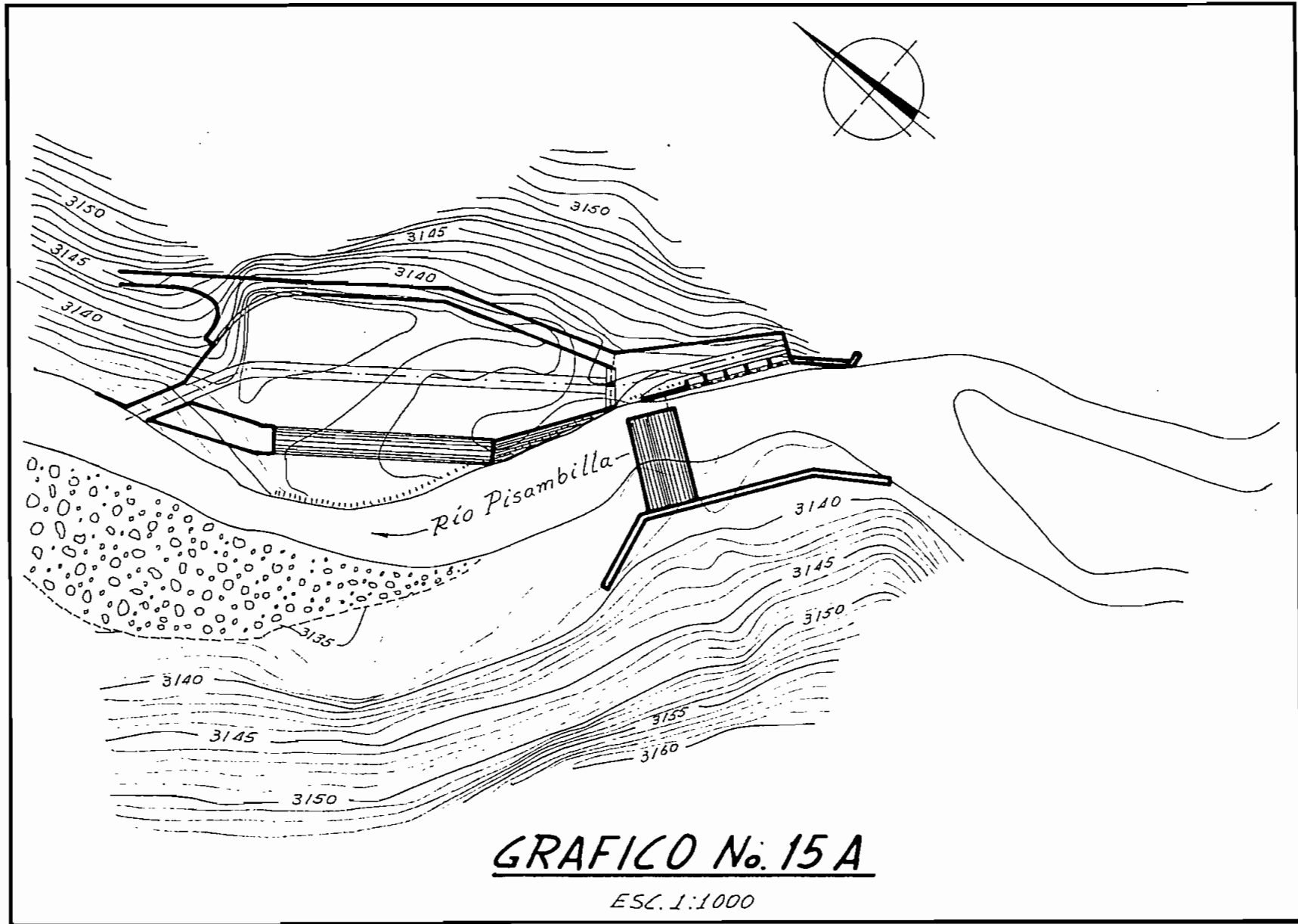
En el gráfico N° 15 se tiene el desripiador y desarenador completo, con sus dimensiones y pendientes necesarias para el fácil desalojo del material sedimentado, a través de la compuerta de limpia.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, hay un tramo de transición entre el bocal y la entrada al desarenador y canal auxiliar, el cual tendrá una sección variable y que servirá como desripiador, según se puede ver en el gráfico correspondiente.

Las compuertas de entrada al canal auxiliar y al desarenador serán de las dimensiones que se ve en el gráfico N° 16.

#### ALIVIADERO DEL DESARENADOR.

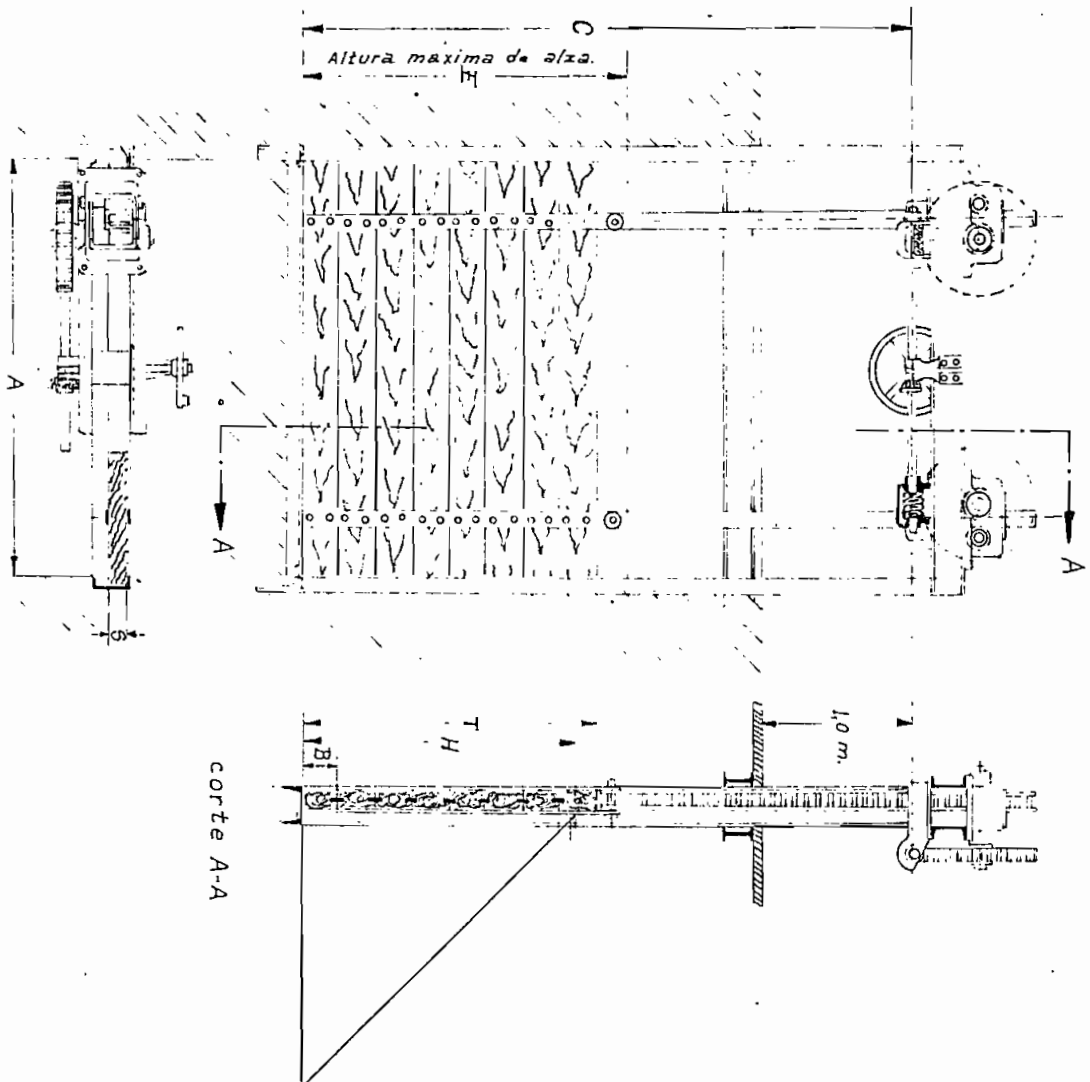
Como existirá un caudal mayor al requerido para el proyecto, por las fluctuaciones del río, y principalmente



**GRAFICO No. 15 A**

ESC. 1:1000

# GRAFICO N° 16



DIMENSIONES EN MILIMETROS					
A	C	E	H	S	T
2.000	3.000	1.200	1.200	100	1.300
2.500	3.000	1.200	1.200	100	1.300

Entrada Desacelerador

Entrada Canal/Auxiliar

TTM.

te en el caso de máxima creciente, requerirá de un aliviadero de excesos, que se lo construirá a un costado del desarenador, para devolver al cauce del río por el canal de desfogue del desarenador que posteriormente se mencionará.

El caudal que se necesita desalojar cuando se produzca la máxima riada será de :

$$20 - 5 = 15 \text{ m}^3$$

Si se acepta una lámina vertiente de 0,35 m., la longitud necesaria será :

$$Q = mlh \sqrt{2g h}$$

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{seg} \quad m = 0,42 \quad h = 0,35 \text{ m.}$$

$$l = \frac{Q}{m h \sqrt{2g h}} = \frac{15}{0,42 \times 0,35 \sqrt{2 \times 9,78 \times 0,35}} = \frac{15}{0,147 \sqrt{6,85}}$$

$$l = \frac{15}{0,147 \times 2,62} = \frac{15}{0,385} = 38,96 \sim 39 \text{ m.}$$

#### VERTEDERO DE ENTRADA AL TUNEL.

Para poder tener aguas más limpias, que circulen por las obras, a continuación del desarenador se construye un vertedero sumergido, el cual tendrá una longitud de:

Si aceptamos como lámina vertiente de 0,20 m., se tendrá :

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad m = 0,42 \quad h = 0,20 \text{ m.}$$

$$l = \frac{Q}{mh \sqrt{2gh}} = \frac{5}{0,42 \times 0,20 \sqrt{2 \times 9,78 \times 0,20}} = \frac{5}{0,084 \sqrt{3,91}} = \frac{5}{0,084 \times 1,98}$$

$$l = \frac{5}{0,166} = 30 \text{ m.} \quad \text{Ver gráfico N}^\circ 15 .$$



### COMPUERTA Y CANAL DE DESFOGUE DEL DESARENADOR.

El desarenador tiene una pendiente longitudinal un tanto fuerte, la misma que termina en la compuerta de limpia, que sirve para dar una mayor velocidad al agua cuando se abra dicha compuerta y arrastre consigo todo el material sedimentado. Este caudal, junto con los sedimentos, van a desembocar al cauce del río.

El desague del desarenador deberá ser revestido de mampostería de piedra labrada, debido a las grandes velocidades que se producirán en estos canales. También deberán tener disipadores de energía cada cierto tramo, para evitar erosiones excesivas.

De lo que se dice aquí, sobre los canales de desague, debe ser aplicado a todos los demás desagües existentes en el canal, tanque de presión, etc. Esto se puede ver en el gráfico N° 15.

### T U N E L.

Como se mencionó en un capítulo anterior, una parte de la conducción se hará en túneles, los cuales alcanzan una longitud total aproximada de 5.520 m. formados por dos tramos.

Las dimensiones y demás características del túnel serán las mismas para los dos tramos. Estos irán completamente revestidos (cajón y bóveda) para mayor seguridad de la obra, a pesar de tener la posibilidad de hallar tramos de terreno completamente bueno, resistente y factible para

la construcción de dicho tramo sin revestimientos (bóvedas), así como también hay la posibilidad de pensar en una economía de revestimiento de la bóveda, si se le hace por el sistema de sectores, o sea que dos metros de bóveda irán reñestidos y un metro no irá; pero para el presupuesto estimado, que se hará posteriormente, se considerará como que todo es revestido.

La sección del túnel será rectangular, con una bóveda de forma de arco circular, obteniéndose así un buen rendimiento hidráulico.

En el túnel conviene dar una mayor velocidad al agua para evitar sedimentaciones que son difíciles de limpiarlas y por consiguiente requieren de mantenimientos costosos. Ante esta razón se adopta una velocidad de :

$$\text{Si } V = 1,5 \text{ m/seg.}$$

$$\Omega = \frac{Q}{V} = \frac{5,00}{1,50} = 3,33 \text{ m}^2$$

Y como se utiliza el mismo calado del canal ( $h=1,54 \text{ m.}$ ), las dimensiones del túnel serán de :

$$b = \frac{\Omega}{h} = \frac{3,33}{1,54} = 2,16 \text{ m.}$$

Luego :  $h = 1,54 \text{ m.}$        $b = 2,16 \text{ m.}$

$$\text{Radio de bóveda : } r = \frac{2,16}{2} = 1,08$$

$$\text{Perímetro : } p = 2,16 + 2 \times 1,54 = 2,16 + 3,08 = 5,24 \text{ m.}$$

$$\text{Radio hidráulico : } R = \frac{3,33}{5,24} = 0,635 \text{ m.}$$

$$\sqrt{R} = \sqrt{0,635} = 0,797$$

$$\frac{p}{\sqrt{R}} = \frac{1}{R} = \frac{1}{0,635} = 1,57$$

Ahora, calculando la pendiente que tendrá el túnel, según las fórmulas ya indicadas al calcular el canal, se tendrá :

$$I = \infty ( 1 + \beta \frac{p}{R} ) \frac{p}{R} v^2$$

$$I = 0,24 ( 1 + 0,25 \times 1,57 ) 1,57 \times 1,5^2$$

$$= 0,24 ( 1 + 0,39 ) 3,53$$

$$= 0,24 \times 1,39 \times 3,53 = 0,334 \times 3,53 = 1,18 \sim 1,2 \text{ ‰}$$

O también :

$$I = \frac{v^2}{R} ( 0,12 + \frac{f}{\sqrt{R}} )$$

$$I = \frac{1,5^2}{0,635} ( 0,12 + \frac{0,20}{0,797} ) = 3,54 ( 0,12 + 0,25 )$$

$$= 3,54 \times 0,37 = 1,31 \text{ ‰}$$

O también :

$$c = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + f} = \frac{87 \times 0,797}{0,797 + 0,48} = \frac{69,34}{1,277} = 54,3$$

$$V = c \sqrt{R I} \quad I = \frac{v^2}{c^2 R} = \frac{1,50^2}{54,3^2 \times 0,635} = \frac{2,25}{2948,5 \times 0,635} =$$

$$= \frac{2,25}{1872,3}$$

$$I = 0,0012 = 1,2 \text{ ‰}$$

Las dimensiones y demás características del túnel se pueden ver en el gráfico N° 17. Las condiciones obtenidas, tanto para el túnel, como para el canal, no son las reales en la práctica, ya que cambiarán los valores de rugosidad de los mismos, previstos en el cálculo.

Los aliviaderos se construirán principalmente en donde existan ventanas, por donde se evacuará el agua de excesos, por medio de un canal de desfogue y donde la topografía del terreno lo facilite.

La longitud de dichos aliviaderos será de :

$$Q = m l h \sqrt{2gh}$$

$$Q = 5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$m = 0,42$$

$$h = 0,20 \text{ m.}$$

$$l = \frac{5}{0,42 \times 0,20 \sqrt{2 \times 9,78 \times 0,2}} = \frac{5}{0,084 \sqrt{3,91}} =$$

$$= \frac{5}{0,084 \times 1,98}$$

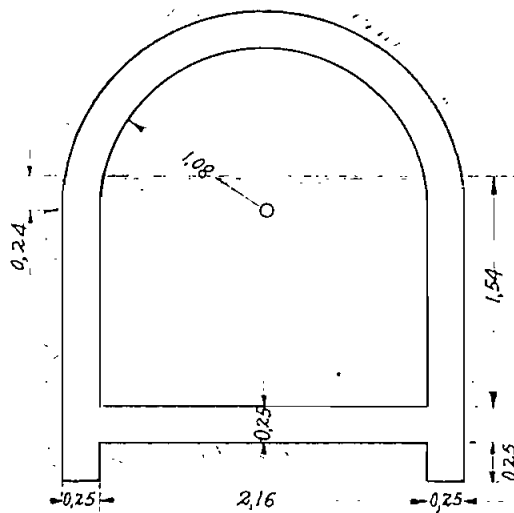
$$l = \frac{5}{0,166} = 30 \text{ m.}$$

Esta longitud, a igual que la separación entre aliviaderos, será la misma que se obtenga en la conducción abierta.

# GRAFICO N° 17

ESCALA 1:50

DIMENSIONES EN METROS



CAUDAL = 5 m<sup>3</sup>/seg.  
VELOCIDAD = 1,5 m/seg.  
SECCION DE AGUA = 3,33 m<sup>2</sup>  
PENDIENTE = 1,20 ‰  
PERIMETRO = 5,24 m.  
RADIO HIDRAULICO = 0,635 m.  
COEFICIENTE  $f_c$  = 0,48  
EXCAVACION TUNEL = 4,65 m<sup>2</sup>

C A N A L.

Tiene así mismo dos tramos de longitudes diferentes y dando un total de 2.300 m., el cual también irá revestido.

Primeramente hay que calcular las dimensiones y la forma de la sección del canal, de modo que cumpla la condición de ser lo más económico posible.

Existen diferentes factores que influyen en el costo y es así como se tiene : el volúmen por excavar y el precio unitario de excavación; éste a/su vez depende de la forma y magnitud de la excavación; pues según la magnitud se hará la excavación a mano, o con maquinaria, por métodos mecánicos. La forma influye por que una sección de una magnitud dada puede ser muy profunda y angosta, o lo inverso. En el primer caso, el costo será función de la altura a la que se debe llevar la tierra para extraer, y, en el segundo caso, no hay sobre costo de elevación; pero puede existir acarreo transversal. Luego existen otros factores, ya no de carácter técnico, sino de caracteres de diferentes índoles, como franjas que hay que expropiar, etc., etc.

Todos estos puntos se deberán tener muy en cuenta para un proyecto definitivo y listo para construirse; pero, como en el presente trabajo, es un anteproyecto, se utiliza las dimensiones y la forma del canal ya calculado en páginas anteriores y que se ve en el gráfico N° 3.

La altura de resguardo será de : 0,60 m.

La abnqueta será de 1,0 a 2,00 m. hacia el lado del precipicio o de 0,6 a 1,00 m. para el lado de la pendiente, dependiendo exclusivamente de la topografía y geología del terreno.

Si se adopta una lámina vertiente en el aliviadero de 0,20 m. y una altura de 0,6 m. de altura de resguardo, quiere decir que se dispone de 0,40 m. de altura de seguridad, la cual garantizará hasta una longitud máxima de 572 m. entre aliviaderos, para la pendiente de 0,7 ‰ que tiene el canal.

Si no se sobrepasa una longitud de 550 m. entre aliviaderos, quiere decir que se dispondrá de 0,015 m. libres sobre el nivel de aguas, en el caso más desfavorable. Estos servirán para dar salida al exceso de agua que entra al canal por una mala regulación del caudal, o para evacuar el agua en caso de una obstrucción del canal, o por necesidad de reparación en él y conveniencia de dejar en seco algún tramo.

Al existir estos aliviaderos protege las obras de conducción, evitando que el agua rebose el canal, causando daños a éste y en los terrenos contiguos.

La longitud de estos aliviaderos, que se construirá donde principalmente facilite la evacuación del agua, será igual a la obtenida en el túnel. El aliviadero tipo será de acuerdo al gráfico N° 18.

R E S E R V O R I O .

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, el caudal de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  tomados para el presente proyecto, no han sido obtenidos de estudios hidrológicos por un período aceptable; pero se puede garantizar, ya sea incrementando el caudal con otros deshielos del nevado Cayambe, o con la construcción de un reservorio, para lo cual el área máxima de que se dispone es de  $55.000 \text{ m}^2$ .

La construcción del reservorio se lo menciona simplemente como una posibilidad para garantizar la potencia aproximada de  $13.500 \text{ kw}$ , que se los obtiene cuando el caudal mínimo real es de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Todo el proyecto se está calculando a base de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Al construir el reservorio de una capacidad máxima total de almacenamiento, y si se tiene una profundidad promedio de  $3 \text{ m.}$ , se obtendrán:

$$55.000 \times 3 = 165.000 \text{ m}^3.$$

De acuerdo a los datos que se obtengan de los registros del caudal del río Pisambilla, se sabrá exactamente si se requiere de un reservorio, o no. En caso de requerírsele se podrá conocer exactamente el volumen de almacenamiento requerido.

Las compuertas de limpia de fondo de las cámaras, que pudiera contar el reservorio, tendrán sus canales que conducirán el material sedimentado al canal de descarga del tanque de presión, para luego devolver al cauce del río.



En la construcción del reservorio se deberá tener muy en cuenta las filtraciones que pueden suscitarse, las mismas que causarían serios daños al reservorio, bloques de anclaje y casa de máquinas. Se debe procurar impermeabilizar al máximo el reservorio, a igual que el tanque de presión, razón por la cual se colocarán drenajes.

#### TANQUE DE PRESION.

El tanque de presión estará ubicado en la loma denominada de "Pambaera", a unos 3.130 m. s.n.m. Se encuentra a corta distancia de la carretera existente, haciéndose fácil construir un ramal para llegar al tanque mismo.

Todo el tanque irá en excavación, en igual forma que podría ir el reservorio; pero las alturas de resguardo se formarían con la tierra excavada, abaratándose así la obra.

El tanque irá excavado, para que de esta manera, sus paredes laterales sean solamente muros que soporten la presión de la tierra, mientras que en el caso de no ser todo en excavación, requerirá muros que tendrían que ser calculados como diques.

Tendrá su aliviadero lateral muy próximo a la iniciación de la tubería, que será de una longitud de los aliviaderos ya calculados para canal, túnel, etc. El caudal que salga por éste, irá al canal de desague y limpia del tanque, el mismo que se lo llevará al cauce del río; pero posterior a la casa de máquinas, para evitar cualquier daño que podría causar este caudal.

Este aliviadero se hace muy necesario, puesto

que en el tanque existirán variaciones de caudal, debido a las variaciones de la carga en la central, o también por necesidad, cuando se cierre el suministro del agua a alguna tubería, o a todas las tuberías. Ante estas posibilidades se calcula el aliviadero para todo el caudal de régimen normal.

Generalmente el volumen del tanque de presión debe ser tal que permita el funcionamiento de los generadores, sin alimentación desde el ~~caudal~~<sup>canal</sup>, durante un período de 2 a 4 minutos con carga normal, con lo cual se tendría :

Tomamos 4 minutos :

$$\begin{array}{r} 5 \text{ m.}^3 \\ \times \\ \hline \end{array} \quad \begin{array}{r} 1 \text{ seg.} \\ 4 \times 60 \text{ seg.} \\ \hline \end{array}$$

$$X = \frac{4 \times 60 \times 5}{1} = 1.200 \text{ m}^3.$$

En el tramo de transición, entre el canal y el tanque de presión, tendrá una configuración que permita que la entrada de agua sea uniforme y no produzca remolinos, esto se logra al no existir cambios bruscos de dirección, ya que estos remolinos arrastran material que todavía existirá y que se llevaría a las turbinas a causar daños. El tanque mismo tendría una forma que permita que los sedimentos que se depositan en él, sean fáciles de desalojarlos, procurando siempre que no exista nunca zonas muertas, en donde se pueda depositar dicho material y que sea difícil su eliminación.

Al tener convenientes inclinaciones en las paredes laterales y una cierta pendiente en el fondo del tanque, no se tendrá dificultad para evacuar todo el material que se pudiera sedimentar en dicha cámara.

El material mencionado que se sedimentará en el tanque, llegará a éste, a pesar de existir un buen desarenador, ya que durante su recorrido, y principalmente en la conducción abierta, entrará material de deslaves, o por alguna otra causa.

Como las turbinas requieren de aguas lo más limpias posibles, para disminuir al máximo el desgaste de sus elementos, se construirá un vertedero sumergido a corta distancia de la entrada mismo a las tuberías, que tendrá 1 m. de alto, logrando en esta forma tomar aguas superficiales, que son más limpias que las profundas y también obligando al agua a tener un movimiento ascensional. Sobre la cresta de este azud irán rejillas finas rectangulares que impedirán la entrada de material flotante. Las dimensiones de estas rejillas se obtendrán del siguiente cálculo:

Las separaciones aconsejadas para las rejillas finas, que se usan en el tanque de presión, fluctúan entre 10 y 200 mm., dependiendo dicha separación, de imposiciones estatales en algunos países, y también por la turbina a usarse. En el presente caso, como no existe reglamentación estatal para estos casos, se regirá por la separación mínima que exige la turbina. De acuerdo a la altura,

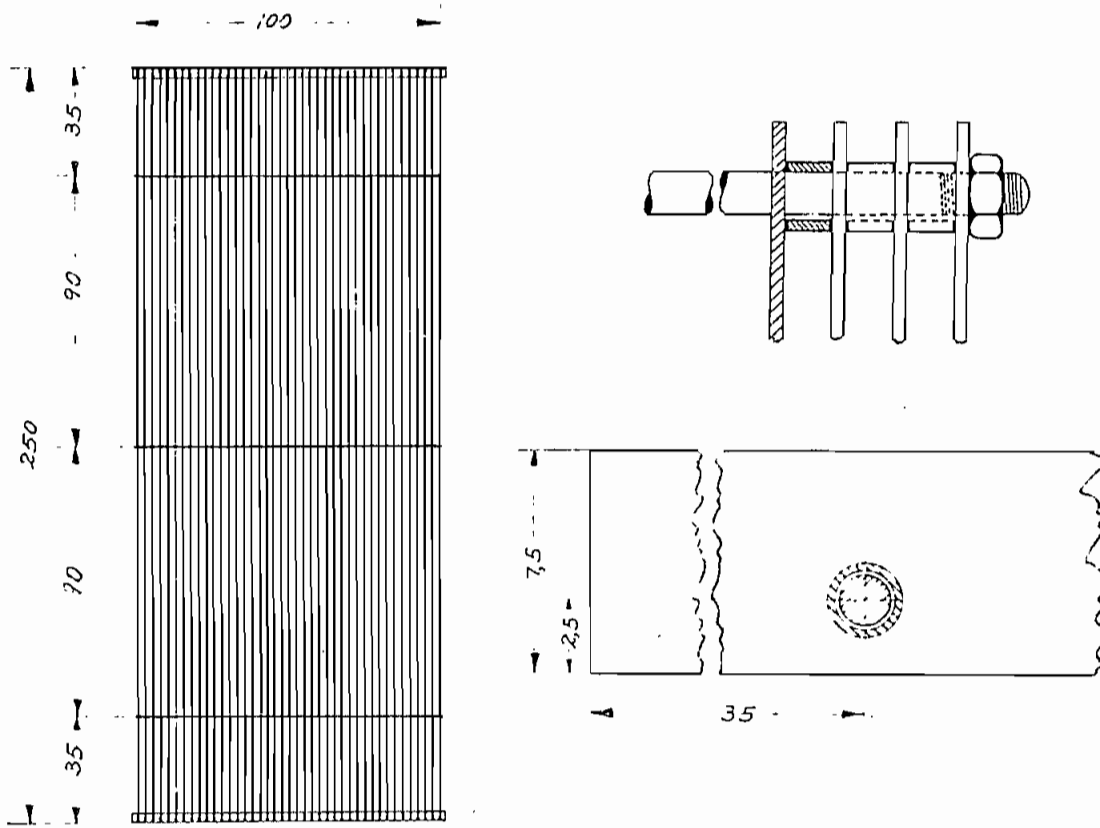
la potencia a obtenerse y un cierto número de revoluciones por minuto, posiblemente la turbina será una Pelton y por lo mismo exige una separación de 20 mm. entre reja y reja, pletinas que se agrupan en paquetes de 1 m. de ancho, por medio de tornillos pasantes, puestos en dos paquetes continuos, a distinta altura, para evitar que dos tuercas o cabezas de tornillo queden en contacto y allí la luz entre las pletinas sea mayor que la prevista.

La separación mencionada se mantiene por medio de trozos de tubo, de longitud igual a la luz, que queden interpuestos entre pletinas y atravesados por el tornillo, o soldando las pletinas a los tornillos pasantes. La posición de éstos no corresponde al eje de la pletina, sino que queda más cerca a la superficie de la rejilla correspondiente a aguas abajo, a fin de que aguas arriba no lleguen los trozos de tubo a la superficie e impidan el paso de los ganchos del rastrillo que limpia la rejilla.

Los espesores que se adoptan para este caso están entre 6 y 8 mm.; se usará 7 mm., con una profundidad, en el sentido del agua, de 75 mm. Estos detalles se pueden ver en el gráfico N° 19.

Para facilidad de la limpieza se aconseja dar una cierta inclinación a las rejillas, la cual varía entre los 50° y 55° para la limpieza a mano, y más de 55° con la horizontal, para limpieza con maquinaria. Tendrá una inclinación de 50°.

GRAFICO N° 19



37 ESPACIOS DE 20 mm.  
+38 PLETINAS DE 7 mm = 7,32"

*Dimensiones en centímetros*

La velocidad con que pasará el agua por las rejillas será de 0,5 m/seg, facilitando así la limpieza al máximo del material adherido a ellas.

Como existe más de una tubería, es necesario tener la facilidad de interrumpir la circulación del agua por una, algunas, o todas las tuberías; esto se logra construyendo cámaras individuales para cada tubería, con su respectiva compuerta. Esta forma de construcción permite el poder aislar del servicio, uno o más grupos que pertenecen a dicha tubería, para de esta manera tener la posibilidad de realizar revisiones, reparaciones, ya sea en la tubería, en la turbina, o en el grupo eléctrico, o también simplemente para disminuir la potencia total de la central.

Estas compuertas irán antes de las rejillas ya mencionadas. Se ha escogido este lugar por ser más económicas, fáciles para reparaciones, o renovación de algún elemento y para que no exista ninguna complicación para su construcción, al contrario de las compuertas que se colocarían en la iniciación misma de la tubería.

Estas compuertas serán de desenganche rápido y a base de un control magnético desde la casa de máquinas, facilitando, de esta manera, la operación de cierre de una de las tuberías, y también ahorrándose el trabajo de tener que subir el tanque de presión, que en el caso de un daño en el grupo, llevaría mucho tiempo y los daños serían mayores al no existir este dispositivo. El desenganche rápido se realiza

a base de un magneto que actúa sobre un diente que sostiene la compuerta.

Sobre la parte final del tanque, después de las rejillas, se colocará una tapa de loza de hormigón, formando una cámara cerrada, que tiene por objeto evitar que entren elementos indeseables en las tuberías y que no permitirían el libre desenvolvimiento de las turbinas.

En las rejillas y en la entrada misma de la tubería, debe tener una configuración de sus paredes, para no producir ninguna clase de remolinos; pues, éstos harían suscitarse mayores pérdidas de carga, y también permitiría que entre aire a la tubería, dando lugar a movimientos turbulentos y golpes de ariete muy indeseables. Para evitar esto, se da convenientes velocidades en las rejillas (0,5 m/seg), a la entrada de la tubería (1,8 m/seg ) y en la misma tubería ( 2,5 m/seg de promedio, aproximadamente). La velocidad de 0,5 m/seg. en las rejillas y una separación entre ellas de 20 mm., permite que no se produzca una gran contracción de las venas líquidas entre los hierros, así como la velocidad, un tanto baja, impide que los cuerpos que arrastra el agua, se adhieran con fuerza a la rejilla, siendo más difícil separarlos, tapizando la rejilla y disminuyendo su sección, perjudicando al funcionamiento normal.

La sección que requerirá para el paso del agua a la tubería en el sitio de las rejillas, será de :  
Como se usa pletinas de forma rectangular, se tendrá un factor de contracción de la vena líquida, el mismo que para el

presente caso vale 0,6 ; con lo que se tendrá una sección de :

$$\Omega = \frac{Q}{0,6 v}$$

Pero como se tiene 2 tuberías idénticas e independientes , el caudal que circulará por una de ellas será de 2,5 m<sup>3</sup>/seg., obteniéndose :

$$\Omega = \frac{2,5}{0,6 \times 0,5} = \frac{2,5}{0,3} = 8,33 \sim 8,5 \text{ m}^2 \text{ para la una tubería.}$$

Por otro lado, también se sabe que para evitar remolinos, conviene colocar la embocadura de la tubería, lo más baja posible, siendo esta altura función principal , a parte de otras variables, de la velocidad. Generalmente está comprendida entre 2 y 5 m. Una regla práctica para tener la altura h , desde la parte superior del tubo, hasta la superficie libre del agua, es hacer  $h = 10 h'$  , siendo h' la altura teórica correspondiente a la velocidad media del agua en la tubería, es decir :

$$h' = \frac{v^2}{2g}$$

$$10 h' = \frac{v^2}{2g} 10$$

Si se acepta que la velocidad media en la tubería es de 2,5 m/seg., se tendrá :

$$10 h' = \frac{10 \times 2,5^2}{2 \times 9,78} = \frac{10 \times 6,25}{19,56} = 3,13 \text{ m.}$$



Luego, como la profundidad total es de 3,13 m. hasta la parte superior de la tubería, que tendría la misma cota que la del fondo del tanque de presión, en la parte anterior del vertedero sumergido, y como este vertedero sumergido tendrá una altura de 1 m., queda una altura en la sección de la rejilla, de 2,13 m. Con esta altura se puede ya calcular el ancho que tendrá en la rejilla de la una tubería, y que será :

Se tenía  $8,5 \text{ m}^2$  ; luego :

$$\frac{8,5 \text{ m}^2}{2,13} = 4,00 \text{ m. de ancho neto que ocupará la rejilla.}$$

Para impedir la contracción de la vena líquida, hay que dar a la embocadura de la tubería, una forma abocinada, aumentando en su origen la sección en un 20 %, o más, y que su velocidad no se exceda de 1,8 m/seg.

Gracias a la forma abocinada, el coeficiente de contracción, puede llegar a valer 0,97, luego, la sección de la embocadura será de :

Como se tiene dos tuberías similares, cada una tendría  $2,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y la sección de su embocadura valdrá :

$$\Omega = \frac{Q}{0,97 \times v} = \frac{2,5}{0,97 \times 1,8} = \frac{2,5}{1,75} = 1,43 \text{ m}^2.$$

$$\Omega = 1,43 = \frac{\pi d^2}{4} ; \text{ luego : } d = \sqrt{\frac{4 \cdot \Omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1,43}{3,14}}$$

$$\sqrt{\frac{5,72}{3,14}} = \sqrt{1,82} = 1,35 \text{ m.}$$

$d = 1,35 \text{ m.}$

Sabiendo que esta área es 40 % mayor de la tubería, el diámetro con el que se iniciará la tubería, sería de :

$$\begin{array}{r} 1,43 \\ \times \\ \hline 140 \end{array}$$

$$X = \frac{143}{140} = 1 \text{ m}^2 \quad \text{cuyo } D = 1,13 \sim 1,15 \text{ m.}$$

Todos los elementos y partes constitutivas del tanque de presión se puede observar en el gráfico N° 20, en el cual se hallan también los cortes necesarios, facilitando tener una idea perfecta de su conformación y distribución

#### TUBERIA DE PRESION.

Con referencia a la tubería de presión, simplemente se mencionará, en esta parte, en una forma general, todos los datos estrictamente necesarios, para completar el anteproyecto que se está realizando, ya que en un capítulo aparte y posterior, se tratará perfectamente sobre este asunto.

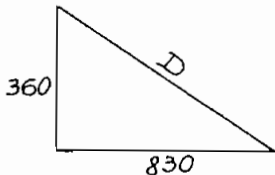
Este anteproyecto servirá también para obtener el presupuesto estimativo del proyecto, que se lo hará posteriormente.

Cabe aclarar que posiblemente resulten los datos contradictorios, o diferentes, entre este anteproyecto y el capítulo posterior, ya que, como se hará un estudio detallado de la tubería, se podría obtener otros valores con relación a los que en esta parte se acepta como reales; por lo mismo, en esta parte se debe contemplar que es un anteproyecto, y el capítulo posterior es un estudio detallado, com-

pleto y que vendrá a ratificar, o reformar, lo hallado en el anteproyecto.

Con la aclaración hecha anteriormente se puede decir que contará con dos tuberías, las mismas que tendrán características iguales, o sea lo que se obtenga del cálculo para la una, servirá para la otra.

A base de la topografía obtenida, se tiene aproximadamente una diferencia de nivel de 360 m. y una longitud, en horizontal, de 830 m., con lo cual se puede tener una distancia aproximada de tubería de :



$$D = \sqrt{360^2 + 830^2} = \sqrt{130.000 + 689.000}$$

$$D = \sqrt{819.000} \sim 900 \text{ m.}$$

Para determinar los diámetros de la tubería se necesita conocer la velocidad que tendrá la tubería; para lo cual se utiliza un gráfico publicado por la Casa J.M. Voith, en la cual da la velocidad conveniente al final de la tubería y que se puede ver en el gráfico N° 21, y a base de la cual se calculará los demás diámetros que tendrá hacia arriba la tubería.

Para explicar el gráfico hay que conocer :

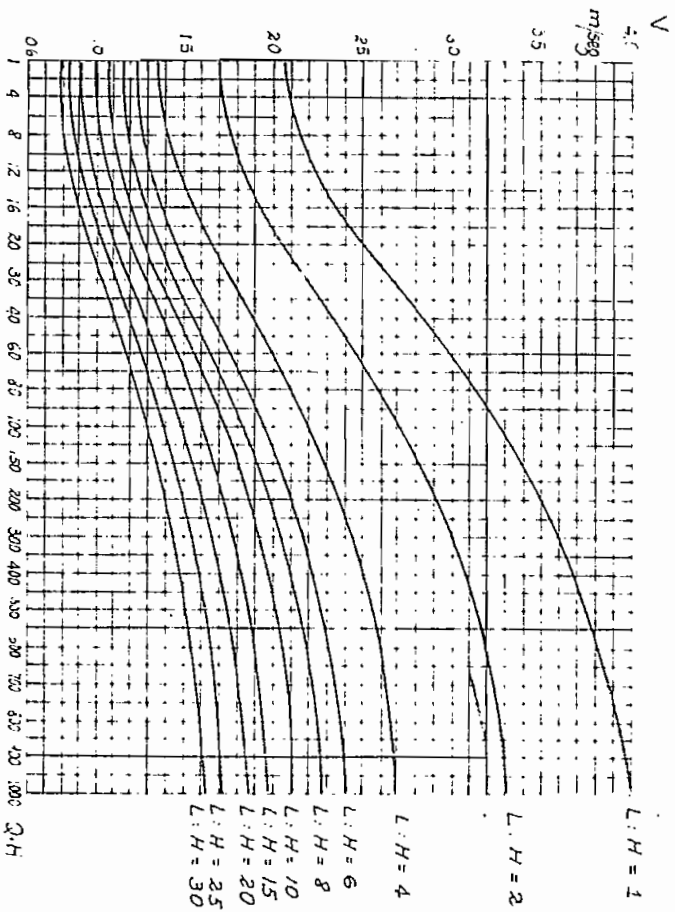
$$Q.H = 2,5 \times 360 = 900 \quad \text{y} \quad \frac{L}{H} = \frac{830}{360} = 2,3$$

Valores con los cuales se recurre a dichas curvas y se obtiene la velocidad de 3,2 m/seg.

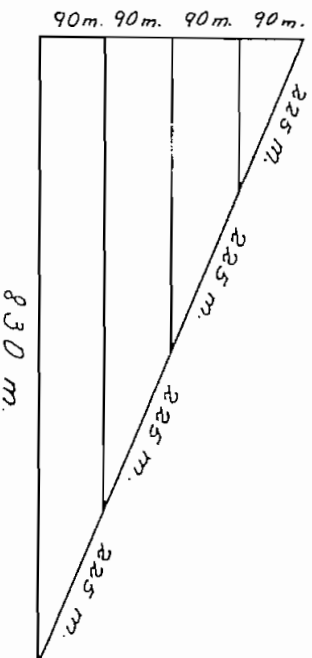
Con este dato se continuará calculando los diámetros, espesores y pérdidas de carga que se tendrá en la

# GRAFICO N° 21

*Determinacion de la velocidad conveniente al final de la tubería elaborado por la Casa J.M. Voith.*



# GRAFICO N° 22



tubería, y según los datos que se tiene en el gráfico N° 22.

$$v_1 = 3,2 \text{ m/seg.} \quad Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \Omega_1 = \frac{Q}{v}$$

$$\Omega_1 = \frac{2,5}{3,2} = 0,78 \text{ m}^2 \quad \text{lo que da un } D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot \Omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,78}{3,14}} = 1,0 \text{ m.}$$

El espesor que tendrá será de :

$$e_1 = \frac{p D}{2 \sigma k} + c$$

e = Espesor, en mm.

p = presión estática + presión dinámica, en  $\text{kgr/cm}^2$ .

$\sigma$  = Carga de trabajo del material usado, en  $\text{kgr/cm}^2$ .

k = Valor de la eficiencia en la unión de la tubería.

k = 1 para tubería sin costura.

k = 0,9 para tuberías soldadas.

D = Diámetro interno de la tubería, en mm.

c = Incremento para preveer la corrosión, en mm.

c = 0 a 2 mm.

Para el presente caso se tiene:

$p = 360 + 0,10 \times 360 \text{ m.}$  Se toma como que la elevación de la presión ascenderá un 10 %, por tratarse de turbina Pelton con deflector de chorro.

$$p_1 = 360 + 36 = 396 \text{ m.} = 39,6 \text{ kgr/cm}^2.$$

$$D_1 = 1.000 \text{ mm; } \sigma = 1.230 \text{ kgr/cm}^2 = (\text{St 34}) \left( \frac{2.100}{1,7} = 1.230 \text{ kgr/cm}^2 \right)$$

El valor de  $1.230 \text{ kgr/cm}^2$  está tomado de las especificaciones estandar, según las normas alemanas D I N para el grado del material St 34, para tuberías soldadas, y para un factor

de seguridad de 1,7.

$k = 0,9$  por ser tubería soldada

$C = 1$  mm. por corrosión. Este valor no se pone mayor, porque tendrá cuberura anti-corrosiva.

$$\text{Luego : } e_1 = \frac{39,6 \times 1.000}{2 \times 0,9 \times 1.230} + 1 = \frac{39.600}{2.214} + 1 = 17,9 + 1 \sim 19 \text{ mm.}$$

La pérdida de carga que tendrá la tubería estará de acuerdo a la longitud que tenga este diámetro. Simplemente se aceptará que va a tener 4 tramos de longitudes iguales y con diámetros diferentes; por consiguiente, como se tiene una longitud total de 900 m., cada tramo tendrá 225 m. de longitud. También cabe aclarar que solo se calculará las pérdidas por rozamiento, por ser la más grande, e incrementando un 15 % , debido a las demás pérdidas existentes. Luego se tendrá :

$$h w_1 = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

$h w_1$  = Altura perdida por rozamiento en la tubería, en m.

$\lambda$  = Coeficiente de rugosidad que, determinado empíricamente, se obtuvo un valor de 0,024.

$D$  = Diámetro interno, en m.

$L$  = Longitud de la tubería, en m.

$v$  = Velocidad media del agua en el tramo, en m/seg.

$g$  = Gravedad, en  $m/seg^2$ .

$$\begin{aligned} h w_1 &= 0,024 \frac{225}{1,00} \times \frac{3,2^2}{19,56} = 0,024 \times 225 \times \frac{10,24}{19,56} = \\ &= 0,024 \times 225 \times 0,52 = 2,8 \text{ m.} \end{aligned}$$

Como las tuberías se construyen de acuerdo a diámetros estandar, en el presente caso se admite que los diámetros siguientes irán variando de 5 en 5 cm.; por lo tanto el diámetro siguiente será de :  $D_2 = 1,05$  m., con lo cual se tendrá :

$$\Omega_2 = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,05^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,10}{4} = 0,863 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{2,5}{0,863} = 2,9 \text{ m/seg.}$$

$$e_2 = \frac{(27 + 2,7) \times 1.050}{2 \times 0,9 \times \sigma_2} + 1$$

$\sigma_2$  = Para este caso se usará el acero:

$$\text{St 34} = 1.230 \text{ kgr/cm}^2$$

$$e_2 = \frac{29,7 \times 1.050}{1,8 \times 1.230} + 1 = \frac{31.200}{2.220} + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm.}$$

$$hw_2 = 0,024 \times \frac{225}{1,05} \times \frac{2,9^2}{19,56} = 0,024 \times 214 \times \frac{8,4}{19,56} =$$

$$= 0,024 \times 214 \times 0,43 = 2,20 \text{ m.}$$

$$hw_2 = 2,20 \text{ m.}$$

$$D_3 = 1.100 \text{ mm.}$$

$$\sigma_3 = \text{St 33} = 882 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\Omega_3 = \frac{3,14 \times 1,1^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,21}{4} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$v_3 = \frac{2,5}{0,95} = 2,63 \text{ m/seg.}$$

$$e_3 = \frac{(18+1,8) \times 1.100}{2 \times 0,9 \times 1.230} + 1 = \frac{19,8 \times 1.100}{1,8 \times 1.230} + 1 = 9,9+1 = 10,9 \sim 11 \text{ mm.}$$

$$hw_3 = 0,024 \times \frac{225}{1,1} \times \frac{2,63^2}{19,56} = 0,024 \times 204 \times \frac{6,9}{19,56} = 4,9 \times 0,354 = 1,74 \text{ m}$$

$D_4 = 1.150 \text{ mm}$ . Este diámetro coincide con el cálculo anterior, al considerar el abocinamiento a la entrada de la tubería.

$$\omega_4 = \frac{3,14 \times 1,15^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,33}{4} = 1,04 \text{ m}^2$$

$$v_4 = 2,4 \text{ m/seg.}$$

$$\sigma_4 = \text{St } 33 = 882 \text{ Kgr/cm}^2$$

$$e_4 = \frac{(9+0,9) \times 1.150}{2 \times 0,9 \times 1.230} + 1 = \frac{9,9 \times 1.150}{1,8 \times 1.230} + 1 = \frac{11.400}{2.210} + 1 = 5,2 + 1 = 6,2 \sim 6,0 \text{ mm.}$$

$$hw_4 = 0,024 \times \frac{225}{1,15} \times \frac{2,4^2}{19,56} = 0,024 \times 195 \times \frac{5,76}{19,56} = 0,024 \times 195 \times 0,295 = 4,67 \times 0,295 = 1,38 \text{ m.}$$

Todos estos diámetros, velocidades, espesores, etc. se han presentado en curvas que se pueden ver en el gráfico N° 23.

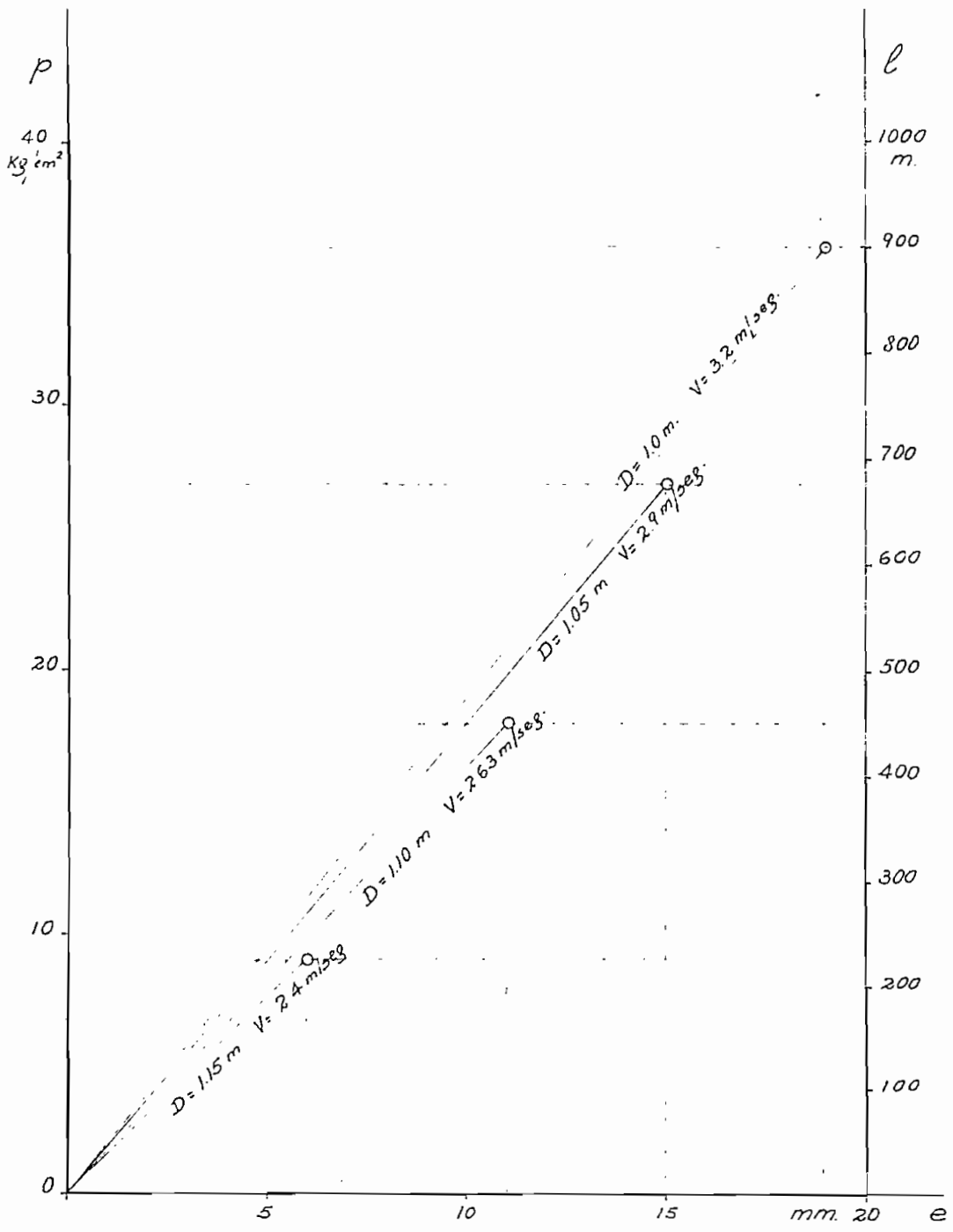
La pérdida total que se tendrá en la tubería será de :

$$\begin{array}{r} 2,80 \\ 2,20 \\ 1,74 \\ \hline 1,38 \\ \hline 8,12 \end{array}$$

más el 15 % por las demás pérdidas que se suscitarán en la tubería, se tendrá :



# GRAFICO N° 23



$hwt = 8,12 + 0,15 \times 8,12 = 8,12 + 1,22 = 9,34 \text{ m.} \sim 9,6 \text{ m.}$   
que es una pérdida menor al 3 % de la altura bruta, asumida inicialmente para el cálculo de la potencia a obtenerse.

Esta tubería toda será sobrepuesta y no tendrá ángulos en horizontal, así como también contará con juntas de expansión y orificios de inspección.

Para sostener la tubería y soportar los diferentes esfuerzos que se producirán en ella, requiere de bloques de anclaje, que se colocará cada cambio de inclinación, o cuando sea necesario. También contará con los apoyos que se colocarán cada tramo de tubería, para evitar que se susciten esfuerzos de flexión considerables en los pernos y en las bridas, desigual compresión en los bordes superiores e inferiores de los empaques, etc.

Los bloques de anclaje posiblemente llegarán a un número de 10, que está supeditado principalmente por la topografía del terreno, mientras que los apoyos irán cada tramo de tubería, como ya se mencionó, o sea cada 6 metros, longitud aceptable para la facilidad de transporte y montaje en nuestro país, con lo cual llegaría a un total aproximado de 150 apoyos, por cada tubería.

A la entrada de la casa de máquinas, una de las tuberías se dividirá en dos, de igual diámetro, para llevar exactamente la mitad del caudal total de la tubería principal, para tener 3 entradas de agua a la casa de máquinas.

CASA DE MAQUINAS:

Esta se ubicará aproximadamente en la cota 2765 m.s.n.m. lugar que se facilita para su construcción, y obteniendo una altura de 6 a 7 m. de seguridad para las máximas corrientes del río. En su interior contará con el espacio suficiente para los 3 grupos con que contará la central. Existirán dos grupos exactamente iguales, alimentados por una tubería, y un tercer grupo que tendrá una capacidad igual a la suma de los otros dos grupos y alimentado por la otra tubería.

Se ha llegado a escoger 3 grupos distribuidos en esa forma por las siguientes razones :

Se pone 2 tuberías, obteniendo ventaja sobre la una tubería, ya que en caso de alguna falla de cualquier parte constitutiva de la central hidroeléctrica, se interrumpiría todo el servicio eléctrico; creando descontento de los clientes, pérdida de ingresos por venta de energía, etc.

Por otro lado, si se pone más de 2 tuberías, se va a tener más pérdidas de energía, un costo mayor por el incremento de bloques de anclaje, apoyos, etc. Luego se ha llegado a una instalación promedio, en la cual se tiene 2 tuberías para 3 grupos, facilitando tener capacidad en la central variable, ya que se puede tener :

- 1- Cuarta parte de la capacidad total.
- 2- Mitad de la capacidad total.
- 3- Tres cuartas partes de la capacidad total.
- 4- Capacidad total.

Facilitando también para la construcción por etapas y según la necesidad lo requiera.

Para el caso de que se dañe una tubería, o se quiera hacer alguna revisión de ella, se interrumpiría la mitad de la capacidad; pero si el daño se suscita en la tubería, o en el generador, o en general dentro de la casa de máquinas, como generalmente sucede, la capacidad que se interrumpa será siempre menor a la mitad de la capacidad total, con lo cual se llega a tener más o menos un buen servicio eléctrico.

Para llegar a determinar más exactamente las características de los diferentes grupos, primeramente se determinará las cotas en los diferentes sitios del anteproyecto, para lo cual se tiene :

Cota del fondo del río	3.136,50 m.s.n.m.
" cresta del azud	3.139,00 " " " "
" dintel bocatoma	3.139,15 " " " "
" solera de la bocatoma	3,138,80 # " " "
" nivel máximo de agua en azud	3.140,88 " " " "
" nivel de agua en canal	3.138,70 " " " "
" cresta vertedero,excesos desarenador	3.138,70 " " " "
" cresta de vertedero de entrada a túnel desde desarenador	3.138,50 " " " "
" nivel de agua en túnel	3.138,70 " " " "
" solera entrada túnel	3.137,06 " " " "

En la longitud total del túnel que es de 5.520 m., se tiene una pendiente de 1,2 ‰ y como el nivel del agua es

paralelo a la solera de la conducción en túnel, a igual que en la conducción abierta, que se tiene una longitud de 2.300 m. y con una pendiente de 0,7 ‰, se tendrá una cota aproximada de solera y de nivel de aguas al final de la conducción siguiente :

$$\begin{array}{r} 1.000 \quad 1,2 \\ 5.520 \quad X \\ X = \frac{5.520 \times 1,2}{1.000} = 6,63 \text{ m.} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 1.000 \quad 0,7 \\ 2.300 \quad X \\ X = \frac{2.300 \times 0,7}{1.000} = 1,61 \text{ m.} \end{array}$$

Total : 8,24 ~ 9,00 m.

O sea que se tendrá las siguientes cotas :

Cota nivel del agua final conducción	3.129,70
" solera final conducción	3.128,16
" nivel agua tanque de presión	3.129,70

Si la cota real en la casa de máquinas es la 2.765 m.s.n.m., se tendrá una caída bruta de 3.129,70 - 2.765,00 = 364,70 m.

Ahora, calculando las pérdidas que tendrá la tubería aproximadamente, se tendrá :

$hw_1 + hw_2 + hw_3 + hw_4 = 2,80 + 2,20 + 1,74 + 1,38 = 8,12 \text{ m.}$   
que es la pérdida producida por el rozamiento del agua con las paredes de la tubería, y que es la de mayor valor; pero

se incrementará un 15 % más, por las pérdidas que se producirán en la rejilla, en los codos, en los cambios de diámetro, etc.; o sea que el total de pérdidas será de :

$$8,12 + 1,22 = 9,34 \text{ m. } \sim 9,5 \text{ m.}$$

que es una pérdida que se encuentra dentro de los límites normales. Corresponde a :

$$\begin{array}{r} 364,70 \\ 9,50 \end{array} \quad \begin{array}{r} 100 \\ X \end{array}$$

$$X = \frac{9,50 \times 100}{364,70} = 2,6 \% \sim 3 \% \text{ de la altura,}$$

con lo que se obtendrá  $364,70 - 9,50 = 355,20$  m. de caída neta. Luego, la potencia real que se puede obtener en el grupo grande, será de :

$$Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad h_n = 355,2 \text{ m.} \quad \eta_t = 0,83$$

$$\begin{aligned} N_t &= \frac{1.000 Q H_n}{75} \eta_t = \frac{2,5 \times 1.000 \times 355,2}{75} \times 0,83 = \\ &= \frac{100 \times 355,2}{3} \times 0,83 = 9.820 \text{ H.P.} \end{aligned}$$

$N_t$  = Potencia de la turbina, en H. P.

$Q$  = Caudal utilizable, en  $\text{m}^3/\text{seg.}$

$H_n$  = Altura neta, en m.

$\eta_t$  = Rendimiento de la turbina = 0,83

Y la potencia total será de :

$$9.820 + \frac{9.820}{2} + \frac{9.820}{2} = 19.640 \text{ H.P.}$$

Con lo cual se obtiene una potencia en el generador de :

$$N_g = N_t \times 0,736 \times n_g$$

$N_g$  = Potencia del generador, en kw.

$N_t$  = Potencia de la turbina, en H. P.

$n_g$  = Rendimiento del generador = 0,95.

$$N_g = 19.640 \times 0,736 \times 0,95 = 13.730 \text{ kw.}$$

El área aproximada que se requerirá para la casa de máquinas, según las potencias indicadas y las medidas correspondientes que dan los catálogos, será de  $15 \times 25 \text{ m}^2$ , contemplando que existirá servicios sanitarios, taller, caseta de teléfono, tablero de mando y control, y celdas de A.T. La vivienda y la bodega tendrán una construcción completamente aparte de la casa de máquinas.

Todas estas medidas y la localización de los aparatos de mando, control y protección, así como la distribución de los grupos, se encuentra en el gráfico N° 24.

El diagrama unifilar en forma simplificada de las conexiones eléctricas de la casa de máquinas, así como de los aparatos de protección, mando, control, etc. se puede ver en el gráfico N° 25.

Contará con los siguientes aparatos :

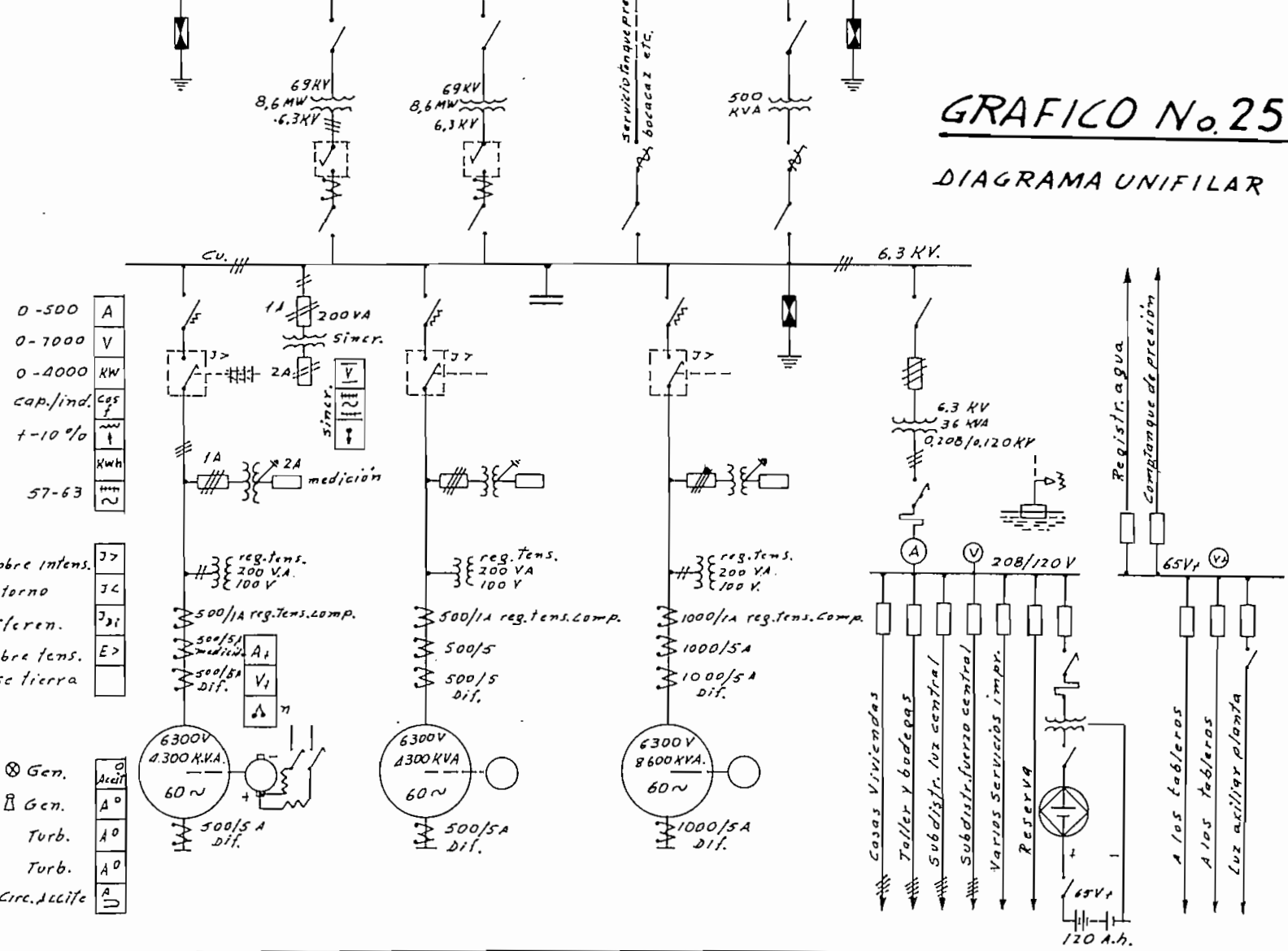
Primer Grupo

<u>Turbina</u>		<u>Generador</u>	
Potencia	9.820 H.P.	Potencia	8.600 KVA
Caudal	2.500 lps/seg.	Factor de potencia	0,8
Caída neta	355 m.	R. P. M.	720
R. P. M.	720	Frecuencia	60 ciclos/seg

Interprov. Prov. y Hacienda 13,8 KV.

# GRAFICO No.25

## DIAGRAMA UNIFILAR



- 0-500 A
- 0-7000 V
- 0-4000 KW
- cap./ind. cos φ
- +10% ↑
- KWh ⌊
- 57-63 2

- Relé sobre intens. J>
- " retorno J<
- " diferen. J>|
- " sobre tens. E>
- " fase tierra □

- Diagramas**
- ⊗ Gen. A<sup>o</sup>
  - ⊕ Gen. A<sup>o</sup>
  - Turb. A<sup>o</sup>
  - Turb. A<sup>o</sup>
  - Circ. de life A



Pelton 2 inyectoros Tensión 6.300 V.

Segundo Grupo

Turbina

Potencia 4.910 H.P.  
Caudal 1.250 lts/seg.  
Caída neta 355 m.  
R. P. M. 900  
Pelton 2 inyectoros

Generador

Potencia 4.300 KVA  
Factor de potencia 0,8  
R. P. M. 9,00  
Frecuencia 60 ciclos/seg.  
Tensión 6.300 V.

Tercer Grupo

Turbina

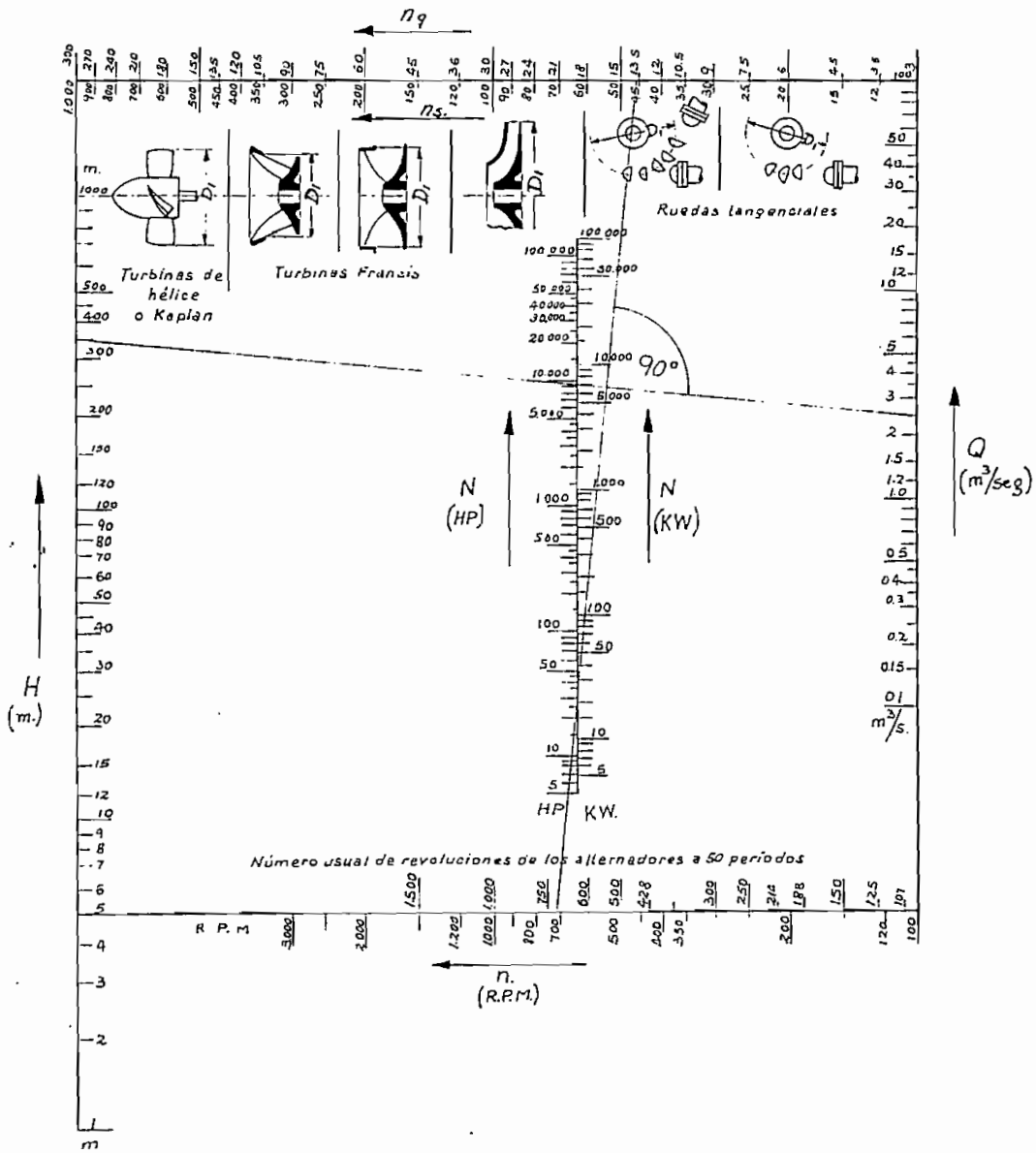
Potencia 4.910 H.P.  
Caudal 1.250 lts/seg.  
Caída neta 355 m.  
R. P. M. 900  
Pelton 2 inyectoros

Generador

Potencia 4.300 KVA.  
Factor de potencia 0,8  
R. P. M. 900  
Frecuencia 60 ciclos/seg.  
Tensión 6.300 V.

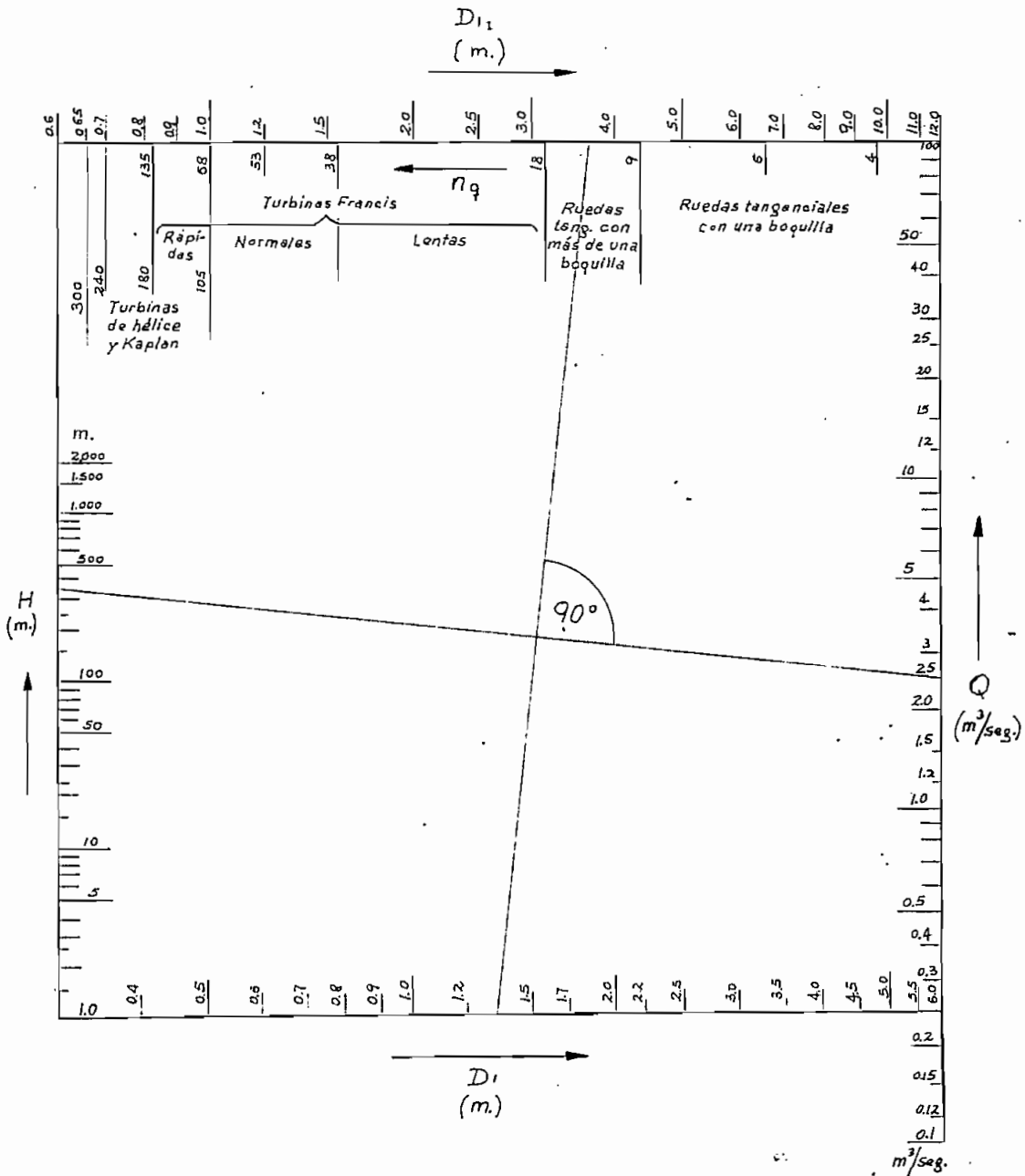
Para llegar a las características, tanto de las turbinas como de los generadores, se ha hecho un estudio comparativo de ventajas y costos, puesto que se puede tener otra clase de turbina, con un menor número de revoluciones por minuto y un solo inyector; pero para caudales grandes, al utilizar una sola boquilla, resultan paletas muy grandes y pesadas. También se presenta el inconveniente de que toda la fuerza tangencial se ejerce en un solo punto de la rueda, lo que representa un desequilibrio dinámico. Luego es ventajoso para grandes potencias el montaje de la rueda tangencial con dos inyectoros decalados en unos 90°. ,logrando tener así las paletas cargadas

# GRAFICO AUXILIAR A



*Determinación de la turbina adecuada, de su potencia y del número de revoluciones, conocidos el salto H y el caudal Q.*

# GRAFICO AUXILIAR B



*Determinación del diámetro del rodete adecuado  $D_1$  en función del salto  $H$  y del caudal  $Q$ .*

con la mitad del agua, por lo tanto, dimensiones  $\sqrt{2}$  veces menores que en el caso de una sola boquilla. El par motor se distribuye más uniformemente en la periferia de la rueda. Si se quiere mantener el mismo número de revoluciones por minuto, se disminuye indudablemente en  $\sqrt{2}$  el valor de las revoluciones específicas de la turbina.

Otra ventaja que se tiene es que posee una curva de rendimiento muy plana sobre una amplia zona de cargas, dando una gran flexibilidad para poder trabajar con cargas variables y a un alto rendimiento; esto se puede ver en el gráfico N° 26.

Uno de los inconvenientes que tienen las turbinas Pelton es que, como trabajan con grandes alturas, obligando invariablemente a utilizar largas tuberías de presión, se suscitan por consiguiente peligros de golpes de ariete. Pero esto, en la actualidad, ya no es ningún problema, puesto que existen varios medios para evitar que el golpe de ariete sea considerable, llegando a tener hasta un 20 a 30 % solamente de sobrepresión.

Dichos medios son: el de usar toberas auxiliares de seguridad o libre escape; defletores de chorro o toberas móviles, para que sea posible la variación de la carga de la turbina, sin producir cambios bruscos de caudal y los consiguientes golpes de ariete en la tubería de presión.

Según pruebas de los últimos tiempos se han logrado tener rendimientos máximos en esta clase de turbinas, desde 87 % hasta más de 90 %, y obteniendo las mismas características planas clásicas de las curvas de rendimiento; pero con una disminución

de aúella, al aproximarse a la plena carga, como se puede ver en la curva del gráfico N° 26, ya mencionada anteriormente.

Cada grupo tendrá su tablero de la excitatriz y su tablero del generador.

Existirá un tablero por cada salida de la central. También tendrá un tablero para el uso propio, otro para las baterías y otro para servicio a poblaciones y haciendas cercanas a la central.

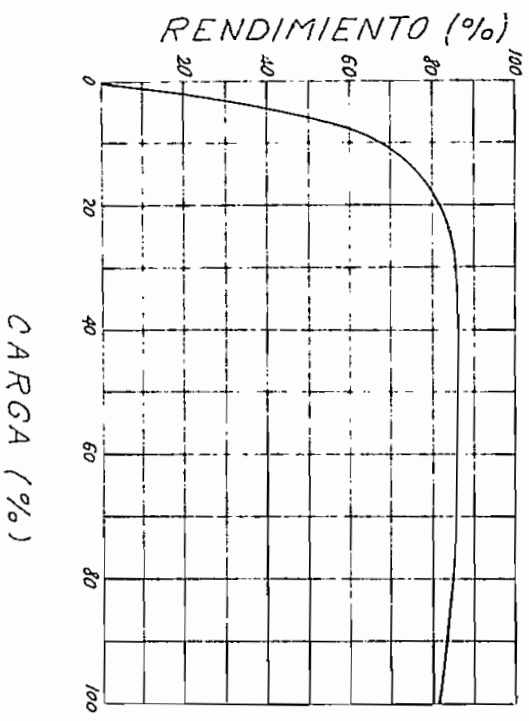
Contará con un tablero para control de presiones y temperaturas de las diferentes partes de cada uno de los grupos.

Para el montaje y desmontaje, contará con una grúa. Contará con su canal de descarga, que recogerá el agua que sale de cada una de las turbinas.

En el plano que se menciona anteriormente, de la distribución de la casa de máquinas, simplemente se indica en forma general, ya que la casa fabricante del equipo, da los planos detallados de las fundaciones, estructuras, localización y dimensionamiento exacto de los grupos.

En un costado de la casa de máquinas, existirá el patio de subestación de salida de la central, en la cual se encontrarán los transformadores de elevación con sus respectivas líneas de transmisión, que llevarán la energía a los diferentes centros de consumo.

GRAFICO N° 26



Curva de rendimiento de una  
Turbinas Pelton.

PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE LAS OBRAS.

Las etapas que hay que considerar al realizar un presupuesto son :

- a)- El costo que requiere para realizar los estudios previos, en donde se hace necesario de exploraciones, reconocimientos, levantamientos topográficos previos de algunas posibilidades óptimas de aprovechamiento hidráulico, requiriendo de un personal de un Ingeniero y 3 ayudantes (Topógrafos, cadeneros, macheteros).
- b)- Luego, una vez seleccionado el sitio más conveniente y el proyecto más ventajoso, se harán los levantamientos definitivos y detallados, aceptando como que ya se deben haber realizado los estudios hidrológicos completos, o sea, que el río del cual se va a aprovechar su energía, se ha tomado datos necesarios para el proyecto, por un período de, por lo menos, 10 años.

Para el estudio hidrológico del río y de la zona a realizarse las obras, requerirá de la construcción de una caseta para los aparatos de medida y un individuo que se encargue del registro, control y mantenimiento de los aparatos de medida.

Para el levantamiento se necesitará de 2 Ingenieros y 8 Ayudantes (Topógrafos, cadeneros, macheteros). También se deberá tomar en cuenta la construcción, mantenimiento y mejoras de carreteras que se requerirán para facilidad de transporte.

- c)- A base de estos datos obtenidos en el campo se podrá iniciar con el diseño de las obras que requiere todo proyecto hidráulico , para lo cual se debe disponer de un Ingeniero y 3 Ayudantes (Topógrafos, dibujantes).
- d)- Una vez elaborado el diseño de las obras se puede proceder a la construcción de las mismas.

Para esta etapa final se requerirá de viviendas de los trabajadores; bodegas de víveres, herramientas, combustibles, material de construcción y maquinaria; vehículos y maquinaria para su construcción misma; construcción de caminos auxiliares para transporte de material requerido para las obras y para el desalojo de lo innecesario.

A fin de facilitar la construcción de los túneles se necesitará de vías férreas que circulen por su interior, vagones y una planta eléctrica para su iluminación. Para poder construir el azud y la bocatoma se hace necesario desviar el cauce del río; por consiguiente existirán obras adicionales para este objeto y que son canales de desvío y ataguías.

Ahora, refiriéndonos a los factores que influirán en el costo de las obras se tendrá:

Pago por derechos de aguas.

Arrendamiento de caminos. (En nuestro país no existe).

Expropiación de terrenos.

Pago por daños y perjuicios que causa la construcción



Disponibilidad de carreteras a la ciudad más cercana.

Nivel de vida de la región y sección de las obras.

Accidentes de trabajo en la construcción.

Costos y facilidad de obtención de los materiales de construcción.

Clase y dureza de los materiales del suelo en donde se construirán las obras.

Longitud de evacuación del material:

Frentes de ataque para la construcción de los túneles.

Luego consideramos el costo mismo de los implementos y maquinaria que requieren las obras, como son:

Compuertas. Rejillas.

Tubería y sus accesorios.

Dispositivos de seguridad (tanque, tubería, casa de máquinas).

Válvulas.

Turbinas.

Reguladores.

Generadores.

Excitatrices.

Tableros de medida (Completos)

Transformadores.

Grúa.

Para elaborar un cuadro de presupuesto de obras, que se presentará al final de este capítulo, primeramente se requiere realizar cubicaciones del material de excavación, de la mampostería, del

hormigón, en las diferentes partes de la construcción de las obras.

En el canal, se tomará valores de volumen bastante aproximados, a base de secciones transversales de terreno, tomadas cada cierta longitud de canal.

Lo concerniente a precios de implementos, accesorios y maquinaria, se darán valores promedio redondeados, obtenidos de las casas comerciales de Quito, durante la elaboración de esta Tesis.

A continuación tenemos el cuadro del presupuesto, a base del cual se puede ver que se tiene un costo del kilovatio instalado de \$/ 4.450, precio que es un tanto barato, que se debe a la corta longitud de aducción que tiene, y también que el costo por kilivatio disminuye mientras mayor sea la potencia del proyecto:

	Longitud (m.)	Volúmen (m <sup>3</sup> .)	C o s t o s (S/)			
			Unitario	Parcial	Acumulado	Subtotal
1.- Obras de Toma y a-						
zud de derivación:						
Excavación y trans-						
porte		1.000	25.0	25.000		
Revestimiento MP		400	250.0	100.000		
Hormigón armado		7	1.500.0	10.500		
Compuertas y reja				30.000	165.500	165.500
2.- Desarenador y Canal						
Auxiliar:						
Excavación y trans-						
porte		3.000	15.0	45.000		
Revestimiento MP		700	250.0	175.000		
Hormigón armado		4	1.500.0	6.000		
Enlucidos (m <sup>2</sup> )		1.410	10.0	14.100		
Compuertas, dre-						
najes, etc.				40.000	280.100	445.600
3.- Túneles:						
Excavación y trans-						
porte	5.520	47.000	35.0	1'650.000		
Revestimiento MP	5.520	15.000	280.0	4'200.000		
Excavación ventani-						
llas y transporte	1.200	3.600	35.0	128.000	5'978.000	6'423.600
4.- Canal abierto:						
Excavación y trans-						
porte	2.300	30.000	12.0	360.000		
Revestimiento MP	2.300	4.600	250.0	1'150.000	1'510.000	7'933.600

	Longitud ( m. )	Volúmen ( m . )	C o s t o s \$/				
			Unitario	Parcial	Acumulado	Subtotal	
5.-							
Tanque de presión:							
Excavación y trans							
porte		2.250	12.0	27.000			
Revestimiento MP		1.500	250.0	375.000			
Hormigón armado		15	1.500.0	22.500			
Enlucidos		1.300 m <sup>2</sup>	10.0	13.000			
Compuertas, rejas, etc.				46.000	483500		8'417.100
6.- Aliviaderos y cune-							
tas:							
Excavación y Transp							
porte		1.560	12.0	18.720			
Mampostería de pie-							
dra		800	250.0	200.000			
Hormigón armado		9		13.500			
Compuertas			1.500.0	91.000	323.220		8'740.320
7.- Tubería de presión:							
Excavación y trans-							
porte		12.000	20.0	240.000			
Hormigón ciclópeo -							
anclaje		2.000	800.0	1'000.000			
Hormigón ciclópeo a							
poyos		500	500	250.000			
Tubería de acero y							
accesorios		600	8.000.0	4'800.000	6'290.000		15'030.320
8.- Casa de máquinas:				500.000	500.000		15'530.320
9.- Caminos de acceso:				1'000.000	1'000.000		16'530.320
10.-Desfogues:				500.000	500.000		17'030.320

	Longitud (m.)	Volumen (m <sup>3</sup> )	C o s t o s (S/)			
			Unitario	Parcial	Acumulado	Subtotal
11.- Campamento y otras obras auxiliares:				100.000	100.000	17'130.320
12.- Replanteo y Fiscalización				75.000	75.000	17'205.320
13.- Ingeniería de construcción:				1'000.000	1'000.000	18'205.320
14.- Estudios:				100.000	100.000	18'305.320
15.- Maquinaria				30'000.000	30'000.000	48'305.320
16.- Administración, aportes, seguros, imprevistos, expropiaciones y derechos de vías y aguas, etc.				6'093.180	6'093.180	54'398.500
17.- Subestación elevación:				6'700.000	6'700.000	61'098.500

CAPITULO III

A.- ESTUDIO GENERAL DE LAS TUBERIAS.

En un sistema de instalación de fuerza hidráulica nos encontramos con la tubería de presión, como una parte constitutiva de dicha instalación.

Tiene por objeto conducir el agua que impulsará las turbinas, desde el tanque de presión a la casa de máquinas y que transformará la energía potencial de posición del tanque de presión en energía potencial de presión en las turbinas.

De acuerdo a la topografía del terreno tomará diferentes inclinaciones que tendrán un perfil para cada caso.

El hacer un estudio geológico y topográfico del terreno en la zona a instalarse la tubería, nos permitirá seleccionar el sitio más conveniente para su localización, dentro de los límites económicos, puesto que hay que considerar que, cuando el perfil escogido es demasiado fuerte, requerirá de obras de anclaje costosas, y dificultará su instalación; en cambio, cuando las pendientes son pequeñas, aumentan la longitud de la tubería y por consiguiente las pérdidas de carga, por rozamiento, se hacen mayores. Por otro lado, nos interesa conocer la geología del terreno, ya que hay que darle la mayor seguridad a la estabilidad de la tubería. Hay que evitar terrenos delesnables, sino requerirá incrementar el costo para darle seguridad y firmeza. Si el terreno está compuesto por roca, de hecho la tubería no podrá llevarse enterrada; pero en cambio, la constitución

de los anclajes sería más económica. Cuando se tiene roca o aglomerados, deben ser estabilizados, a fin de que cualquier derrumbe, o desequilibrio, que se produzca en sus masas, no cauce daños a la tubería o casa de máquinas.

Al escoger su localización hay que procurar que tenga la menor longitud posible, el menor número de vértices y que no tenga ángulos en horizontal(en planta).

Clases.- A las tuberías podemos clasificarlas principalmente de acuerdo a los materiales que se use, y en segundo lugar, de acuerdo a la elaboración de las mismas, o sea que podemos tener:

remachadas  
Tuberías de acero: soldadas  
sin costura

Tuberías de madera.

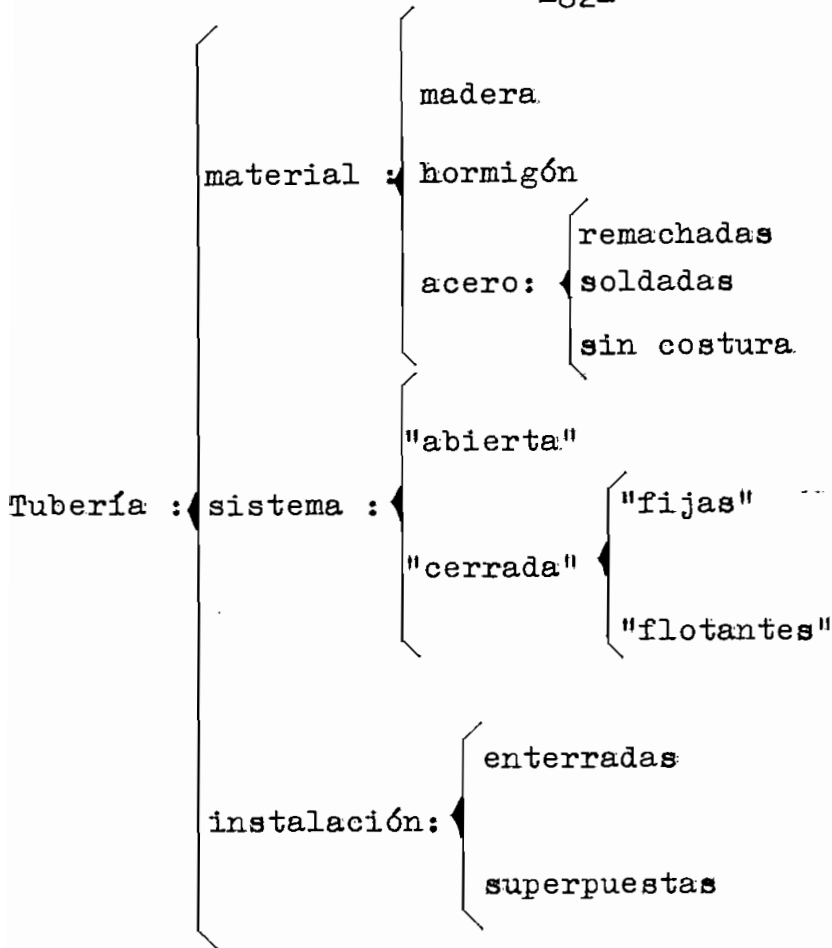
Tuberías de hormigón.

De acuerdo al sistema mismo de la tubería podemos decir:

Tubería "abierta", o sea aquella que tiene juntas de dilatación para absorber los cambios de temperatura que tendrá la tubería, y tubería "cerrada", o sea cuando no existen dichas juntas de dilatación, en las cuales hay las "fijas" y las "flotantes".

Con referencia a su instalación se puede tener: enterradas y superpuestas.

A continuación, en forma general, se explica la clasificación de tuberías :



Tuberías de madera.

Estas tuberías, por lo general, se construyen de abeto de Noruega, de abeto de albar, aunque también se usa pino amarillo, secoya (madera roja), ciprés, etc. Cuanto más rica en resina sea la madera, tanto mejor es la tubería. Los tubos de madera se hacen de duelas ensambladas con un machihembrado y sujetas con ganchos de hierro, redondo, apretados con tornillo, que soportará las presiones en la tubería. Hay dos tipos generales de tuberías de madera, de acuerdo al método de manufactura :

- 1° - Tuberías elaboradas en fábrica, y
- 2° - Tuberías continuas, hechas en la obra.



Tuberías elaboradas en la fábrica.

Estas se construyen en la fábrica y luego se las transporta a la obra para su instalación.

Las longitudes fluctúan de 6 a 20 pies (1,8 a 6 m); regularmente se hacen de 2 a 24 pulgadas (5 a 60 cm.) de diámetro y para caídas hasta los 400 pies (120 m.), aunque se han construido tuberías para 750 pies (225 m.) de caída y 42 pulgadas (105 cm.) de diámetro.

Para la sujeción de las duelas se usa alambre de acero galvanizado, o una cinta galvanizada, la cual se sujeta a la madera por medio de presillas y con una cierta tensión.

La unión entre los varios tubos se puede hacer de dos maneras :

a)- Por medio de un collar que envuelve los terminales adyacentes a los tubos: gráfico N° 27, y

b)- Por medio de un ensamble hecho en los terminales del tubo : gráfico N° 28, limitándose a trabajar en casos en que se tiene alturas de carga pequeña, y donde roturas insignificantes son despreciables, o escapatorias de agua no son objeccionables.

Existen tablas en las que se encuentran aproximadamente las diferentes medidas, peso y cintas de amarre para este tipo de tuberías, que están dadas por manufactureros competentes.

GRAFICO N° 27

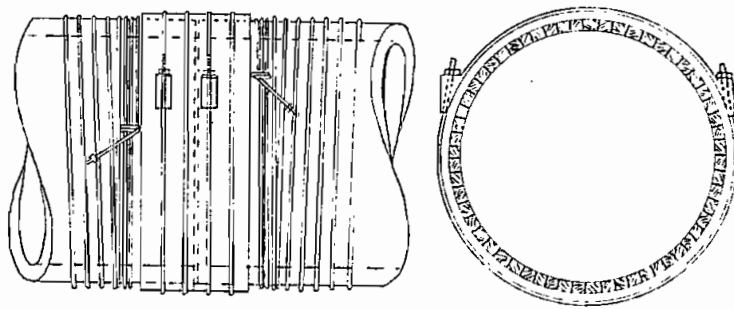
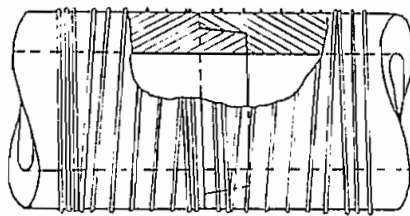


GRAFICO N° 28



### Tuberías continuas.

Se las confecciona en el sitio mismo de su instalación. La madera, así como también la forma de las duelas, la cinta de acero y los accesorios, tienen que ser cuidadosamente escogidos.

Una de las particulares ventajas que tiene este tipo de tubería es la relativa pequeña dimensión y peso de las partes individuales; las cuales permiten la transportación de duelas simples y bandas al sitio mismo, donde la tubería se va a erigir. Esto es una gran ventaja para lugares que son montañosos, en donde el transporte a vehículo se dificulta, teniendo que llevarse al sitio por medio de paquetes transportados por el hombre, o por animales.

En este tipo se han construído tuberías de 6 a 16 pies de diámetro, teniéndose una gran flexibilidad; facilidad y rapidéz en la construcción; comparativa fecilidad de transporte, y es relativamente bajo su costo para bajas cargas, comparadas con otros tipos de tuberías. Son comparativamente más baratas, si principalmente a las duelas se les da un tratamiento adecuado para evitar su destrucción en corto tiempo.

Tienen, para este caso, un cierto grado de flexibilidad y pueden ser colocadas en cualquier radio deseado, menor que aproximadamente 5 veces el diámetro normal de la tubería. En cierto casos se requiere de codos especiales.

Una desventaja que tiene es que se requiere un secado completo de las duelas, en su montaje, ya que sufrirá consecuencias posteriores, por el sol y el viento. Si las duelas no están completamente secas, requieren un constante control de las bandas, debiendo ser ajustadas esporádicamente.

Una vez que la tubería esté completa y bien amarrada a las estructuras, el llenado de agua se hará suavemente, tomando precauciones para que no se produzcan roturas, que causarían serios daños. El ancho de las duelas que se usan es considerado particularmente para cada caso, en relación a su economía, así como también del material de que se dispone y el diámetro de la tubería.

Hay, sin embargo, anchos de duelas, considerados económicos, para cada diámetro, el cual, en forma general, se puede decir:

Para diámetros de 24 pulgadas, el ancho no debe ser mayor a 4 pulgadas.

Para diámetros de 30 pulgadas, el ancho no debe ser mayor a 6 pulgadas.

Para mayores diámetros, el ancho no debe ser mayor a 8 pulgadas.

Una fórmula empírica para el cálculo del espesor de la duela está dado por :

$$e = \frac{D \cdot h}{570}$$

e = Espesor de la duela, en pulgadas.

D = Diámetro interno de la tubería, en pies.

h = Altura de carga, en pies.

Hay también que considerar que las bandas deben resistir no solamente la carga estática, sino una carga adicional, debido a una onda posible en la tubería; existe también una presión temporal que se produce inicialmente con la hinchazón de las duelas cuando se está llenando la tubería con agua. El autor Adams concluye que la presión de rotura, debido a la hinchazón, puede ser tomada libremente de 90 a 100 libras por pulgada cuadrada ( 6 a 7 Kgr/cm<sup>2</sup>). No hay que tomar valores de seguridad muy altos para esta clase de esfuerzos, ya que es temporal, desapareciendo a las pocas semanas de ponerlo en servicio. Cuando el esfuerzo inicial por hinchazón es muy grande, conviene llenar la tubería lentamente, ya que, de ese modo, se prevee la oportunidad de que la presión por hinchazón disminuya antes de que la tubería esté sujeta a la carga estática total.

Con referencia al tratamiento que hay que darle a la tubería, diríase que el método que mejores resultados ha dado es por medio del proceso de presión al vacío de creosota, el cual deja un residuo de alrededor de 8 libras de creosota por cada pié cúbico de madera. Este proceso hay que repetirlo por varias veces, dependiendo de las condiciones del clima y las características de la madera. Este método también puede ser renovado por pintada a brocha, o soplete de creosota, según las condiciones lo requieran.

Pinturas ordinarias también pueden ser aplicadas en las tuberías; pero existe el problema de que se requiere más frecuentemente renovar la pintura para mantener la tubería en condiciones satisfactorias.

La vida de una tubería de madera ha sido muy discutida, dependiendo principalmente de :

- a)- Diseño y método de instalación, sobrepuesta, semienterrada y enterrada.
- b)- La naturaleza del suelo con el cual está en contacto.
- c)- La protección dada a las duelas y el acero.
- d)- Mantenimiento después de la instalación.
- e)- El tiempo que permenece llena la tubería.
- f)- Condiciones climáticas.
- g)- La clase de madera de que está compuesta.

La vida, bajo condiciones favorables, con un buen tratamiento, puede ser de 20 a 30 años.

Una tubería superpuesta facilita el realizar con mejor éxito los trabajos de conservación y la reparación de los lugares averiados, aunque se encuentra expuesta a las influencias exteriores.

Los tubos enterrados quedan mejor protegidos de las variaciones del clima; pero, en cambio, la madera tiene menor tiempo de vida, debido a los ácidos y elementos químicos que tiene el suelo; las pequeñas roturas no son fáciles de detectarlas, una inspección exterior no es efectiva y el mantenimiento es difícil, como costoso, ya que requeriría de una excavación para tales trabajos. La cara externa, en este caso, recibe tratamos de pintura o creosota, como ya se indicó, o también se envuelve con yute embebido en una capa de alquitrán.

Debido al rozamiento interno del agua y la madera, las paredes van alizándose y por consiguiente disminuyendo el rozamiento y sus pérdidas.

El defecto que se halla en esta clase de tuberías es lo difícil que resulta impermeabilizarlas y su estabilidad ante los aumentos momentáneos de presión, o ante la formación de un vacío. Hay que procurar que siempre circule agua, a fin de que se evite la aparición de fugas.

#### Tuberías de hormigón armado.

Hay muchos casos en que se usa también tuberías de hormigón armado. Cuando se tiene tuberías con diámetros internos reducidos y poca presión hidráulica, los tubos son sin armadura de hierro, o con una armadura reducida. Cuando los diámetros son mayores (generalmente superiores a 0,8 m. de diámetro) son tuberías forzadas y solo se usan tubos con armadura.

Por lo general se hacen tubos de una longitud de hasta 5 m.

Desde hace algún tiempo se fabrican los tubos de hormigón centrifugado, los cuales presentan una resistencia mecánica bastante mayor que los tubos normales de hormigón apizonados. Esta clase de tuberías tienen la ventaja de que requieren menores gastos de conservación, por su resistencia a la erosión y a la corrosión; además, son también más reducidas las pérdidas hidráulicas por rozamiento en comparación con los tubos de hierro y madera.

En éstas se suscita el caso de que en lugar de aumentar la resistencia hidráulica, con el tiempo, suele reducirse, debido a la formación de unas capas coliodales que se adhieren a las paredes.

Un inconveniente de las tuberías de hormigón es su sensibilidad a los golpes y a los frecuentes aumentos de presión, así como la formación de rajaduras y el peligro de fugas, por sus muchas uniones.

Las aguas corrosivas (ácidas y salinas), así como el ácido húmico y los terrenos que tienen yeso, actúan en una forma muy perjudicial sobre las tuberías. En este caso hay que darlas una capa protectora bituminosa.

Debido a su gran peso propio, las tuberías de hormigón admiten curvas y codos muy pronunciados, sin anclaje.

Son tuberías que producen poco calor y por lo mismo pequeñas expansiones.

Otra de las desventajas que se halla, es que a una presión aproximada de 3 a 4 atmósferas, pierde su impermeabilización y por lo tanto requiere de capas impermeabilizantes.

Cuando existen mayores presiones se debe tener mucho cuidado de impermeabilizar correctamente la tubería, principalmente en las bridas, enchufes, etc. etc.

La impermeabilización de la tubería se consigue, ya sea por el hormigón solamente, o por una chapa de pasta embebida en el hormigón del tubo, diferenciándose con ello, dos tipos de tubería :



a)- Tubería de hormigón armado, sin alma de palastro, y

b)- Tubería de hormigón armado, con alma de palastro.

La limitación del empleo de una u otra, está en la carga de agua a resistir. Prácticamente el campo de las primeras llega hasta las 5 atmósferas de presión, y el de las segundas, que empieza en las 3 atmósferas, tiene un campo de acción teóricamente ilimitado, habiéndose llegado a construir hasta de 30 atmósferas.

Tanto la unas, como las otras, exigen un hormigón de gran calidad, y esto se consigue :

a)- Por una dosificación granulométrica adecuada.

b)- Por riqueza de la mezcla.

c)- Por una cuidadosa puesta en obra, y

d)- Por curado energético.

La impermeabilización es en donde más precaución se debe poner, ya que el material en sí mismo, puede fallar por la porosidad que tiene, o por la fisuración que se puede producir en él, al alargarse las armaduras más allá de la deformación correspondiente a las cargas de tracción en él admisibles, o por la retracción. Esta porosidad del hormigón se puede evitar con una dosificación adecuada de los ácidos, una proporción reducida de agua-cemento y una elaboración cuidadosa mediante vibrado, configuración, vacío, etc.

Para evitar el peligro de la fisuración puede limitarse las cargas admisibles en las armaduras, o al efectuar el cálculo de la tubería, considerar como un sólo conjunto resistente hormigón-acero, suponiendo que el hormigón trabaja

a tracción, con el cual se obtiene unas tensiones de tracción sobre el hormigón de 12 a 15 Kgr/cm<sup>2</sup>, considerando que se adopta un coeficiente de seguridad de 2 a 2,5.

Para las tracciones producidas por flexión, las cargas admisibles son mayores, ya que, según es sabido, es mayor la resistencia a esta sollicitación.

Se mejora la impermeabilidad con enlucidos tipo gunita, o pintando las superficies con materias hidrófugas, a base de silicatos de sosa o cal. Una pintura eficiente y barata es la lechada de cemento.

En cuanto al espesor del tubo, la experiencia enseña que, como mínimo, será de 15 cm. y variará con la presión, según la tabla siguiente :

<u>Carga en metros</u>	<u>Espesor en centímetros</u>
0 - 12	D/12
12 - 24	D/12 + 2,5
24 - 30	D/12 + 5,0
30 - 36	D/12 + 7,5
36 - 42	D/12 +10,0
42 - 48	D/12 +12,5

Para el cálculo de la tubería se requiere de las siguientes hipótesis de carga :

- a)- Peso del agua que llena el tubo.
- b)- Peso propio del tubo.
- c)- Reacciones de la cimentación.
- d)- Reacciones horizontales del terreno.
- e)- Peso del relleno.
- f)- Carga de agua en el punto más alto de la sección estudiada.

Se supone el tubo uniformemente apoyado en su base, en un ancho definido por un ángulo central de  $115^\circ$ .

Su espesor se calculará a base de la fórmula :

$$\sigma_t ( t + m \alpha ) = 1.000 h r$$

En la cual :

$h$  = Altura del agua.

$r$  = Radio del tubo.

$\alpha$  = Cuantía del hierro.

$m$  = Relación entre los coeficientes de elasticidad del acero y el hormigón.

$t$  = Espesor del tubo.

$\sigma_t$  = Tensión del hormigón.

Esta clase de tuberías muchas veces requieren también de juntas, aunque normalmente este tipo de tuberías suelen emplazarse enterradas, o abrigadas por un terraplen que aminora las variaciones térmicas, que en la mayoría de los casos no se reducen en su totalidad y por lo mismo, para que no se formen grietas por la retracción se construirán juntas.

Las tuberías construídas en el taller,principalmente cuando son de diámetros grandes, resultan inaplicables por dificultades en el transporte y a la vez obliga a multiplicar excesivamente las juntas. En cambio en las tuberías hormigonadas en el sitio, se puede reducir el número de las juntas, e incluso suprimirlas, siempre que se disponga de armadura longitudinal conveniente y se protejan recubriéndoles con terraplén contra la variaciones de temperatura; sin embargo, para evitar los efectos de retracción ,se recomienda dejar juntas de construcción de 0,6 a 0,8 metros de ancho, por lo menos cada 30 metros, que se los cerrarán posteriormente.

Las velocidades admisibles en estas tuberías son de 2,5 a 3,5 m/seg.

En lo que se refiere a la fabricación misma de la tubería se puede decir que la mezcla debe diseñarse de suerte que el hormigón adquiriera por lo menos una resistencia compresiva de  $246 \text{ Kgr/cm}^2$  a los 28 días; para controlar esta resistencia se harán ensayos sobre cilindros de prueba de 15 x 30 cm. preparados durante la fabricación de los tubos y curados por el mismo procedimiento utilizado en éstos.

La manera misma de fabricar se puede conseguir por el método rotativo, por el vaciado y por la vibración.

El refuerzo consistirá en barras o alambres de acero, los mismos que tendrán empates traslapados en longitudes no inferiores a 40 veces el diámetro de las barras. Este refuerzo deberá mantenerse exactamente en su sitio durante las operaciones de localización del hormigón.

Los moldes que generalmente se usan son de acero y tendrán uniones a tope y anillo-terminales.

Los moldes deben mantenerse en buenas condiciones, deben lavarse esmeradamente y aceitarse antes de vaciar el hormigón.

El curado de las tuberías se puede hacer de de las siguientes maneras :

a)- Al vapor.

b)- Con agua.

c)- Por medio de compuesto para curado por membrana.

a)- El curado al vapor se hará manteniendo las tuberías dentro de una atmósfera húmeda, cuya temperatura estará comprendida entre  $38^{\circ}\text{C}$  y  $54^{\circ}\text{C}$ , que se producirá inyectando vapor durante un período no inferior a 24 horas. Esto se logra introduciendo al tubo dentro de una membrana de plástico.

b)- El curado por agua se hará colocando los tubos en una cámara protegida contra las corrientes de aire y manteniendo a una temperatura no inferior a  $21^{\circ}\text{C}$ . Los tubos se mojarán continuamente por medio de rociadores durante un período de 72 horas por lo menos.

c)- El curado por membrana se efectuará por medio de un compuesto, que previamente tiene que ser calificado por la empresa, o el Ingeniero fiscalizador de la obra que se está realizando.

Los tubos se mantendrán húmedos hasta el momento de aplicar la membrana, que debe mantenerse protegida durante

14 días. El compuesto para curado por membrana debe retirarse de las juntas y de las superficies donde vaya aplicarse mortero por medio de chorros de arena u otros métodos.

Ahora la fabricación se puede hacer ya sea en el sitio, o en la fábrica, a igual que las tuberías de madera.

Las tuberías moldeadas en sitio se han construído de hasta 6 metros de diámetro.

El uso de estas tuberías es limitado para cargas de 30 metros, debido a la dificultad de obtener una mezcla más rica bajo condiciones usualmente encontradas en desarrollo de altas cargas. Sin embargo, con un tubo hermético de acero soldado, construído dentro de la tubería puede usarse para grandes cargas.

Las tuberías elaboradas en la fábrica se construyen de longitudes y diámetros pequeños (2,5 a 4 metros), principalmente por la dificultad y cuidado que requiere en el transporte.

#### Tuberías de acero.

Estas tuberías son las que se usan con más frecuencia en nuestro país. Tienen la ventaja de la adaptación a las altas presiones. Una de las principales desventajas es que se oxida con facilidad; pero este inconveniente, en la actualidad, es vencido gracias a la variedad de tratamientos para evitar su oxidación, ya que existe pinturas anticorrosivas. Son tuberías que generalmente producen menores pérdidas, sobre todo las tuberías que no tienen costura.

Se pueden construir de cualquier diámetro y cualquier longitud de tubo; pero se encuentran limitadas por los medios de que se dispone para transportarlos desde la fábrica hasta la obra, razones por las cuales las longitudes más usadas se encuentran entre los 4 y 16 metros.

Al referirnos a los métodos de manufactura de las tuberías de acero podemos decir que existen principalmente 3, y que son :

- Tuberías remachadas,
- Tuberías soldadas y
- Tuberías sin costura.

#### Tuberías remachadas.

Son tuberías que usan remaches para la unión, tanto en el sentido longitudinal, como en la unión entre un tubo y otro.

Actualmente, gracias al perfeccionamiento de las tuberías, ya no se usan éstas y se están utilizando los otros sistemas de manufactura, pues esta clase producía mayores pérdidas de carga por rozamiento, o necesitaba darle un mayor dimensionamiento para compensar las pérdidas, dando lugar a un incremento en el costo. Aproximadamente las pérdidas de carga que se suscitan en estas tuberías son superiores a un 20 % a las pérdidas que se producen en las tuberías soldadas.

Una cosa similar se puede decir de su peso, llegando a tener del 25 al 30 % más de peso, entre tuberías remachadas y soldadas de igual diámetro.

Las cabezas de los remaches, a más de producir pérdidas de carga, pueden producir cavitación dando lugar a desgaste mayor del material, y posible rotura del mismo.

El hecho de tener uniones remachadas, dando lugar a diferente resistencia a las presiones, al diseñar tales tuberías se debe dar una mayor seguridad para garantizar su estabilidad.

En las uniones remachadas, el espesor mínimo de la pared de chapa es de 6 milímetros.

#### Tuberías soldadas.

En este caso existen dos procedimientos para la soldadura; en el uno se trata de la soldadura eléctrica, y en el otro, con suelda autógena.

La eficiencia que se puede tener en las uniones, en las tuberías soldadas, puede estar entre los 90 y 95 %; sin embargo, para construcciones ordinarias, un rendimiento del 80 % es recomendado para uniones de soldadura doble.

Todas las soldaduras en tuberías de acero son hechas por el proceso de fusión, el cual aplica un calor exterior por medio de una llama de gas, o un arco eléctrico, para fundir el electrodo de la suelda y el metal original. Esto difiere enormemente de los viejos procesos de unión por forjamiento o remachado.

Muchas tuberías son hechas más con arco eléctrico, que con llama de gas. El arco eléctrico es formado a base de la corriente continua. Excelentes soldaduras se puede obtener automáticamente y manualmente; pero la soldadura au-



tomática, a menudo se le da preferencia, porque se obtiene uniformidad y se hace más rápido.

Debido a que la técnica de la soldadura a gas se va perfeccionando cada día, se emplea especialmente para diámetros grandes.

Los lugares de unión reciben casi siempre una costura en "V".

Como consecuencia del proceso de soldadura se producen una serie de fenómenos de carácter químico, físico-químico y mecánico, que pueden alterar la composición del material, su estado de cristalización, o producir presiones internas, lo que podría rebajar notablemente la calidad de la soldadura con respecto al resto de la chapa.

Para controlar las soldaduras y el estado general de las chapas, se somete a exámenes radiográficos, que localizarán la presencia de grietas, escorias, etc.

Cuando se procede al cálculo del espesor de una tubería soldada, generalmente se aplica un valor de eficiencia de la soldadura, que en la mayoría de los casos vale 0,9.  
Tuberías sin costura.

Muchas casas comerciales se encuentran fabricando últimamente esta clase de tuberías, permitiendo tener una uniformidad casi completa del material de la tubería, y por lo mismo no se aplica ninguna reducción en el esfuerzo que puede soportar su material.

La tubería sin costura es manufacturada a base de cilindros sólidos de acero, los cuales, para este propósito, son calentados primeramente a una temperatura de 1.200 a 1.300°C. Estos cilindros y a esta temperatura, son perforados; pero no en su totalidad, en una prensa. Luego son llevados a otra operación, que consiste en estirarlos y finalmente son laminados hasta darles el diámetro deseado. Este es uno de los procedimientos para obtener esta clase de tuberías, existiendo algunos más que son exclusivos de cada <sup>casa</sup> productora de tuberías.

Por su manufactura más homogénea, las resistencias que se obtienen a las presiones, son mayores.

En el capítulo del cálculo de los espesores se da un cuadro, en el que consta las características físicas para tuberías soldadas y sin costura.

Los espesores que se pueden fabricar teóricamente son ilimitados; pero en la práctica no se hacen menores de 5 mm., solamente por cuestiones mecánicas en el transporte, para no comprometer su rigidez y evitar las consecuencias de la oxidación.

Un fenómeno que se presenta en mayor magnitud en las tuberías de acero superpuestas, es el de que, cuando existen variaciones de temperatura, la tubería se dilata, o se contrae; lo que se traduce en esfuerzos del material mismo. Para este fenómeno se usa juntas de dilatación, que no es otra cosa que un tramo de tubería, que permite se dilate o se contraiga la tubería sin causar esfuerzos en la misma, o en sus anclajes.

Generalmente estas juntas de dilatación se localizan a continuación y a corta distancia de los bloques de anclaje, localización que facilita también la instalación de la tubería.

El uso de juntas de expansión para tuberías enterradas son generalmente innecesarias, ya que no están expuestas a grandes variaciones de temperatura.

Las juntas de expansión eliminan los excesivos esfuerzos longitudinales.

Existen diversidad de juntas de expansión. Para unir un tubo con otro existen varios procedimientos, que son : remachados, soldados, o con bridas. Los dos primeros son procedimientos que ya se explicó al hablar de la manufactura del tubo, los mismos que requieren instalar en obra, los aparatos necesarios para su ejecución, acarreando un mayor gasto. Además, con tales procedimientos primeros, si bien se consigue mayor rigidez en la tubería y mayores garantías de impermeabilidad en las uniones, en cambio, es más difícil la sustitución de un tubo roto durante la explotación del salto. Las uniones con bridas, viniendo ya de fábrica, los tubos con ellas, dan mayor facilidad para el montaje.

Dentro de las tuberías de acero se encuentran también tuberías que son reforzadas por anillos; éstas usan anillos para reforzar la tubería y se construyen en esta forma, cuando el diámetro es mayor a 2 metros.

Otro fenómeno que se suscita en tuberías de acero es la oxidación y la corrosión del material.

La corrosión de la superficie metálica es consecuencia de un proceso electrolítico, debido a las diferencias del potencial que se producen en las moléculas de la superficie metálica de diversa composición química y cristalográfica, que libera yones oxidantes en los puntos anódicos, dando lugar a ataques locales de la superficie metálica.

La protección para este fenómeno se realiza a base de capas de pinturas asfálticas, o de alquitrán de hulla de 1 a 3 mm. de espesor, impidiendo de esta manera el contacto directo del agua con la superficie metálica

En las tuberías enterradas se presentan los mayores peligros de corrosión, siendo por otra parte más dificultosa la vigilancia. Tiene gran influencia en la intensidad de la corrosión el potencial hidrógeno (PH) del suelo y la diferencia de potencial entre la tubería y el suelo. Para su protección se han empleado también revestimientos de pinturas asfálticas, de las que ya se mencionó anteriormente.

Para evitar las elevaciones de temperatura excesivas, como consecuencia de la acción directa de los rayos solares, se recomienda la aplicación de una capa de pintura de aluminio, o alguna de otros tonos claros.

A más de las juntas, bridas, tenemos algunos accesorios que se usan principalmente como aparatos de protección. Entre éstos tenemos las válvulas de velocidad, las cuales se instalan en la iniciación de la tubería. Estas tienen su re-

gulación que, cuando el agua que circulara através de la tubería tiene mayor velocidad que la especificada, esta válvula se cierra, reguardando así cualquier catástrofe en la tubería o casa de máquinas.

También hay el tubo de ventilación, el cual se coloca en el cono de entrada a la tubería, el que permite entrar aire a la tubería y evitar que se produzca un aplastamiento por el vacío que se formaría en la tubería al taponarse la rejilla de la entrada al tanque de presión y no existe ninguna otra abertura que permita la entrada del aire.

Por lo general las tuberías de diámetros grandes usan orificios de inspección de la tubería, los mismos que permiten la entrada a ella para realizar cualquier control, o reparación, y que van colocados a ciertas distancias a lo largo de la tubería.

#### Tuberías "abiertas"

Las tuberías "abiertas" son aquellas que tienen juntas de dilatación, y por lo mismo sus paredes no necesitan y no deben estar sujetas a ningún esfuerzo paralelo al eje. Esfuerzos transversales y de temperatura, no necesitan por lo tanto ser considerados, ya que las correspondientes variaciones en longitud son tomadas por las juntas de expansión.

La pared de la tubería "abierta" está sujeta simplemente a la carga de trabajo normal; otros esfuerzos ocurren sólo en muy pequeñas extensiones, si es que ocurren.

La gran ventaja de estas tuberías es que todos los esfuerzos estáticos pueden ser exactamente determina-

dos. Por esta razón, este tipo de tuberías, son usadas principalmente para altas presiones.

Tuberías "cerradas".

Este caso es cuando no existe junta de expansión, pudiéndose tener dos casos : "fijas" y "flotantes".

La designación de tuberías "cerradas" "fijas" se debe al hecho de que tal tubería se encuentra completamente empotrada entre los bloques de anclaje, y cualquier esfuerzo que se produzca con el cambio de temperatura en la tubería, tiene que soportar la tubería y sus anclajes; no suscitándose igual cosa en las tuberías "cerradas" "flotantes", que a pesar de encontrarse empotradas en sus extremos, no soportan totalmente los esfuerzos que se producirían por cambios de temperatura en la tubería, debido a que tales esfuerzos pueden disiparse ellos mismos en la tubería, por el hecho de tener una configuración adecuada. Los codos son las conexiones que principalmente absorben estos esfuerzos. Debe notarse, sin embargo, que los codos de 90°, o codos que tienen aproximadamente este ángulo, son apropiados, ya que tuberías que tienen ángulos más oblicuos, deben ser considerados como tuberías "fijas", más bien que "flotantes".

La principal distribución en la casa de máquinas es muy a menudo de la forma de la tubería "flotante".

Antes de continuar con la clasificación de las tuberías, ha menester mencionar simplemente un capítulo de gran importancia, que lo presento a continuación.

TEMPERATURA DE INSTALACION FINAL  
DE LAS TUBERIAS.

La temperatura de instalación final, es la temperatura de la pared de una sección de tubería, cuando el último tubo es colocado. La gran ventaja de las tuberías "abiertas" está en que sus colocaciones son enteramente independientes de la temperatura de instalación final, porque cualquier cambio de longitud, debido a la temperatura, o a cualquier contracción transversal, puede ser tomada por las juntas de expansión. Esta temperatura es, sin embargo, de fundamental importancia en el caso de las tuberías "cerradas".

Para dicho cálculo, primeramente deberá determinarse si es que los esfuerzos son grandes en el caso de la tubería vacía, o de la tubería llena, con lo cual se puede decir cual de las dos condiciones debería ser adoptado como la base de los cálculos de la temperatura de instalación final.

Para este propósito debe conocerse también la temperatura máxima y mínima de la pared de la tubería en ambas condiciones, llena y vacía.

Para determinar estas temperaturas hay una serie de fórmulas que nos darán la temperatura más aconsejable para la instalación de la tubería, consiguiendo de esta manera evitar que, una vez instalada, se produzcan esfuerzos de alguna magnitud que pueden causar daños.

Tuberías enterradas.

Generalmente las tuberías son enterradas, y resultan más económicas, cuando su diámetro es menor a un metro y no existen más de 2 o 3 ramales. En estos casos, como ya se indicó anteriormente, casi nunca llevan juntas de expansión, por que a profundidades mayores a dos metros, la variación de temperatura prácticamente es nula, evitándose el costo de dichas juntas, así como también de los bloques de anclaje.

A menudo no se hace necesaria la adquisición de los terrenos, y el paisaje no resulta perjudicado.

La tubería se ha de enterrar en una zanja, a profundidad suficiente. El material de relleno se colocará con mucho cuidado, apisonándolo; y para evitar los efectos de las materias corrosivas, hay que cubrir los tubos con un aislamiento protector de buena calidad.

Entre otras ventajas que se tiene en estas tuberías, es que está libre de deslaves, de derrumbes, etc.

Resulta casi siempre más económico realizar un movimiento de tierras, a construir anclajes y apoyos de mayor magnitud.

Las desventajas que se tiene son :

No resulta económico enterrar tuberías mayores de un metro.

La inspección, control y mantenimiento se hacen difíciles o muy costoso.

Requieren un tratamiento adecuado y más costoso para preveer la corrosión.



Tuberías superpuestas.

Esta clase se hace más recomendable para grandes y largas tuberías. Pueden ser controladas fácilmente su impermeabilidad, haciéndose más accesibles para la inspección, mantenimiento y reparación.

Debido a que se puede renovar la pintura tantas y cuantas veces se haga necesario, tendrán un tiempo de vida más largo que el de una tubería enterrada, en las que prácticamente es imposible la pintura en una de sus caras. A pesar de que existen pinturas anticorrosivas excelentes y que no requieren repintarlas, sucederán muchos casos en que, por alguna circunstancia, lo requieran repintarlas.

A continuación, como resumen de las tres clases de tuberías, se presenta un cuadro de las características principales de cada una de ellas :

	<u>Madera</u>	<u>Hormigón</u>	<u>Acero</u>
Resistencia mecánica ( Kgr/cm <sup>2</sup> )	60	8	800
Espesores ( mm.)	25 - 35	150 - 200	6 y máximo limitado por la economía en cada caso
Diámetro ( cm.)	5 - ,80	200 - 600	Limitado por la facilidad en el transporte.
Velocidades aconsejables	2	2,5 - 3,5	2 - 6
Transporte	fácil	difícil	fácil
Mantenimiento	frecuente	regular	casi nulo
Años de servicio	20 - 30	25 - 30	30
Alturas de carga admisibles ( m.)	hasta 100	hasta 150	Teóricamente indefinidos.

#### B.- PLANOS DEL PERFIL Y LA PLANTA DE LA TUBERIA

En el presente proyecto se utilizará la tubería de acero, ya que en nuestro país se facilita para transporte, montaje a mejores condiciones económicas, e irá superpuesta, para así tener facilidad para el mantenimiento de la misma.

Esto simplemente por las condiciones de facilidad y economía; pero refiriéndonos al aspecto constructivo, las tuberías de madera y hormigón no soportan presiones grandes de carga, y en este proyecto se tiene una carga de más de 355 metros de caída, razón por la cual no es conveniente usar dichas tuberías para el presente caso.

En el gráfico N° 29 se puede ver la localización de la tubería, tanto en planta, como en perfil; para llegar a tal localización se ha analizado los siguientes puntos :

- a)- Esta tubería, que unirá el tanque de presión y la casa de máquinas, irá sobre terreno resistente, libre de posibles desprendimientos de tierra.
- b)- Se ha localizado en tal forma que se pueda tener una sola alineación entre el tanque de presión y la casa de máquinas, evitando así tener ángulo en horizontal, lo cual da mayores pérdidas de carga y el bloque de anclaje en tal punto requiere considerarse el ángulo horizontal, que si es grande, necesitará de un mayor volumen de hormigón para su anclaje.
- c)- Se ha evitado el tener que atravesar algún accidente notable del terreno, como son quebradas, construcciones de casa, ríos, etc.
- d)- Se le ha dado el menor número posible de codos, para reducir al máximo las pérdidas de carga por cambios de dirección y facilitar el montaje, así como también disminuir el costo, ya que la multiplicación de codos encarece la tubería.
- e)- La línea de tubería no cruza con la línea piezométrica ; pues, si sucede esto, en el tramo de tubería superior a la línea de carga, o piezométrica, la presión será menor que la atmosférica en una altura igual a la distancia entre la tubería y la línea piezométrica, teniendo un signo negativo, lo que podría causar el aplastamiento de la tubería.

- f)- No tiene cambios muy bruscos de pendiente, para evitar que no se rompa la vena líquida al acelerarse el agua en la parte más inclinada, al aumentar la demanda de caudal de las tuberías.
- g)- Para tener mayor economía se ha diseñado en tal forma que los cortes en el terreno, no sean muy grandes, evitándose grandes movimientos de tierra.
- h)- En el gráfico se puede ver que el número de codos que se han formado, son de 7, lo que representa que tendrá 9 bloques de anclaje, con los cuales no se tiene longitudes, entre anclajes, muy grandes. A continuación del anclaje generalmente se colocan las juntas de dilatación, las mismas que deben permitir el alargamiento y acortamiento del tramo de tubería que se encuentra entre dicha junta y el bloque siguiente.

Si los tramos mencionados son muy largos habrá que considerar y tener mucho cuidado en calcular la temperatura de instalación final, para de esta manera evitar instalar la tubería en condiciones extremas, en lo que se refiere a la dilatación, o contracción; pues, sino habrá que tener precaución de poner en la posición correcta la junta para permitir luego la dilatación, o contracción, según el caso.

Por las razones ya anotadas se debe procurar montar la tubería a horas de temperatura media, y entonces la junta también se coloca en una posición media.

- i)- Se ha acostumbrado colocar la casa de máquinas en tal forma que la dirección del último tramo de tubería, pase por uno de sus lados; pero nunca que intercepte con ella; pues así se elimina la causa del peligro que tendrá la casa de máquinas, en caso de la rotura de una de las tuberías; pero actualmente se diseña según la facilidad y la economía que preste una o otra colocación de la casa de máquinas, puesto que hay las siguientes razones para desvirtuar tal peligro que se tendría si se rompiera una de sus tuberías;
- 1°- Si la tubería de presión se rompiera, la casa de máquinas estará, en cualquier caso, dentro del peligro.
  - 2°- La magnitud del daño que causaría el agua dependerá más de la dirección que ella tome, que por la dirección inicial de la tubería.
  - 3°- Para tener la casa de máquinas a un costado de la tubería, se requiere de muchas curvas en las tuberías de distribución, las que causan considerables pérdidas de carga.
  - 4°- Los muchos codos y las tuberías de derivación, son puntos de peligro, por su sujeción y por las fuerzas de flexión.
  - 5°- Actualmente con la seguridad que da el control de la construcción de las modernas tuberías forjadas, no se da tanta importancia a esta precaución.

En el presente proyecto resulta más conveniente instalar la casa de máquinas fuera de la dirección de la tubería; pues se tiene una mejor ubicación con menor excavación.

C.- PRESIONES INTERNAS.- GOLPE DE ARIETE Y SUS PRECAUCIONES.

CHIMINEA DE EQUILIBRIO.

En la conducción desde el tanque de presión a la casa de máquinas, se pueden suscitar los siguientes casos :

- 1- La mayoría de los casos tienen conducción directa y por medio de una tubería de presión.
- 2- En otros casos, primeramente se dispone de un tramo de conducción forzada, de escasa pendiente, según el gráfico N° 30, el tramo a, para luego tener un segundo tramo de pendiente más pronunciada, tramo b del mismo gráfico.

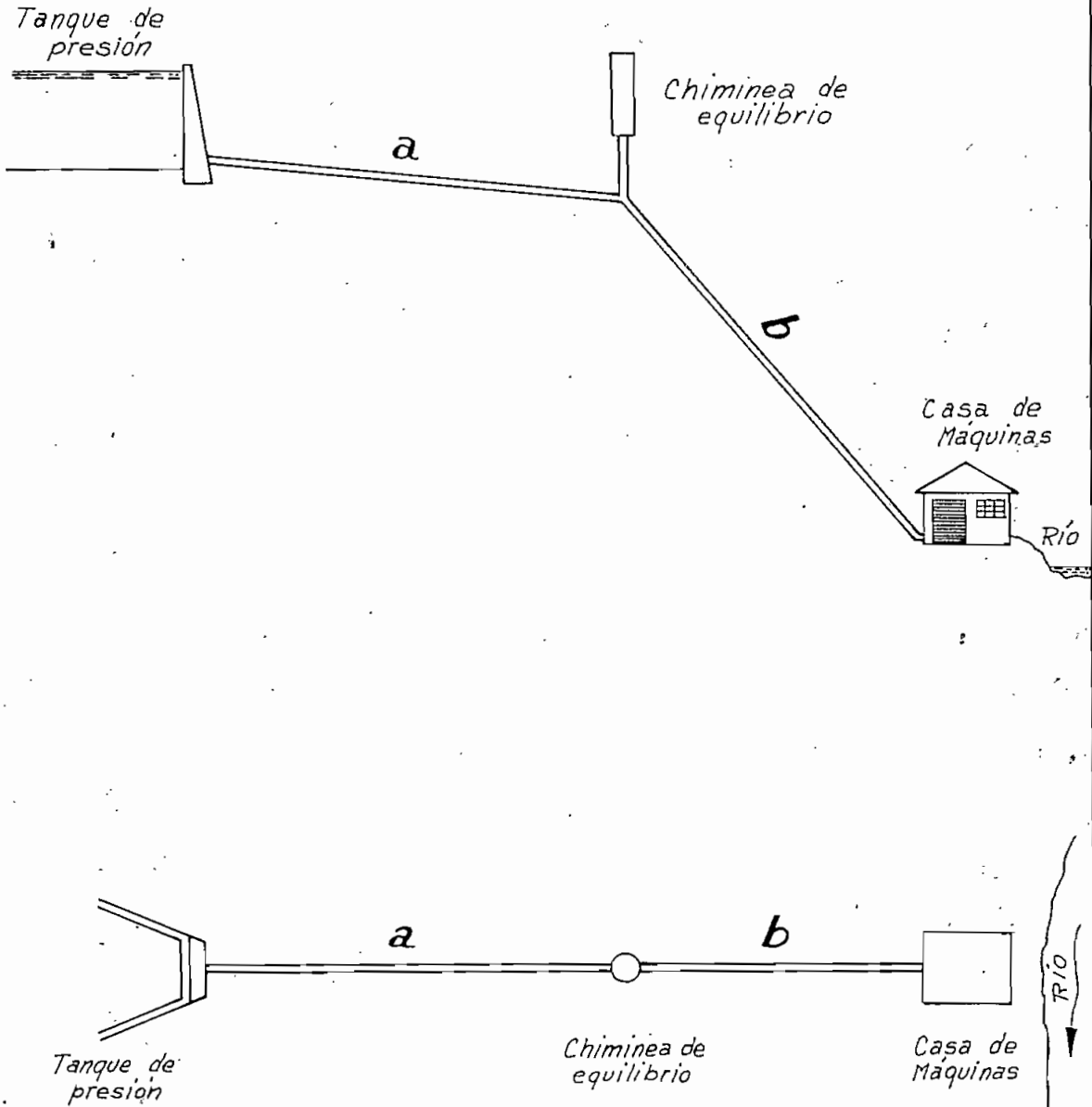
En el primer caso se adopta tal disposición cuando la unión entre tanque de presión y casa de máquinas se puede hacer siguiendo una línea de gran pendiente y escasa longitud.

En el segundo caso se emplea cuando el tanque de presión se encuentra un tanto alejado de la casa de máquinas y, por lo mismo la unión directa, en conducción cerrada, de ambas construcciones, proporcionaría una gran longitud de tubería sometida a la presión, no sólo derivada de la carga estática, sino también de la sobrepresión originada por el golpe de ariete, y que al darle la resistencia debida, resultaría costoso.

A más de tener la conducción forzada larga, se tendría una demora de tiempo en acelerarse, o desacelerarse el agua en ella, ante la demanda de mayor o menor caudal por parte de la tubería.

Para evitar todas estas dificultades, lo que generalmente se hace, es colocar una chimenea de equilibrio al final de un tramo largo con escasa pendiente, e iniciación de un tra-

GRAFICO N° 30



tramo corto con mayor pendiente.

Lo que se logra al colocar una chimenea de equilibrio entre los dos tramos de conducción forzada, es que el golpe de ariete, queda casi anulado en dicha chimenea y por consiguiente hay que dimensionar la tubería que queda entre la chimenea y la casa de máquinas, para soportar la presión estática, más la sobrepresión, no sucediéndose igual cosa para el otro tramo, en que prácticamente la sobrepresión no existirá, y si sufre una ligera sobrepresión, ésta será de poca importancia.

Con esto también se disminuiría el costo de la conducción, ya que el primer tramo, o sea a partir del tanque de presión a la chimenea de equilibrio, será de un material menos resistente, al del segundo tramo, y siendo un tramo largo, el ahorro será mucho mayor.

En ciertos casos habrá que realizar un análisis económico entre los dos casos siguientes :

- 1- Dimensionar toda la conducción considerando la presión estática, más la sobrepresión, o
- 2- Dimensionar el primer tramo sólo para la presión estática, luego construir la chimenea de equilibrio y después dimensionar el segundo tramo para la presión estática, más la sobrepresión.

Hay también que considerar que la chimenea de equilibrio, a más de observar el golpe de ariete, proporciona la



posibilidad de surtir agua a la turbina en los primeros momentos de aumento de carga, dando tiempo para que se acelere el agua en la conducción forzada inicial.

En igual forma, al disminuir la carga de la turbina, el agua que sobre del régimen de caudal anterior al cierre de la admisión de ésta, se acumulará principalmente en la chimenea de equilibrio, disminuyendo tanto la pendiente piezométrica en la tubería, como el tiempo para producirse el nuevo régimen de velocidad en ésta.

La chimenea de equilibrio es, en esencia, un tubo vertical unido a la tubería, que suele llevar un ensanchamiento en la parte superior, y cuyo borde alto queda por encima del nivel correspondiente a la carga estática, más la debida a la sobrepresión originada por el golpe de ariete.

La chimenea de equilibrio es una de las disposiciones para disminuir la importancia del golpe de ariete.

Anteriormente se mencionó que la chimenea de equilibrio sirve para amortiguar el golpe de ariete; este golpe de ariete se origina en la tubería de presión, debido al cambio de régimen del caudal en la turbina. Estos cambios de régimen de caudal, a su vez son causados por cambios de carga que se suscitan entre los consumidores de la energía eléctrica de dicha planta.

Cuando se suscitan cambios de carga en los consumidores y por consiguiente cambios de caudal en la turbina,

el regulador automático actúa, abriendo o cerrando la admisión del agua, según sea el caso. Esta regulación hace cambiar el régimen del agua en la tubería, dando lugar a oscilaciones de presión, oscilaciones que deben ser absorvidas por la tubería, en caso de que no existiera chimenea de equilibrio, o tendría que absorber parte la tubería y parte la chimenea de equilibrio, llevándose esta última la mayor parte.

El caso extremo que se puede suscitar es cuando el agua está circulando con su régimen normal en la tubería y por una falla, o desperfecto en la parte eléctrica de la planta, o cualquier otra causa, hace que el regulador automático, cierre en el menor tiempo posible la admisión del agua a la turbina; entonces toda la energía dinámica que estaba actuando sobre la turbina, tiene que llegar a quedar en cero y actuar solamente la carga estática, o energía de posición. Toda la energía dinámica anterior al cierre de la válvula tiene que disiparse en alguna forma; esto lo logra convirtiéndose en oscilaciones que van disminuyendo desde un máximo hasta llegar a cero, dentro de la tubería. Estas variaciones se les denomina golpe de ariete positivo. Este golpe de ariete, como claramente se puede dar cuenta, tiene rápidas variaciones de presión por encima y debajo de la presión normal, como se presenta en el gráfico N° 31.

Otro caso que se puede suscitar es aquel que se produce cuando la turbina demanda una mayor cantidad de agua; entonces el regulador abre la admisión y crea el golpe de a-

GRAFICO N° 31

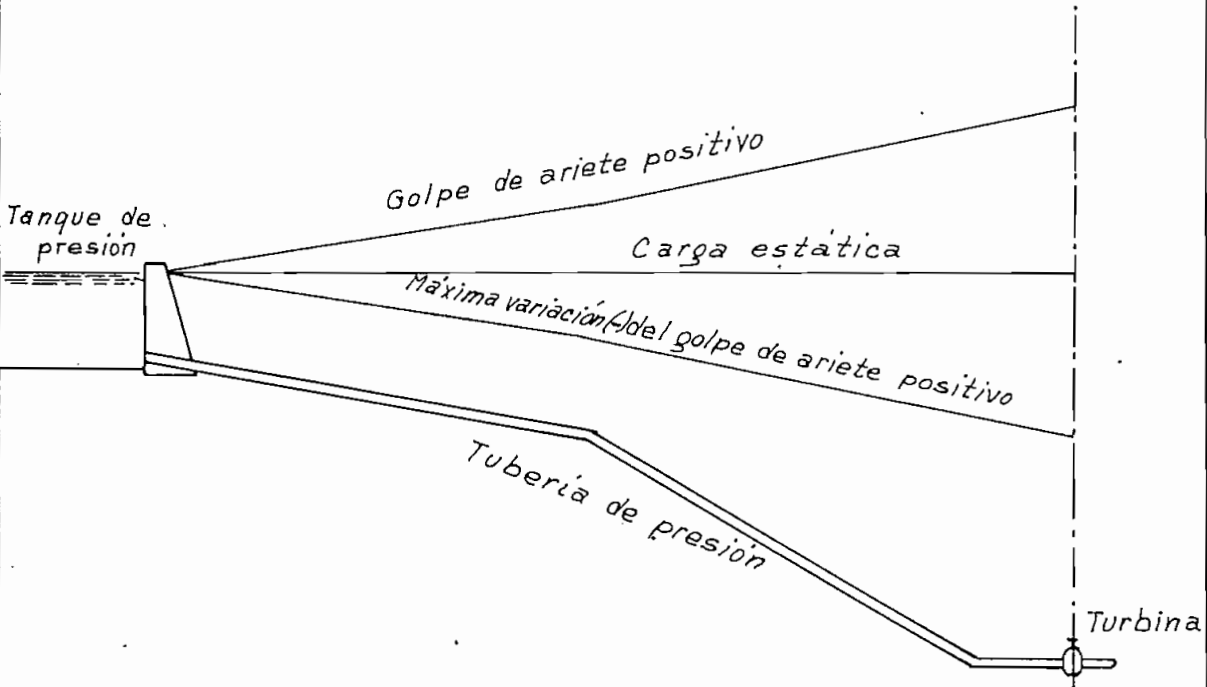
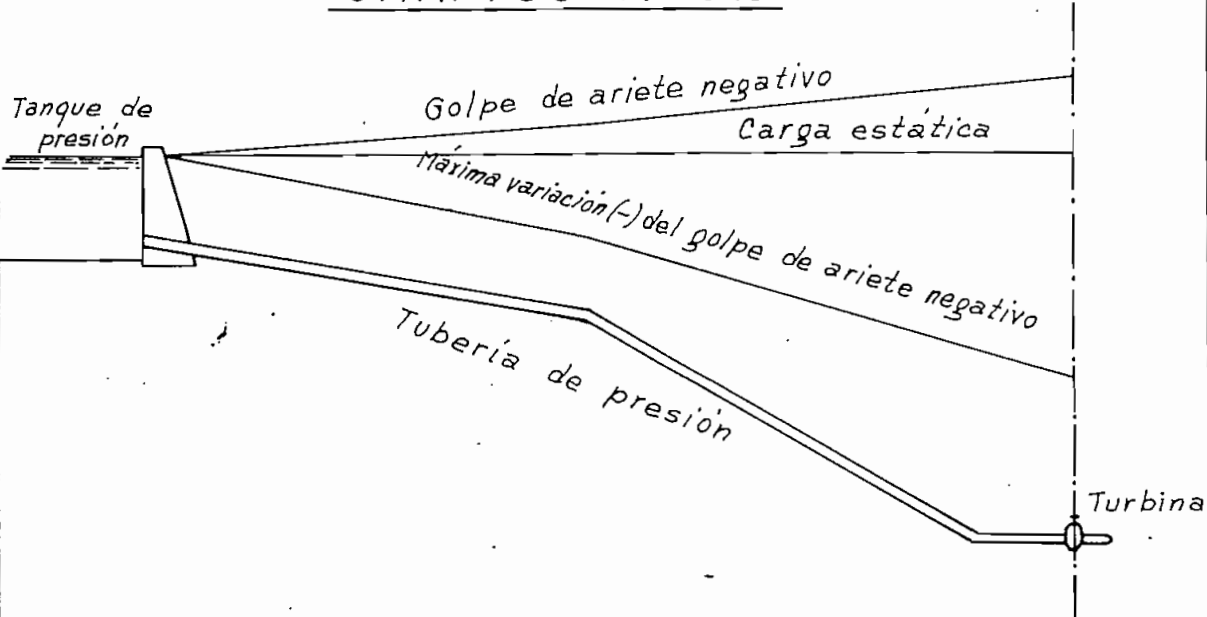


GRAFICO N° 32



riete negativo, que también da origen a los mismos fenómenos y variaciones de presión habladós ya en el caso anteriormente descrito. Esto se puede ver en el gráfico N° 32.

Aunque eñ valor absoluto el golpe de ariete positivo suele ser mayor que el negativo, este último es mucho más peligroso, ya que somete a las tuberías a un régimen de presión sumamente desfavorable, con el riesgo de producir su aplastamiento.

Al producirse un golpe de ariete (positivo o negativo) por una brusca variación de la apertura o cierre del regulador, la sobrepresión o depresión creada inicialmente en el extremo inferior de la conducción forzada, se propaga aguas arriba, en virtud de la elasticidad del agua, con la celeridad del sonido. Al llegar a la chimenea de equilibrio, la onda de presión se divide en dos partes : una de ellas penetra en la chimenea y llega a la superficie libre, en donde se refleja, cambiándose su signo, mientras que la otra prosigue su camino por la conducción forzada. Si el dimensionamiento de la chimenea está hecho para absorber casi toda la onda de presión, no existirá presión que se trasmita a la conducción forzada, aguas arriba de la chimenea de equilibrio, o es despresiable, pudiendo para ello considerarse esta parte de la conducción como totalmente protegida por la chimenea.

En la conducción forzada situada aguas abajo de la chimenea de equilibrio, el golpe de ariete no se anula, pero queda disminuído; pues la chimenea, al evitar la propagación

de la onda por la conducción forzada, produce un efecto análogo al de un corte de la conducción en dicho punto. Y como se verá luego la intensidad del golpe de ariete es proporcional a la longitud de la tubería en que se propaga.

Este golpe de ariete depende principalmente del tiempo que tome el cierre la válvula, la longitud de la tubería de presión y la velocidad que el agua tenga anterior al cierre.

Para el caso de tener tuberías de presión largas, con caídas graduales, la elevación de presión puede llegar al 100 % de la altura estática.

Actualmente para evitar que se tenga elevaciones de presión considerables, las turbinas (Pelton), para grandes caídas y por consiguiente grandes presiones, en donde el golpe de ariete es de mayor magnitud, se construyen con dispositivos que logran bajar el porcentaje de elevación de presión a base de los llamados "deflectores de chorro".

Como generalmente las tuberías de las turbinas Pelton están sometidas a grandes presiones, siendo también frecuente que su sección y longitud sean grandes, tiene gran interés evitar las sobreelevaciones de presión por golpe de ariete, para lo que es preciso efectuar lentamente el cierre de la tubería, sin retardar la parada de la turbina, para no ocasionar aumentos de velocidad extraordinarios. Aunque existen otros métodos, lo más frecuente en turbinas Pelton, es usar

deflectores de chorro, para efectuar lentamente el cierre de la turbina. Los deflectores consisten de una chapa metálica que gira sobre un eje hasta colocarse frente a la boca del inyector, desviando total o parcialmente al chorro de manera que no golpee sobre las cucharas del rodete, pudiendo entonces cerrarse la aguja del inyector a la velocidad que convenga. A base de estos deflectores, la elevación de presión puede llegar hasta un 10 % de la carga estática, no logrando esto en las turbinas francis y kaplan, que no tienen este dispositivo, dejando llegar hasta un 50 % de su elevación.

Para los grandes saltos debe conseguirse una absoluta seguridad de que no se produzcan cierres excesivamente repentinos en la tubería, que al tenerse en cuenta en los cálculos, exigirían grandes espesores en los tubos, que lo encarecerían mucho. Desde este punto de vista sería conveniente que el cierre fuese lento. Pero como las turbinas están accionando máquinas eléctricas, es imprescindible para que no se produzcan sobretensiones en caso de cortocircuitos o descargas repentinas en la línea eléctrica, que el cierre sea lo más rápido posible. De estas dos condiciones extremas se ha mediado y se ha considerado conveniente tener un tiempo de cierre de la admisión, por medio de los reguladores de las turbinas, de 2 a 6 segundos.

La elevación de presión puede ser calculada aproximadamente por la fórmula :

$$h' = \frac{2 \times L \times v}{g \times T}$$

En donde :

$h'$  = Altura de elevación de presión, en metros.

$g$  = Gravedad, en  $m/seg^2$ .

$L$  = Longitud exacta de la tubería de presión, en metros.

$T$  = Tiempo que toma en cerrarse la tubería de presión, en seg.

$v$  = Velocidad del agua en la tubería, momento antes del cierre de la válvula, en  $m/seg$ . (Si varían las medidas de la tubería, por consiguiente sus velocidades, se usará la velocidad media, obtenida de :

$$V_m = \frac{l_1 V_1 + l_2 V_2 + l_3 V_3 + \dots + l_n V_n}{L}$$

$V_m$  = Velocidad media, en  $seg$ .

$l$  = Longitud de cada uno de los tramos, en  $m$ .

$V$  = Velocidad correspondiente a cada tramo, en  $m/seg$ .

$L$  = Longitud total de la tubería, en metros.

Esta fórmula se aplica solamente cuando el tiempo de cierre " $T$ " es más grande que  $L/500$ , lo cual en circunstancias normales es el caso usual, o sea :

$$T > L/500$$

Para los tiempos de cierre, donde " $T$ " es igual, o más pequeño que  $L/500$ ; por ejemplo, cuando las válvulas se cierran

súbitamente, la elevación de presión es constante y vale :

$$h' = 100 V$$

En donde :

$h'$  = Altura de elevación de presión, en m.

$V$  = Velocidad del agua en la tubería, momentos antes del cierre de la válvula, en m/seg.

Esta fórmula se deduce claramente porque si tomamos :

$$T = \frac{L}{500}$$

y si  $L = 500$

$$T = \frac{500}{500} = 1$$

Y en la primera fórmula de  $h'$  dada, se tiene que :

$$h' = \frac{2 \times V \times L}{g \times T} = \frac{2 \times V \times 500}{10 \times 1} = \frac{1.000 V}{10} = 100 V$$

Otra fórmula aproximada que se puede usar para el cálculo de la elevación de presión en la tubería que tenga más de 100 metros de longitud, y que en la práctica da buenos resultados, es :

$$h' = 20 + 0,1 h$$

$h'$  = Altura de elevación de presión, en m.

$h$  = Carga estática, en m.

A base de todo lo mencionado se deduce que lo más conveniente para proteger la tubería del golpe de ariete, es



colocar la chimenea de equilibrio, lo más cerca de la casa de máquinas; pero esto en la práctica no resulta ventajoso, ya que ésta debería tener una altura un poco mayor que el salto de que se dispone para el proyecto, que si es de alguna magnitud, la chimenea resultaría también de esa magnitud, que económicamente no se justificaría su construcción; pues más ventajoso sería dimensionar la tubería para tal sobreelevación de presión.

En resumen, las ventajas que proporciona la chimenea de equilibrio, son :

Disminuir el golpe de ariete producido por los cambios bruscos en el régimen de caudales.

Hacer frente a las variaciones de caudal producidas por estos cambios de régimen, almacenando o suministrando un caudal supletorio, hasta que por la desaceleración o aceleración del agua en la conducción forzada, se llegue al nuevo estado de equilibrio.

Acortar en lo posible la duración de ese período de régimen variable, creando una diferencia de presiones en la tubería por la variación en el nivel de agua en la chimenea.

A más de la chimenea de equilibrio, existen diferentes disposiciones para disminuir la importancia del golpe de ariete, entre los que se encuentran el colchón de aire, válvula compensadora o reguladora de aire, deflector. Pero

ninguna de éstas son tan eficaces para reducir el golpe de ariete como la chimenea de equilibrio, razón por la cual es más usada.

El colchón de aire tiene poca aplicación práctica. Con este sistema se pretende que la energía cinética del agua, como consecuencia del golpe de ariete, fuese gastada en la compresión del aire; pero después ésta reacciona y produce nuevo movimiento de la columna líquida en sentido inverso al anterior, para empezar luego con otro movimiento en el sentido primitivo, y así sucesivamente. De esta manera se forman una serie de oscilaciones de la columna de agua, hasta que la energía de la sobrepresión es absorbida por el rozamiento de aquella con las paredes y el de los filetes líquidos entre sí. Y, por esta razón, el regulador funciona repetidamente.

Estos dispositivos de aire introducen nuevas ondulaciones de la columna líquida, que pueden, en ciertos casos, resonar con las ondas de la tubería y producir roturas.

Además de lo dicho, el aire a presión, en contacto con el agua, es paulatinamente disuelto por ésta, y son precisas frecuentes renovaciones de él.

Por todas las razones antes expuestas, el colchón de aire tiene una limitada aplicación para disminuir el golpe de ariete.

Lo referente a los deflectores, ya se habló anteriormente.

Al hablar del golpe de ariete se ha estado indicando una de las presiones a que se encuentra sometida la tubería. Otros esfuerzos que tiene que soportar la tubería, son:

Esfuerzos de tensión, en el sentido de la tangente a la circunferencia de sección transversal, debidos a la presión interior.

Esfuerzos de tensión longitudinales, debido a la presión interior.

Esfuerzos debidos al peso del terraplen, o a la diferencia de presión interior en una misma sección transversal, en caso de que esta diferencia no sea despreciable.

Esfuerzos longitudinales, debidos a la flexión, cuando no tiene la tubería apoyo continuo.

Esfuerzos longitudinales, debidos a las diferencias de temperatura.

Esfuerzos correspondientes a los codos.

Esfuerzos accidentales, debidos a choques de bloques desprendidos de la ladera, o sufridos durante el transporte.

#### D.- CALCULO DE LOS DIAMETROS.

En un aprovechamiento de salto de agua que requiere el empleo de las tuberías, al proyectar éstas, hay que fijar primeramente su número y el caudal que a cada tubería corresponde.

Desde el punto de vista de seguridad del servicio, convendría instalar una tubería por cada turbina, o cuando menos, más de una tubería en cada central, a fin de tener la garantía de poder seguir trabajando con las otras tuberías, en caso de tener que revisar o reparar una de ellas. Actualmente es poco empleado el sistema de unir todas las tuberías a la entrada a la central por un colector, que requiere colocar varias llaves que crean condiciones hidráulicas poco favorables.

Ante la posibilidad de tener que dejar fuera de servicio la tubería, para atender a su conservación, o a la reparación de un tubo, no conviene que sea única, porque esto arrastraría a la paralización de la central.

La solución antes indicada, de una tubería por turbina, no siempre se realiza, porque cuando la tubería es muy larga, resultaría onerosa, o se aumenta mucho la pérdida de carga. Hay una ventaja para ahorrar la pérdida de carga, y es el reducir el número de tuberías.

Al denominar, para una tubería :

$Q$  = Caudal,

$\Omega$  = Sección,

$P$  = Peso,

$D$  = Diámetro,

$i$  = Pérdida de carga por unidad de longitud,

y llamando para las otras tuberías (que se suponen iguales) :

$\Omega_1$  = Sección

$P_1$  = Peso

$D_1$  = Diámetro

$i_1$  = Pérdida de carga de cada una de las  $n$  tuberías.

Si se admite que la velocidad del agua sea la misma en los 2 casos, se tendrá :

$$\Omega = \Omega_1$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = n \frac{\pi D_1^2}{4}$$

$$D^2 = n \cdot D_1^2$$

Y si :

$\mu$  = Peso específico del palastro

e = Espesor de la tubería

El peso de la tubería única, por metro lineal, para una cierta presión unitaria p será :

$$P = \pi D \mu e$$

Y como :

$$e = \frac{p D}{2 \sigma}$$

$$P = \frac{\pi D^2 p \mu}{2 \sigma}$$

El peso de las n tuberías, será :

$$P_1 = n \frac{\pi D_1^2 p \mu}{2 \sigma}$$

Pero, como  $D^2 = n D_1^2$ , resulta  $P = P_1$ ; o sea que para igual velocidad de agua en él, se obtendrá el mismo peso en la solución de una tubería que en la de n.

Con respecto a las pérdidas de carga no resulta igual, como se verá a continuación :

Utilizando la fórmula de pérdidas de carga de Strickler :

$$v = K i^{1/2} R^{2/3}$$

Donde :

$$i = \frac{v^2}{K^2 R^{2 \cdot 2/3}}$$

Y como :  $R = \frac{\Omega}{P} = \frac{D}{4}$  que reemplazando en la fórmula anterior da :

$$i = \frac{v^2}{K^2 \left( \frac{D^2}{16} \right)^{2/3}}$$

Que sería la pérdida de carga para el caso de tubería única. En el caso de varias tuberías, se tendría :

$$i_1 = \frac{v^2}{K^2 \left( \frac{D_1^2}{16} \right)^{2/3}}$$

Y dividiendo la una para la otra, se tendrá :

$$\frac{i}{i_1} = \frac{D_1^{2 \cdot 2/3}}{D^{2 \cdot 2/3}}$$

Pero como :  $D^2 = n D_1^2$

$$\frac{i}{i_1} = \frac{D_1^{2 \cdot 2/3}}{n^{2/3} D_1^{2 \cdot 2/3}} = \frac{1}{n^{2/3}}$$

Por lo tanto :

$$i_1 = n^{2/3} i$$

Con lo que se demuestra que las pérdidas de carga aumentan en relación expotencial de los  $2/3$  con respecto al de una sola tubería; así por ejemplo : si tenemos 4 tuberías en lugar de una sola :

$$n = 4$$

$$i = 4^{2/3} i$$

$$i = 2,52 i$$

Luego la pérdida de carga para 4 tuberías, con la misma velocidad de agua que en la una, y para el mismo caudal, se tendrá 2,52 veces las pérdidas que se obtenga con la una; en cambio, el peso sería igual en los dos casos.

Esto demuestra la conveniencia, desde el punto de vista del mejor aprovechamiento de la energía, de reducir el número de tuberías y, bajo este aspecto, la solución óptima es instalar una sola tubería; pero esto tiene el inconveniente indicado ya, de la paralización de la central en caso de que se averíe la tubería.

Por las razones anotadas es preferente disponer tubería única en los casos en que se tenga poca potencia, o gran longitud de tubería; mientras se colocan varias tuberías en los saltos de gran altura, cuya parada total puede ocasionar grandes trastornos en el servicio.

Ahora para determinar las características de la tubería, atendiendo a las consideraciones económicas y técnicas, hay que fijar el número de tuberías que hay que colocar; conociendo el caudal total y, por lo tanto, el que corresponde a cada tu-

bería, hay que determinar el diámetro de ellas.

Generalmente el costo de la tubería representa un tanto por ciento bastante elevado del importé total de la instalación del salto.

Técnicamente conviene que la velocidad del agua sea escasa, y escasa también, por consiguiente, la pérdida de carga en la tubería. De esta manera resulta mayor el salto aprovechable, la potencia disponible y la capacidad de ingresos por su venta. Pero esta velocidad escasa, en cambio, requiere de aumento en el diámetro y en el espesor de la tubería y, por lo tanto, de su costo; entonces conviene equilibrar estas dos condiciones.

Para principiar a dimensionar la tubería hay que analizar la fórmula general que dará la capacidad de conducción en una tubería, y que es :

$$Q = v \Omega$$

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

Q = Caudal, en m<sup>3</sup>/seg.

v = Velocidad del agua en la tubería, en m/seg.

$\Omega$  = Área de la tubería, en m<sup>2</sup>

d = Diámetro de la tubería, en m.

Luego se ve perfectamente que se requiere conocer el caudal que llevará la tubería, luego la velocidad que tendrá en la misma y, por consiguiente, una área.



Al analizar el caudal, quiere decir que se habrá de determinar el número de tuberías, que llevarán todo el caudal necesario para el proyecto, que según lo mencionado anteriormente, en el presente caso, conviene colocar dos tuberías. Luego debemos analizar la velocidad con la que se irá el agua en la tubería y, como consecuencia, su área, que dará un diámetro.

Altas velocidades, con área pequeña resultante, dará costos bajos de tubería; pero resulta una alta pérdida de carga, disminuyendo la altura neta de carga, y, por consiguiente, la pérdida de potencia de la planta.

Puesto que un costo mínimo puede ser obtenido solamente a base de un sacrificio en la potencia de salida, y como la máxima salida puede ser obtenida solamente con un incremento en el costo, hay siempre, para cada proyecto, una dimensión de tubería que teóricamente puede dar la máxima economía.

Las velocidades que son admitidas en las tuberías, varía entre 2 y 6 m/seg. y en muchos casos, hasta 9 m/seg. Se ha llegado a fijar estos límites prácticos por las siguientes razones :

- 1- Velocidades menores a la mencionada requieren de diámetros grandes, lo que a su vez dará un alto costo.
- 2- Velocidades mayores son perjudiciales por :
  - a)- Producir grandes pérdidas de carga en la tubería.
  - b)- Disminuye la potencia de la planta.
  - c)- Causa mayores dificultades en los aparatos de regulación de las turbinas.

- d)- Pueden producir grandes elevaciones de presión por el golpe de ariete.
- e)- La pérdida de energía incrementa la turbulencia, produciendo torbellinos que resultan perjudiciales para el buen funcionamiento de las turbinas.

Por las razones anotadas, las casas productoras de tuberías, han determinado velocidades límites en las tuberías, que se pueden ver en los gráficos N° 21 y N° 33.

A más de considerar la velocidad, hay que analizar el área que se obtiene y por consiguiente su diámetro.

Lo que generalmente se hace es realizar un estudio económico para determinar el diámetro que nos dé una máxima economía. Esto se consigue cuando :

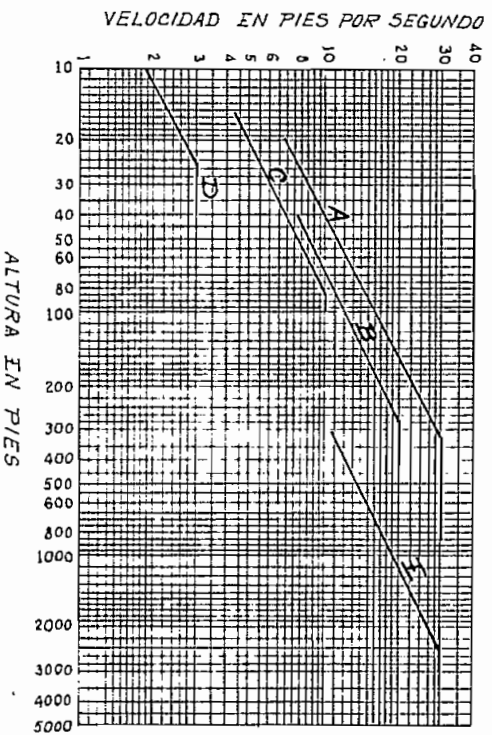
"La suma del valor de la energía anualmente perdida en rozamiento, más el interés anual y amortización del importe de la tubería instalada, fuesen un mínimo".

Para esta solución se puede recurrir a un gráfico, como se verá posteriormente.

En el presente proyecto se realizará el estudio económico que lleve a determinar los diámetros más económicos para los diferentes tramos que se considerarán; o sea que se obtendrá diferentes diámetros, consiguiendo así mayor economía.

Como el diámetro más económico es función de la altura, teóricamente convendría variar el diámetro de un modo continuo, lo que no resulta factible en la práctica, haciéndose necesario cambios de diámetro en las tuberías largas, por zonas fijas.

## GRAFICO N° 33



Curvas mostrando las velocidades permisibles del agua para los siguientes tipos de envoltura, en ruedas a reaccion y tuberías de entrada en ruedas de impulso.

- A = Espiral de hierro fundido o acero fundido.
- B = Espiral de planchas de acero.
- C = Espiral de concreto.
- D = Canal abierto.
- E = Turbina de impulso.

De esta manera se obtendrá una serie de tramos de diferentes diámetros de tubería. En el origen se obtendrá un diámetro mayor y al final un diámetro menor. Las pérdidas de carga que se obtengan de esta tubería "telescópica" sería igual al de una tubería que tendría un diámetro económico único.

No conviene exagerar la multiplicación de tubos de distintos diámetros, porque se aumenta el número de piezas especiales.

En las tuberías largas, al adoptar el diámetro económico en cada zona, se obtiene una economía del orden del 5 %.

A continuación se hará el estudio económico para determinar los diámetros más económicos, en base a los siguientes datos :

Se usarán 2 tuberías, con un caudal de  $2,5 \text{ m}^3/\text{seg}$ . cada una. Las zonas para un mismo diámetro se encuentran entre los bloques N° 0 y 3; 3 y 6; 6 y 7; 7 y 8. Esto se puede ver en el gráfico N° 29.

El estudio se iniciará poniendo los datos necesarios para el cálculo, que para facilidad y objetividad del problema, se pondrá en forma de cuadro, explicando en cada caso, la forma de obtención de los valores conseguidos.

Cuadro N° 1D. Para este cuadro se valdrá del gráfico N° 29.

La determinación de las zonas para un mismo diámetro se lo ha hecho de acuerdo al perfil del terreno y a

## CUADRO N° 1D

DIAMETRO	BLOQUE N°	COTA (m. s. n. m.)	DIFERENCIA DE ELEVACION (m).	ALTURA BRUTA (m.)	$p_{E+D}$ Kgr./cm <sup>2</sup>	LONGITUD PARCIAL INCLINADA (m).
D <sub>1</sub>	0	3129,7				
	1	3117,2				
	2	3089,8				
	3	3029,6	100,0	100,0	12,00	274,0
D <sub>2</sub>	4	2982,0				
	5	2943,7				
	6	2914,0	115,6	215,6	25,88	319,0
D <sub>3</sub>	7	2835,6	78,4	294,0	35,28	165,0
D <sub>4</sub>	8	2765,0	70,6	364,7	43,75	112,0

$p_{E+D}$  = Presión estática + Presión dinámica.

las localizaciones previas de los bloques de anclaje; pues los diámetros cambiarán inmediatamente después de cada bloque indicado.

Las presiones estáticas, más las dinámicas (columna  $P_E + D$ ), se ha elaborado considerando que existirá una elevación de presión del 20 % de la presión estática.

Cuadro N° 2D. Se ha elaborado este cuadro para tener a la mano todos los datos necesarios para el cálculo.

Como se tiene 2 tuberías idénticas, entonces los valores que se obtengan de este cálculo servirán para ambas tuberías.

La manera como se obtuvo este cuadro es la siguiente:

$$Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad D = 1,10 \text{ m.} \quad \Omega = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,21}{4} = 0,950 \text{ m}^2$$
$$v = \frac{Q}{\Omega} = \frac{2,50}{0,95} = 2,63 \text{ m/seg.} \quad \lambda = 0,01439 + \frac{0,00947}{1,622} = 0,01439 + 0,00583$$

$$\lambda = 0,02022$$

La fórmula para obtener el coeficiente de rugosidad  $\lambda$  ha sido determinada a base de ensayos realizados por Weisbach.

Cuadro N° 3D. Este cuadro se ha calculado a base de las fórmulas ya conocidas y en la forma siguiente :

Primeramente cave aclarar que para este cálculo solamente se han utilizado las pérdidas por rozamiento, puesto que son las mayores, para simplificar un tanto el cálculo, sin cometer

## CUADRO N° 2D

$Q$ $m^3/seg$	$D$ $m.$	$D^2$ $m^2$	$\Omega$ $m^2$	$v$ $m/seg.$	$v^2$ $m^2/seg^2$	$\sqrt{v}$ $(m/seg)^{1/2}$	$\lambda$ —
2,5	1,10	1,21	0,950	2,63	6,92	1,622	0,02022
2,5	1,15	1,32	1,036	2,41	5,81	1,552	0,02049
2,5	1,20	1,44	1,130	2,21	4,88	1,487	0,02075
2,5	1,25	1,56	1,225	2,04	4,16	1,428	0,02102
2,5	1,30	1,69	1,327	1,88	3,53	1,371	0,02129
2,5	1,35	1,82	1,429	1,75	3,06	1,323	0,02154
2,5	1,40	1,96	1,539	1,62	2,62	1,273	0,02182
2,5	1,45	2,10	1,649	1,52	2,31	1,233	0,02207
2,5	1,50	2,25	1,766	1,42	2,02	1,190	0,02235
2,5	1,55	2,40	1,884	1,33	1,77	1,150	0,02262

$Q$  = Caudal de una tubería..  $D$  = Diámetro interno de la tubería.  $\Omega$  = Area de la tubería..  
 $V$  = Velocidad del agua en la tubería.  $\lambda$  = Coeficiente de rugosidad de la tubería..

$$\Omega = \frac{\pi D^2}{4} \quad v = \frac{Q}{\Omega} \quad \lambda = 0,01439 + \frac{0,00947}{\sqrt{v}}$$

# CUADRO N° 3D

Q (m <sup>3</sup> /seg.)	D (m.)	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	v (m/seg.)	hw. (m.)	P <sub>p</sub> . (Kwh.)	P <sub>p</sub> . (\$)	Costo tubería (\$)	Anualidad (\$)
<b>1er TRAMO : <math>\ell = 274</math> m.    H<sub>b</sub> = 100 m.    p<sub>e+d</sub> = 12 Kgr/cm<sup>2</sup>    <math>\sigma = 1100</math> Kgr/cm<sup>2</sup></b>								
2,5	1,25	1,225	2,04	0,956	157 023,0	47 106,90	507 183,10	47 512,90
<del>2,5</del>	<del>1,30</del>	<del>1,327</del>	<del>1,88</del>	<del>0,792</del>	<del>130 086,0</del>	<del>39 025,80</del>	<del>549 448,40</del>	<del>51 418,30</del>
2,5	1,35	1,429	1,75	0,669	109 883,3	32 965,00	591 713,70	55 431,70
2,5	1,40	1,539	1,62	0,559	91 815,8	27 544,70	637 230,10	59 695,70
2,5	1,45	1,649	1,52	0,482	79 168,5	23 750,60	682 746,50	63 959,70
<b>2do TRAMO : <math>\ell = 319</math> m.    H<sub>b</sub> = 215,6 m.    p<sub>e+d</sub> = 25,88 Kgr/cm<sup>2</sup>    <math>\sigma = 1100</math> Kgr/cm<sup>2</sup></b>								
2,5	1,10	0,950	2,63	2,029	333 263,3	99 979,00	987 751,60	92 532,60
2,5	1,15	1,036	2,41	1,649	270 848,3	81 254,50	1 077 547,20	100 944,60
2,5	1,20	1,130	2,21	1,343	220 587,8	66 176,30	1 175 506,00	110 121,40
<del>2,5</del>	<del>1,25</del>	<del>1,225</del>	<del>2,04</del>	<del>1,113</del>	<del>182 810,3</del>	<del>54 843,10</del>	<del>1 273 464,80</del>	<del>119 298,20</del>
2,5	1,30	1,327	1,88	0,922	151 438,5	45 431,60	1 379 586,90	129 239,70
2,5	1,35	1,429	1,75	0,778	127 786,5	38 336,00	1 485 709,00	139 181,20
<b>3er TRAMO : <math>\ell = 165</math> m.    H<sub>b</sub> = 294 m.    p<sub>e+d</sub> = 35,28 Kgr/cm<sup>2</sup>    <math>\sigma = 1100</math> Kgr/cm<sup>2</sup></b>								
2,5	1,10	0,950	2,63	1,049	172 298,30	51 689,50	696 476,40	65 245,90
2,5	1,15	1,036	2,41	0,853	140 105,30	42 031,60	759 792,40	71 177,40
<del>2,5</del>	<del>1,20</del>	<del>1,130</del>	<del>2,21</del>	<del>0,695</del>	<del>114 153,80</del>	<del>34 246,10</del>	<del>828 864,40</del>	<del>61 648,00</del>
2,5	1,25	1,225	2,04	0,576	94 608,00	28 382,40	897 936,50	84 118,70
2,5	1,30	1,327	1,88	0,477	78 347,30	23 504,20	972 764,50	91 128,60
2,5	1,35	1,429	1,75	0,403	66 192,80	19 857,80	1 047 592,50	98 138,50
<b>4to TRAMO : <math>\ell = 112</math> m.    H<sub>b</sub> = 364,7 m.    p<sub>e+d</sub> = 43,75 Kgr/cm<sup>2</sup>    <math>\sigma = 1100</math> Kgr/cm<sup>2</sup></b>								
2,5	1,10	0,950	2,63	0,712	116 946,00	35 083,80	586 259,50	54 920,80
<del>2,5</del>	<del>1,15</del>	<del>1,036</del>	<del>2,41</del>	<del>0,579</del>	<del>95 100,80</del>	<del>28 530,20</del>	<del>639 553,80</del>	<del>59 973,60</del>
2,5	1,20	1,130	2,21	0,472	77 526,00	23 257,80	697 697,30	65 360,30
2,5	1,25	1,225	2,04	0,391	64 221,80	19 266,50	755 838,70	70 807,00
2,5	1,30	1,327	1,88	0,324	53 217,00	15 965,10	818 825,30	76 707,60
2,5	1,35	1,429	1,75	0,273	44 840,30	13 452,10	881 811,80	82 608,10
F.T.M. hw = pérdidas de carga por rozamiento, en m.    P <sub>p</sub> = pérdida de potencia, en Kwh y Sucre.								



errores de alguna magnitud.

Luego se conoce que para calcular las pérdidas de carga por rozamiento se tiene la fórmula :

$$h_w = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g}$$

Donde :

$\lambda$  = Coeficiente de rugocidad(ya indicado antes).

L = Longitud de la tubería, en m.

D = Diámetro interno, en m.

v = Velocidad de agua en el tramo, en m/seg.

g = Gravedad, en m/seg.

Ahora calculando para cada uno de los diámetros, a base del cuadro anterior, se tendrá :

$$h_w 1,10 = \frac{0,02022 \times 6,92}{1,10 \times 19,56} L = 0,00636 L$$

$$h_w 1,15 = \frac{0,02049 \times 5,81}{1,15 \times 19,56} L = 0,00517 L$$

$$h_w 1,20 = \frac{0,02075 \times 4,88}{1,20 \times 19,56} L = 0,00421 L$$

$$h_w 1,25 = \frac{0,02102 \times 4,16}{1,25 \times 19,56} L = 0,00349 L$$

$$h_w 1,30 = \frac{0,02129 \times 3,53}{1,30 \times 19,56} L = 0,00289 L$$

$$h_w 1,35 = \frac{0,02154 \times 3,06}{1,35 \times 19,56} L = 0,00244 L$$

$$h_w 1,40 = \frac{0,02182 \times 2,62}{1,40 \times 19,56} L = 0,00204 L$$

$$h_w 1,45 = \frac{0,02207 \times 2,31}{1,45 \times 19,56} L = 0,00176 L$$

$$h_w 1,50 = \frac{0,02235 \times 2,02}{1,50 \times 19,56} L = 0,00150 L$$

$$h_w 1,55 = \frac{0,02262 \times 1,77}{1,55 \times 19,56} L = 0,00129 L$$

Con lo cual se puede calcular toda la columna de  $h_w$ .

Ej :  $L = 274$  m.       $D = 1,10$  m.

$$h_w 1,25 = 0,00349 \times 274 = 0,956 \text{ m.}$$

Para calcular la columna de las pérdidas de potencia ( $P_p$ ) en Kwh hay que considerar la condición más desventajosa que puede sucederse, y es cuando trabaje la tubería durante todo un año y a plena carga.

Se conoce que la potencia de la tubería y del generador son :

$$N_T = \frac{1.000 Q H}{75} \eta_T$$

Donde :

$N_T$  = Potencia de la turbina, en H P.

$Q$  = Caudal, en  $m^3/\text{seg}$ .

$H$  = Altura de caída, en m.

$\eta_T$  = Rendimiento de la turbina = 0,83.

$$N_G = N_T \times 0,763 \times \eta_G$$

$N_G$  = Potencia del generador, en Kw.

$\eta_G$  = Rendimiento del generador = 0,92

Luego :

$$\begin{aligned} N_G &= \frac{1.000 \text{ Q H}}{75} \eta_T \times 0,763 \times \eta_G = \\ &= \frac{0,736 \times 0,83 \times 0,92 \times 1.000}{75} \text{ Q H} \sim 7,5 \text{ Q H} \end{aligned}$$

Y la potencia perdida por consiguiente, será :

$$P_p = 7,5 \text{ Q h}_w$$

Que en el año valdrá :

$$P_p = 7,5 \text{ Q H} \times 8760 = 7,5 \times 2,5 \times 8760 \text{ h}_w$$

$$P_p = 164.250 \text{ h}_w$$

Ej. :  $D = 1,25 \text{ m.}$        $L = 274 \text{ m.}$

$$P_p = 164.250 \times 0,956 = 157.023,0 \text{ Kwh}$$

Ahora, si se acepta que el costo del Kwh es de \$/ 0,30, las pérdidas de energía mencionada representará un costo que se pierde al año de :

$$P_p (\text{ \$/ } ) = P_p \times 0,30$$

Para obtener el costo de la tubería se partirá del dato que se conoce, y que es : \$/ 8.000 la tonelada de tubería soldada con sus accesorios.

Entonces primeramente se saca el peso de la tubería:

$$P = \pi D e \rho l$$

Pero como :

$$e = \frac{p D}{2 \sigma 0,9}$$

$$P = \pi D \frac{p D}{1,8 \sigma} \mu l = \frac{\pi D^2 p \mu l}{1,8 \sigma}$$

En donde :

P = Peso de la tubería, en Tn.

D = Diámetro, en m.

e = Espesor, en m.

$\mu$  = Peso específico del material usado, en Kgr/cm<sup>3</sup>.

l = Longitud de la tubería, en m.

p = Presión estática, más presión dinámica, en Kgr/cm<sup>2</sup>.

(Se considera un 20 % de elevación de presión).

$\sigma$  = Coeficiente de trabajo del material usado.

0,9 = Valor de la eficiencia de la unión de la tubería soldada.

Si sabemos que :

$$\pi = 3,14 \quad \mu = 7,8 \text{ Tn/m}^3 \quad \sigma = 1.100 \text{ kgr/cm}^2$$

$$P = \frac{3,14 \times 7,8 (p l)}{1,8 \times 1.100} D^2 = \frac{24,49}{1.198} (p l) D^2$$

$$P = 0,01236 (p l) D^2$$

Y el costo de la tubería será por lo mismo :

$$\begin{aligned} \text{Costo tubería} &= 0,01236 (p l) D^2 \times 8.000 \\ &= 98,88 (p l) D^2 \end{aligned}$$

Ej : En el primer tramo :

$$l = 274 \text{ m.} \quad p = 12 \text{ Kgr/cm}^2 \quad D = 1,25 \text{ m.}$$

$$(p l) = ( 12 \times 274 ) = (3.288)$$

$$\begin{aligned} \text{Costo tubería} &= 98,88 (3.288) 1,25^2 = \\ &= 98,88 \times 3.288 \times 1,56 = \text{\$/ } 507.183,10 \end{aligned}$$

El correspondiente valor de la anualidad a pagarse, contemplando un interés del 8 % y a 25 años plazo, será de :

$$a = \frac{C \cdot r ( 1 + r )^t}{( 1 + r )^t - 1}$$

En donde :

a = Anualidad a pagarse, en sucres.

C = Capital, en sucres.

r = Interés anual = 8 %

t = Tiempo de plazo = 25 años.

Luego :

$$( 1 + r )^t = ( 1 + 0,08 )^{25} = 1,08^{25} = 6,8485$$

$$a = \frac{0,08 ( 6,8485 )}{6,8485 - 1} C = \frac{0,54788}{5,8485} C = 0,09368 C$$

Ej : 1° tramo = l = 274 m.      p = 12 Kgr/cm<sup>2</sup>      D = 1,25 m.

$$a = 0,09368 C = 0,09368 \times 507.183,10 = \text{\$/ } 47.512,90$$

Ahora, a base del cuadro que se ha obtenido se dibujarán las respectivas curvas, para así conocer el diámetro económico para cada tramo, y que se puede ver en los gráficos N° 34, 35, 36 y 37.

CALCULO DE LOS DIAMETROS MAS ECONOMICOS

GRAFICO N° 34

1<sup>er</sup> TRAMO

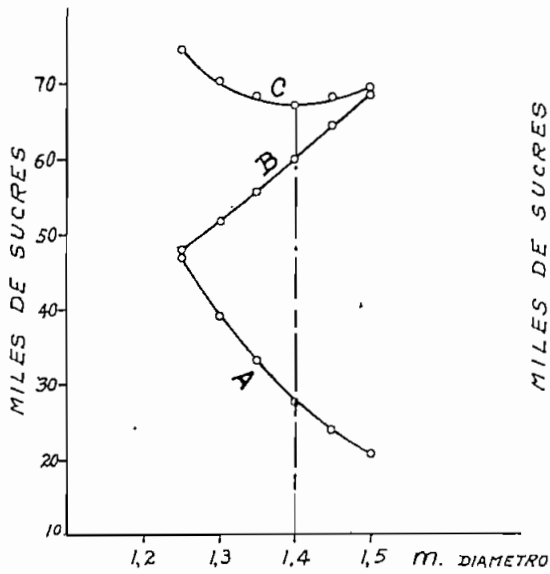


GRAFICO N° 35

2<sup>do</sup> TRAMO

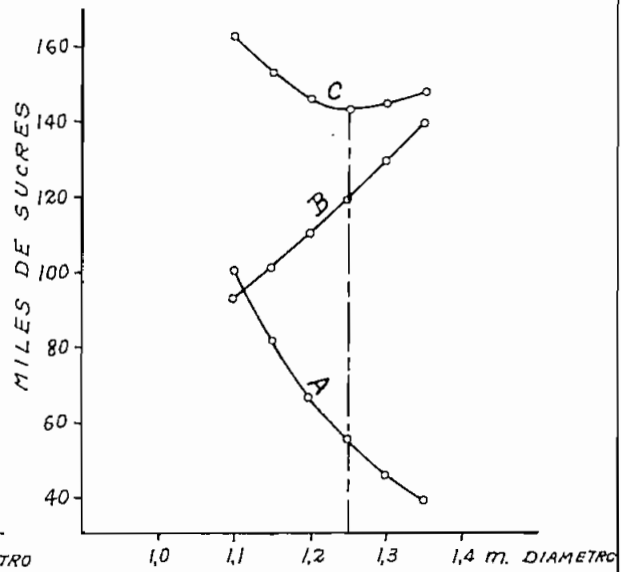


GRAFICO N° 36

3<sup>er</sup> TRAMO

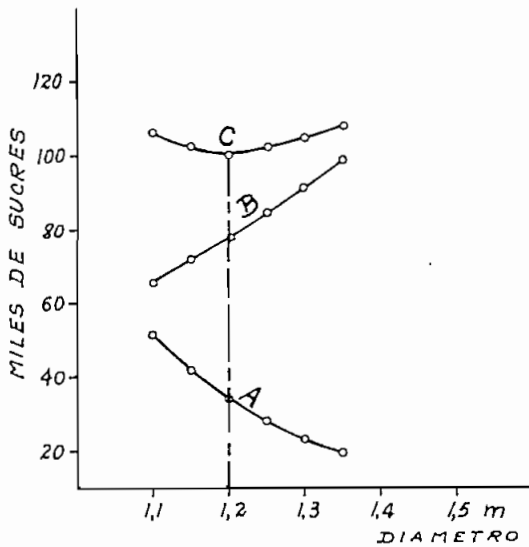
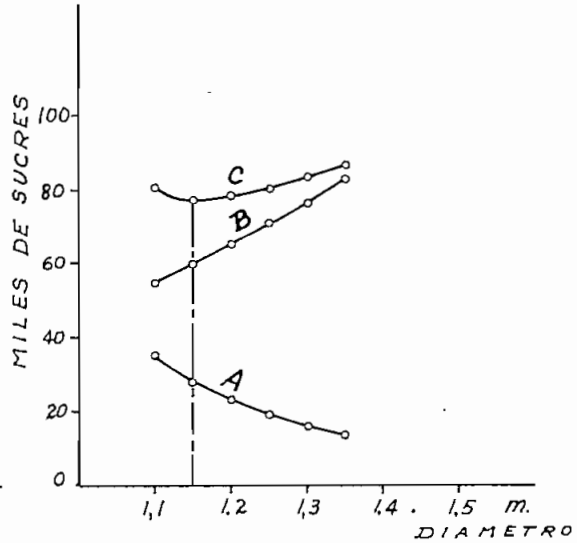


GRAFICO N° 37

4<sup>to</sup> TRAMO



A = Pérdidas anuales por rozamiento B = Desembolso anual C = A+B

Observando los gráficos ya mencionados se deduce que los diámetros económicos para los diferentes tramos, son como sigue :

1° tramo :	diámetro económico :	1,40 m.
2° " :	" " :	1,25 m.
3° " :	" " :	1,20 m.
4° " :	" " :	1,15 m.

Pero se notará que el cambio de diámetros del primer tramo al 2° tramo, es de 15 cm. y no como sucede en los otros tramos, que simplemente varía en 5 cm.; luego en el primer tramo se aleja de lo que se ha obtenido en el cálculo y simplemente se colocará un diámetro que varíe en 5 cm. con el diámetro siguiente, como sucede en los demás tramos, y con lo cual no se tendrá mayor incremento de las pérdidas, y tampoco afectará mayormente al proyecto.

Luego de esta aclaración la tubería se diseñará con los siguientes diámetros :

1° tramo :	diámetro	1,30 m.
2° " :	"	1,25 m.
3° " :	"	1,20 m.
4° " :	"	1,15 m.

Cuadro N° 4D.

Ahora, como ya se conoce los diámetros para cada tramo, se puede determinar exactamente las elevaciones de presión que existirá en cada cambio de diámetro, o en cualquier punto de la tubería.

Inmediatamente se elaborará un cuadro, en el cual se halla las elevaciones de presión en los puntos de cambio de diá-

## CUADRO N° 4D

$Q$ $m^3/\text{seg}$	$D$ $m$	$v$ $m/\text{seg}$	$l$ $m$	$h'$ $m$	$h$ $m$	$P_E$ $\text{Kgr}/\text{cm}^2$	$P_{E+D}$ $\text{Kgr}/\text{cm}^2$
2,50	1,30	1,88	274,00	17,17	17,17	10,00	11,72
2,50	1,25	2,04	319,00	21,69	38,86	21,56	25,45
2,50	1,20	2,21	165,00	12,16	51,02	29,40	34,50
2,50	1,15	2,41	112,00	9,00	60,02	36,47	42,47

$P_E$  = presión estática, en  $\text{Kgr}/\text{cm}^2$ .

$P_{E+D}$  = presión estática más presión dinámica, en  $\text{Kgr}/\text{cm}^2$ .

$h'$  = elevación de presión, en  $m$ , que se calcula a base de la fórmula ya mencionada anteriormente:

$$h' = \frac{2 L v}{g T}$$



metro y por consiguiente su presión estática, más la presión dinámica (  $p_E + D$  ), en esos puntos.

Este cuadro está calculado a base de que el tiempo de cierre de admisión del agua, será de 6 segundos.

$$\text{Ej : } Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad D = 1,30 \text{ m.}$$

$$v = 1,88 \text{ m.} \quad l = 274 \text{ m.}$$

$$h' = \frac{2 L v}{g T} = \frac{2 \times 274 \times 1,88}{9,78 \times 6} = \frac{1.030,24}{58,68}$$

$$h' = 17,17 \text{ m.}$$

Este cuadro se halla representado en el gráfico N° 38.

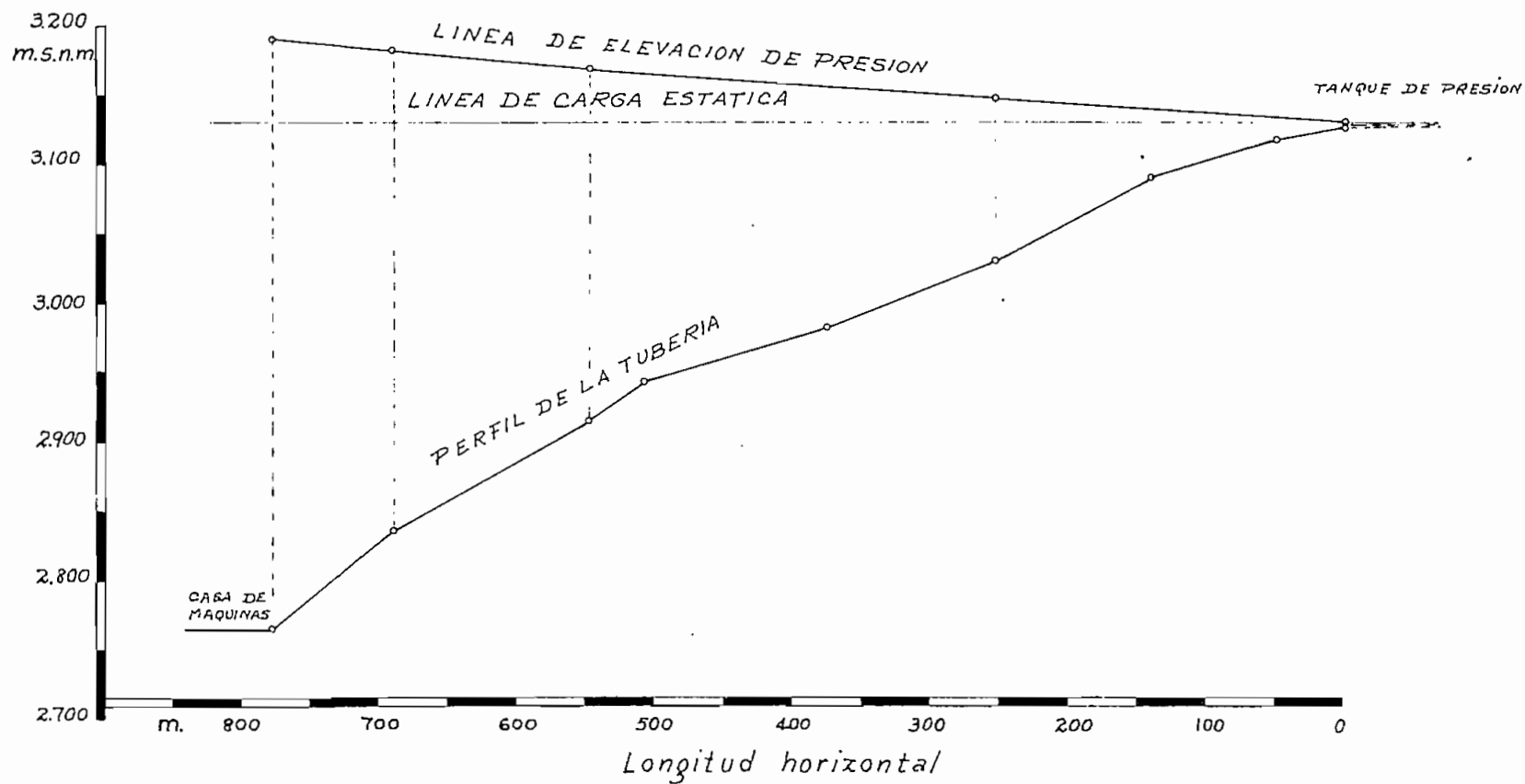
#### E.- PERDIDAS DE CARGA.

Todo volumen de agua que se encuentra en cierta posición elevada tiene una energía potencial con respecto a cierto nivel inferior al que el agua pueda conducirse. Pero esta energía mencionada no puede ser aprovechada por completo, ya que en la conducción y en el desague de dicho volumen de agua se originan pérdidas, que hay que reducir de la energía potencial, para obtener la energía verdaderamente aprovechable.

La suma total de todas las pérdidas que pueden suceder en una instalación bien concebida y ejecutada, debe ser mucho menor al 10 %: Pero en muchos casos se puede llegar a tener hasta un 20 %.

De acuerdo a la importancia y al costo de una instalación se deberá aceptar un cierto porcentaje de pérdidas como máximo.

# GRAFICO N° 38



Las pérdidas que se pueden encontrar a partir del nivel de agua en el tanque de presión, son :

- 1- Pérdidas en las rejillas.
- 2- Pérdidas en la entrada de agua en la tubería.
- 3- Pérdidas por rozamiento a lo largo de ella.
- 4- Pérdidas por desviación en los codos y curvas.
- 5- Pérdidas en los cambios de sección.
- 6- Pérdidas en las llaves o válvulas.
- 7- Pérdidas en las bifurcaciones.

A continuación analizaranse cada una de estas pérdidas.

1- Pérdidas en las rejillas.

Las pérdidas en las rejillas se producen, principalmente por la contracción que sufre el agua al paso por ellas, luego existe una disminución de sección por material que se deposita entre las rejillas, produciéndose las pérdidas, tanto por rozamiento, como por remolinos.

Para encontrar las pérdidas totales que se producen al paso del agua por las rejillas, el Ingeniero O. Kirschmer, a base de sus propias experiencias, ha llegado a elaborar su fórmula, que dice :

$$hr = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \text{ sen } \alpha$$

- En donde :
- hr = Pérdidas en las rejillas, en m.
  - v = Velocidad de los filetes líquidos antes de la rejilla, en m/seg.
  - s = Espesor de las pletinas de la rejilla, en mm.
  - b = Separación entre pletinas, en mm.
  - $\alpha$  = Angulo que forma la rejilla con el plano horizontal.

$g$  = Aceleración, en  $m/seg^2$ .

$\beta$  = Coeficiente que varía según la forma de las pletinas (para el presente caso, que tiene forma rectangular, el valor de  $\beta = 2,42$  ).

## 2- Pérdidas a la entrada de la tubería.

Estas pérdidas se producen por dos causas :

- a)- Por la creación de la velocidad necesaria para el paso del caudal por la sección de entrada de la tubería.
- b)- Por roce de los filetes líquidos, al dirigirse éstos a la embocadura y por contracción en ella, de la vena líquida.

Ahora, se analizan estas causas :

a)- Suponiendo que la velocidad en el tanque de presión es despreciable y llamando  $v$  a la velocidad en la entrada de la tubería, la carga necesaria para producir esta velocidad, será :

$$h_c = \frac{v^2}{2g}$$

En donde :  $h_c$  = Pérdida de carga para creación de velocidad, en m.

$v$  = Velocidad del agua a la entrada de la tubería, en  $m/seg$ .

La velocidad, en la práctica usual, para que la pérdida de carga por rozamiento en la tubería se mantenga dentro de las cifras moderadas, así como también el golpe de ariete y por circunstancias de buen funcionamiento del regulador de la turbina, debe oscilar entre los valores de 1,20 y 4,0  $m/seg$ . La pérdida de carga,

por consiguiente, para estos límites de velocidad, estará entonces entre : 0,07 y 0,8 metros.

b)- Esta pérdida se produce principalmente por la contracción que sufre el agua al pasar del tanque de presión, que tiene una gran área, a la tubería que generalmente es un tanto reducida.

Para explicar, se supondrá tener una sección de tubería  $S$ , en la cual la sección de la vena líquida será de  $cS$ , siendo  $c$  un valor menor que la unidad y que representa la reducción de área que tendrá la vena líquida, que dependerá de la forma de la embocadura. La velocidad en la sección normal de la embocadura  $v$  y la de la sección contraída  $\frac{v}{c}$ , con la cual se obtendrá una pérdida de :

$$h_e = \frac{1}{2g} \left( \frac{v^2}{c^2} - v^2 \right) = \frac{v^2}{2g} \left( \frac{1}{c^2} - 1 \right)$$

En donde :

$h_e$  = Pérdida en la embocadura, en m.

$v$  = Velocidad del agua a la entrada de la tubería, en m/seg.

$c$  = Coeficiente de contracción

Al sumar esta pérdida con la anterior, para obtener la pérdida total a la entrada de la tubería ( $h_1$ ), se tendrá :

$$h_1 = h_c + h_e = \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{2g} \left( \frac{1}{c^2} - 1 \right)$$

$$h_1 = \frac{v^2}{2g} \frac{1}{c^2} = \frac{v^2}{2gc^2}$$

En donde :

$h_1$  = Pérdida total a la entrada de la tubería, en m.

$v$  = Velocidad del agua a la entrada de la tubería, en m/seg.

$c$  = Coeficiente de contracción, que vale según la clase de embocadura. En el gráfico N° 39 se encuentran los valores para las diferentes embocaduras.

Estas variaciones de los valores demuestra la importancia de abocinar la embocadura.

Por lo general, y como término medio, se suele tomar la pérdida total, debido a la entrada, así :

$$h_1 = 1,5 \frac{v^2}{2g}$$

Como ya se indicó anteriormente, para disminuir en lo posible esta pérdida, la embocadura debe ser siempre abocinada, y el diámetro de este abocinamiento suele ser de 1,2 a 1,5 veces el diámetro de la tubería; o sea un 20 a un 50 % de aumento en diámetro.

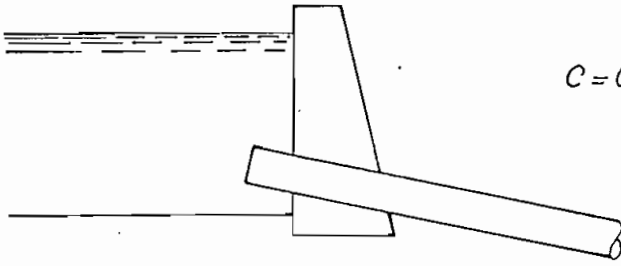
### 3- Pérdidas por rozamiento.

Esta pérdida es mucho más importante que las demás y, por ello, muchas veces la única que se tiene en cuenta.

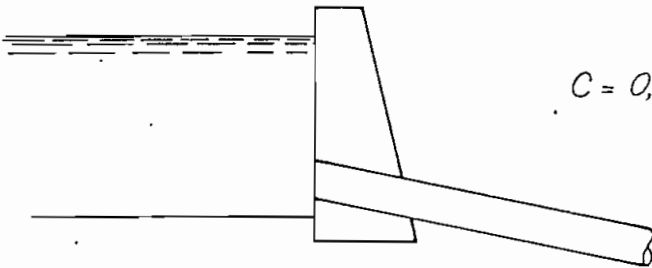
Existen numerosas fórmulas para hallar esta pérdida. Simplemente se citará algunas de ellas, en forma de ilustración, ya que para el cálculo se usará solamente una, que es :

$$h_2 = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

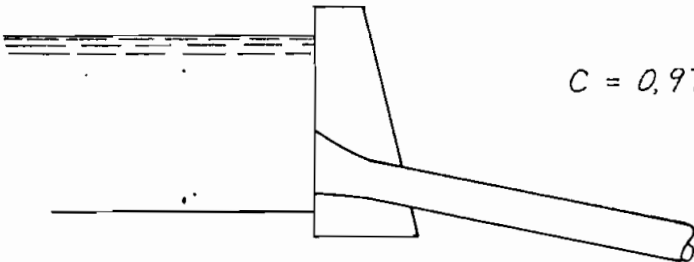
GRAFICO N° 39



$$C = 0,72 \quad 1/C^2 = 1,929$$



$$C = 0,82 \quad 1/C^2 = 1,487$$



$$C = 0,97 \quad 1/C^2 = 1,063$$

En donde:

$h_2$  = Pérdidas de carga por rozamiento, en m.

$\lambda$  = Coeficiente de rugosidad.

L = Longitud de la tubería, en m.

D = Diámetro interno, en m.

v = Velocidad media del agua en el tramo en consideración, en m/seg.

g = Gravedad, en  $m/seg^2$ .

A su vez, el valor del coeficiente de rugosidad, a base de la fórmula de Weisbach, se obtiene :

$$\lambda = 0,01439 + \frac{0,00947}{v}$$

Fórmula de Darcy :

$$\frac{D \cdot i}{4} = \left( \alpha + \frac{\beta}{D} \right) v^2$$

Siendo :

$\alpha = 0,000507$  y  $\beta = 0,00001294$  para tubos usados; en tubos nuevos, los valores de estos coeficientes, se reducen a la mitad.

Fórmula de Sonier :

$$i = 0,00132 \frac{v^2}{D^{1,3}}$$

O también :

$$h = 0,00214 \frac{L Q^2}{D^{5,3}}$$

Fórmula de Bazin :

$$v = c \sqrt{Ri} \quad c = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \mu}$$



O también :

$$v = \frac{87 \sqrt{R}}{\sqrt{R} + \mu} \sqrt{Ri}$$

En donde  $i$  son las pendientes piezométricas, o pérdidas de carga por metro.

Para una longitud de tubo  $L$ , la pérdida será :

$$h = L i = \frac{v^2 L}{c^2 R}$$

Pero como en los tubos (sección circular)  $R = \frac{D}{4}$

$$h = \frac{4v^2 L}{c^2 D}$$

Que también puede ponerse :

$$h = \frac{8g}{c^2} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Es decir, en forma análoga a la expresión dada primero, en la que :

$$\lambda = \frac{8g}{c^2}$$

Fórmula de Kutter :

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{Ri}$$

Existen muchas más; pero se ha indicado las más usadas, en las cuales sus significados son :

$h$  = Pérdidas de carga, en m.

$i$  = Pendiente piezométrica, o pérdida de carga, por metro de longitud.

$\alpha$  = Coeficiente.

$\beta$  = Coeficiente.

$D$  = Diámetro de la tubería, en m.

$v$  = Velocidad media del agua en el tramo en consideración, en m/seg.

$L$  = Longitud del tramo de tubería en consideración.

$c$  = Coeficiente.

$R$  = Radio hidráulico, en m.

$\mu$  = Coeficiente.

$g$  = Gravedad, en  $M/seg.^2$ .

$b$  = Coeficiente.

#### 4- Pérdidas por desviación en los codos y curvas.

Cuando una vena líquida llega a un codo, las partículas, en virtud de su inercia, tienden a conservar su dirección. Las que están próximas a las paredes interiores del ángulo se separan de ellas, contrayendo la sección eficaz del paso de agua y creando una zona de remolinos. Esta perturbación no cesa al pasar el codo, sino que se conserva en algún trayecto siguiente a él.

Fenómeno análogo sucede en las curvas.

No existe experimentos suficientes para deducir una fórmula de garantía que dé dicha pérdida, especialmente en tuberías de gran diámetro. La mayor parte de experimentos realizados, lo han sido hechos en tuberías de pequeño diámetro.

Otra perturbación en las curvas de las tuberías es debido a que, al ser las velocidades mayores en el centro, que en el contacto con las paredes, la fuerza centrífuga también será mayor, con lo que se incrementará la presión hacia la pared exterior de la curva, obligando a desplazarse el agua lateralmente,

produciéndose un doble movimiento helicoidal, con la consiguiente pérdida de energía.

Weisbach dió la fórmula siguiente :

$$h_3 = K \frac{v^2}{2g} \frac{b}{90^\circ}$$

En donde :

$h_3$  = Pérdida de carga en los codos, en m.

K = Coeficiente.

b = Angulo que abarca la curvatura del tubo, en grados.

El valor del coeficiente K para tubos circulares vale :

$$K = 0,131 + 1,848 \left( \frac{r}{\rho} \right)^{7/2}$$

Siendo r el radio del tubo y  $\rho$  el radio de curvatura del codo.

Para :

$\frac{r}{\rho} =$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
K =	0,138	0,206	0,440	0,977	1,979

Saint Venant propone la siguiente fórmula :

$$h_3 = 0,096 \frac{l}{\rho} \sqrt{\frac{d}{\rho}} \frac{v^2}{2g}$$

En donde l es la longitud del desarrollo en el eje del codo, y d el diámetro del tubo.

Existen otros autores que dan también sus fórmulas, las cuales dan otros resultados, por la variedad de constantes que han obtenido de sus experiencias.

De todas las experiencias se ha deducido que el mínimo de pérdidas parece ocurrir cuando  $\rho = 5 d$ . Cuando el valor de  $\rho$  es mayor o menor, las pérdidas aumentan.

Para codos bruscos, Weisbach, ha dado también la fórmula :

$$h_3 = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{en donde :}$$

$$K = \left( 0,9457 \operatorname{sen}^2 \frac{W}{2} + 2,047 \operatorname{sen}^4 \frac{W}{2} \right)$$

En la cual  $W$  es el ángulo que forman las dos alineaciones. El valor de la constante vale :

W	20°	40°	60°	80°	100°	120°	140°
K	0,046	0,139	0,364	0,74	1,26	1,861	2,481

#### 5- Pérdidas en los cambios de sección.

Cuando la sección de un tubo cambia bruscamente, hay una cierta pérdida de carga, debido a los choques y remolinos, que producen calor.

Si la sección varía gradualmente, la pérdida de carga disminuye y por ello conviene que todos los cambios de sección se hagan en la mayor longitud posible.

En este caso se producen dos modalidades :

a)- Cuando se produce un ensanchamiento brusco, y

b)- Cuando se produce un estrechamiento brusco.

a)- La pérdida de carga que se sucede es de :

$$h_4 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

En que  $v_2$  es la velocidad en la sección mayor, y  $v_1$  en la menor.

Cuando el aumento de la sección es gradual, el autor Etchverry indica que la pérdida es :

$$h_4 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \cdot \operatorname{sen} \frac{\theta}{2}$$

Siendo  $\theta$  el ángulo de abocinamiento con el eje.

Se sabe por el teorema de Bernouilli que entre dos puntos de un filete líquido, en régimen normal, y prescindiendo de las pérdidas de carga, la suma de la altura sobre un mismo plano de comparación, más la altura debido a la presión, más la correspondiente a la velocidad, es constante.

Tomando como plano de comparación el que pasa por la sección ensanchada, y como la sección contigua estrecha ésta a distancia cero, la altura sobre el plano de comparación, es en los dos casos cero; luego, llamando  $p_2$  a la altura debido a la presión en la sección ensanchada y  $p_1$  la misma altura en la sección estrecha, y sin considerar la carga, se tendrá :

$$p_2 + \frac{v_2^2}{2g} = p_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

En donde :

$$p_2 = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + p_1$$

Ahora, considerando la pérdida de carga en el paso de la una sección a la otra, resultará que la altura de presión en la sección ensanchada, será :

$$p_2 = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + p_1 - \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$$

El primer término es el debido al incremento neto de la presión por disminución de la velocidad, y el tercero es la pérdida de carga por remolinos, que no se puede recuperar.

b)- Cuando la sección disminuye bruscamente y pasa de una sección de  $A_1$  a otra  $A_2$ , la pérdida de carga, según Creager, es :

$$h_4 = n \frac{v_2^2}{2g}$$

En la que  $n$  es un coeficiente práctico y  $v_2$  es la velocidad en la sección estrecha.

Weisbach también propone la fórmula :

$$h_4 = \frac{v_2^2}{2g} K \left( 1 - \frac{A_2}{A_1} \right)^2$$

En donde se tiene :

$\frac{A_2}{A_1}$	0,20	0,4	0,6	0,80	1,00
-------------------	------	-----	-----	------	------

Según Creager :

$n$	0,35	0,275	0,195	0,80	0,00
-----	------	-------	-------	------	------

Según Weisbach :

$K$	0,42	0,332	0,226	0,11	0,00
-----	------	-------	-------	------	------

Y en este caso la altura de presión neta será :

$$p_1 = p_2 - h_4 - \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

Y como :

$$h_4 = n \frac{v_2^2}{2g}$$

Tendremos :

$$p_1 = p_2 + \frac{v_2^2 (1 - n) - v_1^2}{2g}$$

Este segundo caso es el que se sucede en las tuberías de centrales hidráulicas.

6- Pérdidas de carga en las llaves o válvulas.

Se producen debido a las aperturas parciales, por expansión de la vena líquida.

Los resultados que se obtienen en una cierta llave difícilmente puede aplicarse a otra.

La pérdida de carga es :

$$h_5 = K \frac{v^2}{2g}$$

En donde :  $v$  es la velocidad en el tubo.

El coeficiente  $K$  varía según las clases de llaves o válvulas que se usen y es así como tendrarse :

El valor de  $K$  , según Weisbach, para válvula rectangular :

Gráfico N° 40, letra A.

$\frac{d}{D}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
K	44,5	8,12	2,08	0,39	0,0

Para válvula circular, gráfico N° 40, letra B :

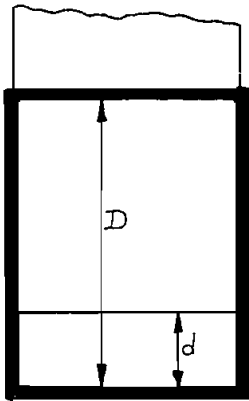
$\frac{d}{D}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
K	48	4,4	1,1	0,19	0,0

Para válvula cilíndrica, gráfico N° 40, letra C :

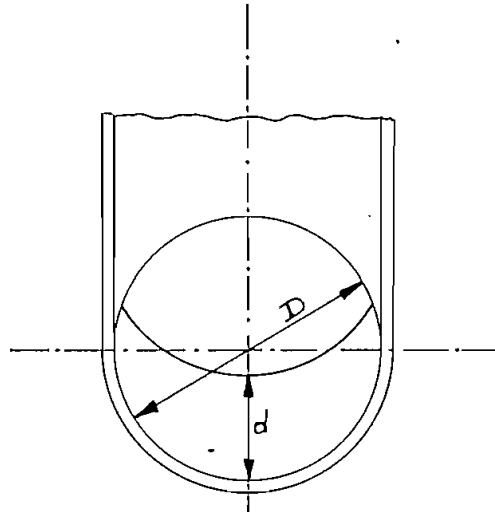
En donde: es el ángulo de giro de la válvula :

	10°	20°	30°	40°	50°	60°
K	0,29	1,56	5,47	17,3	52,6	206

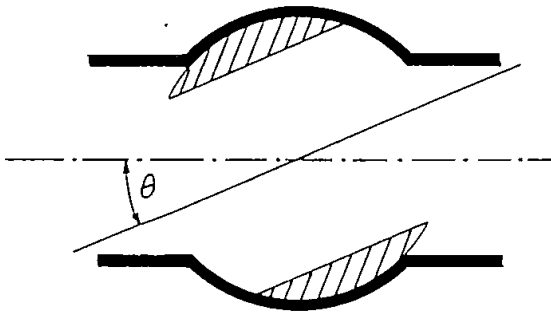
GRAFICO N° 40



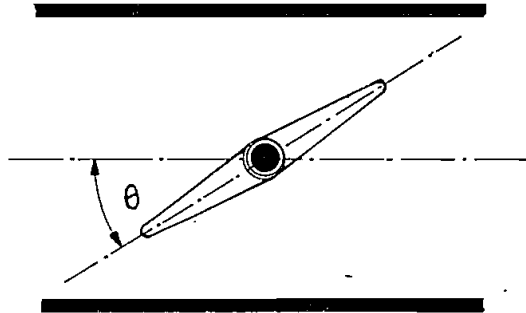
A



B



C



D



Para válvula mariposa, gráfico N° 40, letra D :

	10°	30°	50°	70°	90°
K	0,52	3,9	32,6	751	

Según E. A. Dow's, en sus experimentos en llaves mariposas, ha encontrado que el valor de K vale :

$$K = \frac{t}{d}$$

Siendo t el espesor del disco, y d el diámetro de la válvula.

#### 7- Pérdidas de carga en bifurcaciones.

En estas pérdidas, al igual que las pérdidas que se suceden en las embocaduras, tiene un término correspondiente a la creación de velocidad :

$$\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

Y otro sumando referente a la contracción y que depende de la forma de la bifurcación :

$$K \frac{v_1^2}{2g}$$

Luego la pérdida total será :

$$h_G = K \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

Al calcular estas pérdidas en las bifurcaciones se debe tomar en cuenta : el ángulo  $\delta$  que forma la bifurcación con el tubo principal, el diámetro D y  $D_a$  del tubo principal y el del desviado, respectivamente, y los caudales Q y  $Q_a$ .

Si se redondean las aristas con un radio:  $r = 0,1 Da$  se tendrán unos valores del coeficiente  $K$  siguiente :

	$Qa/Q = 0,3$			$Qa/Q = 0,5$			$Qa/Q = 0,7$		
	$90^\circ$	$60^\circ$	$45^\circ$	$90^\circ$	$60^\circ$	$45^\circ$	$90^\circ$	$60^\circ$	$45^\circ$
$Da/D$	1	0,61	0,58	1	0,79	0,75	1	1	1
$K$	0,72	0,59	0,35	0,75	0,54	0,32	0,88	0,52	0,30

Mediante ensayos en modelos reducidos, se puede llegar a obtener pérdidas muy reducidas, aún en casos difíciles, como por ejemplo, bifurcaciones en ángulo recto, siendo  $K$  del orden de 0,25.

Conviene que después de la bifurcación la velocidad se haya incrementado ligeramente.

Las pérdidas desde  $h_1$  hasta  $h_6$  son pérdidas que se suceden exclusivamente en la tubería; pero se ha aumentado las pérdidas en la rejilla, para conocer exactamente la altura de carga neta.

A continuación se calcula cada una de las pérdidas de carga ya mencionadas; pero cabe aclarar que como se han dado algunas fórmulas para una misma pérdida, simplemente se utilizará una de ellas.

#### CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

Pérdida en la rejilla. Se utilizará la fórmula :

$$h_r = \beta \left( \frac{s}{b} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g} \operatorname{sen} \alpha$$

Primeramente se calcula la velocidad del agua anterior a las rejillas. A base de los capítulos anteriores se conoce que las dimensiones de la sección anterior a la rejilla es :

$$\begin{array}{ccccccc} 0,4 & + & 0,6 & + & 4,0 & = & 8,6 \text{ m.} \\ \text{rejilla} & & \text{pared} & & \text{rejilla} & & \\ 1^\circ \text{ tubería} & & \text{divisoria} & & 2^\circ \text{ tubería} & & \end{array}$$

$$\text{Altura en el mismo sitio} = 3,13 \text{ m.}$$

$$\text{Caudal normal } 5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Luego :

$= 8,6 \times 3,13 = 26,92 \text{ m}^2$  ; pero <sup>por</sup> la configuración se puede decir que tiene una área de  $25 \text{ m}^2$ .

Entonces :

$$v = \frac{5,0}{25} = 0,2 \text{ m/seg.}$$

Los demás datos para calcular las pérdidas son :

$$\beta = 2,42$$

$$s = 7 \text{ mm.}$$

$$b = 20 \text{ mm.}$$

$$\alpha = 50^\circ$$

$$h_r = 2,42 \left( \frac{7}{20} \right)^{4/3} \frac{0,2^2}{2 \times 9,78} \text{ sen } 50^\circ$$

$$= 2,42 \times 0,35^{4/3} \times 0,002 \times 0,766$$

$$= 2,42 \times 0,246 \times 0,002 \times 0,766$$

$$h_r = 0,000912 \text{ m.}$$

Pérdida a la entrada de la tubería.

Se utilizará :

$$h_1 = \frac{v^2}{2g \cdot c^2}$$

$$v = 2,50 \text{ m/seg.}$$

$$c = 0,97$$

$$\frac{1}{c^2} = 1,063$$

$$h_1 = \frac{2,5^2 \times 1,063}{2 \times 9,78} = \frac{6,25 \times 1,063}{19,56}$$

$$h_1 = 0,34 \text{ m.}$$

Pérdidas por rozamiento.

Se empleará :

$$h_2 = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Esta pérdida hay que calcularle para cada uno de los tramos que tienen un mismo diámetro; pues, en cada uno de ellos se tendrá otra velocidad, que es lo que más influye en esta clase de pérdidas.

Para no realizar nuevamente el mismo cálculo se utilizará el cuadro N° 3D, del cual se obtiene :

$$h_{2-1} = 0,792 \text{ m.}$$

$$h_{2-2} = 1,113 \text{ m.}$$

$$h_{3-3} = 0,695 \text{ m.}$$

$$h_{4-4} = 0,579 \text{ m.}$$

---

$$h_{2-t} = 3,179 \text{ m.}$$

Pérdidas en los codos.

Se usará :

$$h_3 = K \frac{v^2}{2g}$$

$$K = \left( 0,9457 \operatorname{sen}^2 \frac{W}{2} + 2,047 \operatorname{sen}^4 \frac{W}{2} \right)$$

A base del perfil que se tiene de la tubería se ha obtenido

los siguientes valores de W :

$$W_1 = 7^\circ 20'$$

$$W_2 = 11^\circ 20'$$

$$W_3 = 7^\circ 20'$$

$$W_4 = 4^\circ 47'$$

$$W_5 = 21^\circ 24'$$

$$W_6 = 9^\circ 09'$$

$$W_7 = 10^\circ 30'$$

$$W_8 = 39^\circ 04'$$

Los valores de K correspondientes a los valores de W son:

$$K = \left( 0,9457 \operatorname{sen}^2 \frac{7^\circ 20'}{2} + 2,047 \frac{7^\circ 20'}{2} \right)$$

$$= \left( 0,9457 \operatorname{sen}^2 3^\circ 40' + 2,047 \operatorname{sen}^4 3^\circ 40' \right)$$

$$= \left( 0,9457 \times 0,00409 + 2,047 \times 0,0000167 \right)$$

$$K_1 = 0,00387 \quad \text{a base del cual se puede}$$

ya calcular la pérdida de carga :

$$h_3 = 0,00387 \frac{3,53}{19,56} = 0,000658 \text{ m.}$$

De esta forma se han obtenido los demás valores, formándose el cuadro N° 1 E.

## CUADRO N° 1 E

BLOQUE N°	W	$\frac{W}{2}$	$\text{SEN}^2 \frac{W}{2}$	$\text{SEN}^4 \frac{W}{2}$	$V^2$	$\frac{V^2}{2g}$	K	$h_3$
1	7° 20'	3° 40'	0,00409	0,0000167	3,53	0,177	0,00387	0,000685
2	11° 20'	5° 40'	0,00975	0,0000951	3,53	0,177	0,00924	0,001635
3	7° 20'	3° 40'	0,00409	0,0000167	3,53	0,177	0,00387	0,000685
4	7° 47'	3° 54'	0,00463	0,0000214	4,16	0,208	0,00438	0,000911
5	21° 24'	10° 42'	0,03447	0,0011882	4,16	0,208	0,03284	0,006831
6	9° 9'	4° 35'	0,00639	0,0000408	4,16	0,208	0,00605	0,001258
7	10° 30'	5° 15'	0,00837	0,0000701	4,88	0,244	0,00793	0,001934
8	39° 4'	19° 32'	0,11179	0,0124970	5,81	0,291	0,10828	0,31509

F.T.M. W = Angulo que forman las dos alineaciones de la tubería.

Teniéndose una pérdida total de :

$$h_{3-t} = 0,045448$$

Pérdidas en los cambios de sección.

Se utilizará :

$$h_4 = n \frac{v_2^2}{2g}$$

Se tendrá sólo tres cambios de sección: pues toda la tubería está dividida en 4 tramos de diferente diámetro.

	$\Omega$	$v^2$	$A_2/A_1$	$n$
1º tramo	1,327	3,53	0,923	0,0492
2º tramo	1,225	4,16	0,922	0,0488
3º tramo	1,130	4,88	0,917	0,0468
4º tramo	1,036	5,81		

Los valores de  $n$  se han obtenido por interpolación del cuadro dado anteriormente al hablar de esta clase de pérdidas.

Calculando para el primer tramo se tendrá:

$$h_{4-1} = 0,0492 \times \frac{4,16}{2 \times 9,78} = 0,0492 \times 0,213 = 0,0102 \text{ m.}$$

En esta forma se calculará para los demás tramos, obteniéndose :

$$h_{4-1} = 0,0102$$

$$h_{4-2} = 0,0119$$

$$h_{4-3} = 0,0136$$

---

$$h_{4-t} = 0,0357$$

Pérdidas en las llaves o válvulas.

Como en el presente proyecto se emplean compuertas circulares, las pérdidas que se sucederán en éstas, cuando estén parcialmente abiertas, serán :

$$h_5 = K \frac{v^2}{2g}$$

Cuando está abierta la válvula totalmente, no existen pérdidas y es una posición, por lo general, normal, ya que esta válvula se usa para permitir el paso total, o cerrar la misma completamente para poder realizar una reparación en la turbina.

A modo de ilustración de cálculo se considera que la válvula se encuentra parcialmente cerrada, teniendo una relación de  $\frac{d}{D} = 0,9$ . Tanto  $d$  como  $D$  se pueden ver en el gráfico N° 40, letra B.

Entonces :

$$d = 1,035 \text{ m.} \quad D_4 = 1,150 \text{ m.} \quad v = 2,41 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{1,035}{1,150} = 0,9 \quad \text{con lo cual se obtiene un}$$

valor de  $K = 0,06$  y

$$h_5 = 0,06 \frac{2,41^2}{2 \times 9,78} = 0,06 \frac{5,81}{19,56} = 0,06 \times 0,29$$

$$h_5 = 0,0174 \text{ m.}$$

Esta pérdida no se sumará a las demás pérdidas para conocer su total y con ello su rendimiento.



Pérdidas en las bifurcaciones.

Se empleará :

$$h_6 = K \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

Esta pérdida existirá solamente en la una tubería, ya que solamente ella tiene bifurcación para alimentar a los dos grupos de igual capacidad, mientras que la otra alimenta a un solo grupo, de capacidad igual a la suma de las dos anteriores.

$$v_1 = 2,41 \text{ m/seg.} \quad v_2 = 2,5 \text{ m/seg.}$$

La tubería de bifurcación saldrá con una velocidad de 2,5 /seg., velocidad un tanto mayor que el de la principal; pues técnicamente es conveniente tener este aumento.

Generalmente el valor de K se toma igual a 1,

luego :

$$\begin{aligned} h_6 &= 1 \frac{2,5^2}{2 \times 9,78} + \frac{2,5^2 - 2,41^2}{2 \times 9,78} \\ &= \frac{6,25}{19,56} + \frac{6,25 - 5,81}{19,56} = 0,313 + 0,024 \\ h_6 &= 0,337 \text{ m.} \end{aligned}$$

Las mayores pérdidas totales se sucederán en la tubería que tiene bifurcación y, por lo mismo, se calculará en esa las pérdidas totales y su rendimiento.

$$\begin{aligned} h_r &= 0,000912 \\ h_1 &= 0,340000 \\ h_{2-t} &= 3,179000 \\ h_{3-t} &= 0,045448 \\ h_{4-t} &= 0,035700 \\ h_5 &= \text{-----} \\ h_6 &= 0,337000 \\ \hline &3,938060 \end{aligned}$$

La altura bruta es 364,6 m.

Luego :

$$\frac{364,6}{3,94} \times 100 = \frac{3,94 \times 100}{364,6} = \frac{394,0}{364,6} = 1,08 \sim 1,1 \%$$

Se puede decir que el rendimiento que se tiene en esta tubería es del 98,9 %.

#### F.- CALCULO DE LOS ESPESORES.

Para calcular el espesor de una tubería hay que considerar algunos puntos. Estos puntos serán exclusivos para cada proyecto, entre los que se tiene :

Principalmente la presión interna a la que tiene que soportar, que en proyectos hidráulicos es la suma de la presión estática, más una sobreelevación de presión, debido al golpe de ariete; luego, si la tubería va a funcionar enterrada o superpuesta. Si funciona enterrada deberá tener su protección contra los agentes químicos del terreno que atravieza, y si es superpuesta, preveer un aumento del espesor por corrosión;

o en su defecto, proteger de la corrosión con pinturas y barnices anticorrosivos, y un mantenimiento periódico. Cuando esté enterrada deberá soportar la presión externa.

El espesor también dependerá del diámetro de la tubería, del material que se use y por consiguiente su resistencia mecánica de trabajo, de la forma de manufactura y clase de unión.

La fórmula general para el cálculo del espesor es :

$$e = \frac{p D}{2 \sigma K} + c$$

En donde :

e = Espesor de la tubería, en mm.

p = Presión estática + presión dinámica, en Kgr/cm<sup>2</sup>

$\sigma$  = Coeficiente de trabajo del material usado, en Kgr/cm<sup>2</sup>

K = Valor de la eficiencia en la unión de la tubería :

K = 0,9 para tuberías soldadas.

K = 1,0 para tuberías sin costura.

D = Diámetro interno de la tubería, en mm.

c = Incremento para preveer la corrosión, en mm.

( c varía entre 0 a 2 mm.).

El valor K es aquel que indica que en toda su longitud, la tubería no va a tener uniformidad de resistencia mecánica; pues, indudablemente tendrá uniones que, en unos casos, será soldada; en otros, con bridas, etc.

Los fabricantes de tuberías elaboran materiales para tuberías que tienen diferente resistencia mecánica, con lo

cual se puede conseguir, para un mismo caso, varios espesores, dependiendo del valor de  $\sigma$ .

A continuación se indica las clases de tubería que presentan los diferentes países de acuerdo a su normalización :

<u>Especificación</u> <u>estandar</u>	<u>Clase de tu-</u> <u>bería</u>	<u>Grado del</u> <u>material</u>	<u>Mínimo es-</u> <u>fuerzo de</u> <u>tensión</u> Kgr/mm <sup>2</sup>	<u>Mínimo es-</u> <u>fuerzo elás-</u> <u>tico</u> Kgr/mm <sup>2</sup>
<u>A L E M A N I A</u>				
DIN 1629	sin costura	St35	35,0	24,0
		St45	45,0	26,0
		St52	52,0	36,0
		St55	55,0	30,0
		St33	33,0	18,7
DIN 1626	soldada	St34	34,0	21,0
		St37	37,0	24,0
		St42	42,0	26,0
<u>A M E R I C A N A</u>				
API Std 5L	soldada, o sin costu- ra	Grado A	33,7	21,1
		Grado B	42,2	24,6
API Std 5LX	soldada, o sin costu- ra	Grado X42	42,2	29,5
		Grado X46	44,3	32,3
		Grado X52	46,4	36,6

I N G L S A

B S 534	sin costura	Baja ten- sión del acero	37,8	-----
1.934				
		Alta ten- sión del acero	55,1	-----
	soldada	-----	37,8	-----
B S 1387	soldada, o sin costura	-----	34,6	-----

Ahora, a base de los datos para cálculo del cuadro N° 4D, se obtienen los siguientes espesores que tendrán en cada tramo de tubería de un mismo diámetro, o sea :

Como se trata de tubería soldada  $K = 0,9$

Q	D	V	$P_{E+D}$	$\omega$	c	e
$M^3/seg.$	mm.	m/seg.	Kgr/cm <sup>2</sup>	Kgr/cm <sup>2</sup>	mm.	mm.
2,5	1.300	1,88	11,72	1100	1	9
2,5	1.250	2,04	25,45	1100	1	17
2,5	1.200	2,21	34,50	1100	1	22
2,5	1.150	2,41	42,46	1100	1	26

El valor de  $\omega$  corresponde a la especificación estandar, según las normas DIN, para el grado del material St33, o sea :

$$\frac{18,7}{n}$$

n, según las mismas normas es un factor de seguridad, que vale 1,7 con lo que se obtiene :

$$\frac{1,87}{1,7} = 11,0 \text{ Kgr/mm}^2 = 1100 \text{ Kgr/cm}^2$$

El valor de  $c$  se ha puesto 1 mm., a pesar de que tendrá pintura anticorrosiva inicialmente. Esto se ha previsto por un futuro de la tubería, en el que posiblemente no tenga buen mantenimiento.

#### G.- CALCULO Y DISEÑO DE LOS APOYOS.

Como ya se mencionó en un capítulo anterior, la tubería tendrá apoyos cuando está instalada al descubierto y no se usará cuando va cubierta por un terraplén.

En el caso de que sea cubierta se coloca directamente sobre el terreno, apoyándose sobre él, de un modo continuo, y si se suscita el caso de que la pendiente de aquel es muy acentuada, hay que colocar de trecho en trecho apoyos, para evitar el arrastre del terraplén por las aguas que pueden salir por las juntas, o que penetren por las lluvias, o por deslizamiento de las tierras.

Cuando la tubería tiene más de un metro de diámetro, lo generalmente aconsejado es instalarla descubierta, que permite la más fácil vigilancia y una conservación más cuidadosa, pintándolas con frecuencia necesaria para evitar la oxidación. En este caso la tubería no se coloca directamente sobre el suelo, sino que se apoya en bancos de hormigón.

Estos apoyos reciben a la tubería con una superficie lisa, que se logra, ya sea por un enlucido de cemento que adopta la misma forma que el sector de tubería que se apoya en ella, o ya también por planchas de hierro o palastro en U empotrado en la obra. En muchos casos se usan tacos de madera y en otros, rodillos.

El hecho de tener una superficie lisa, de contacto con el apoyo, se debe a que hay que darle facilidad para que resbale sobre él, al variar la longitud por cambios de temperatura.

Como se verá, en el diseño, los apoyos no se elevan hasta cubrir el tubo; pues, si se cubriría completamente, no permitiría el deslizamiento y los esfuerzos que se producen en la tubería causarían la destrucción de estos apoyos, o también la rotura de la tubería.

El alisamiento con cemento es muy poco usado, ya que después de un perfecto alisamiento, requeriría una gran exactitud en el montaje para que pueda la tubería resbalar sobre dicha superficie.

Lo más aconsejado es usar chapas de hierro anclados sobre el apoyo y para que las aguas lluvias que penetren entre el anillo y anillo, puedan salir, se construye un drenaje en la parte central del apoyo y en la dirección del eje de la tubería.

Los apoyos deben mantener a la tubería sobre el nivel del suelo, a, por lo menos, 0,25 m. de altura, para facilitar el ajuste de las bridas y mantenimiento de la misma.

Fijada la distancia entre apoyos, que prácticamente viene dado por la longitud que tiene el tubo, ya que se pondrá un apoyo por tubo, conviene comprobar la carga, que en el caso más desfavorable, ha de soportar el material como consecuencia de los diversos esfuerzos exteriores a que está sometida. En-

tre ellos debe considerarse el esfuerzo longitudinal que ha de soportar al resistir la tubería como viga apoyada en los dos extremos, en apoyos consecutivos. Para mayor seguridad, generalmente se supone como viga apoyada de un tramo y no de varios tramos.

Al colocar un apoyo por cada tubo, la comprobación anterior no se realiza, porque son tramos relativamente cortos y se producen esfuerzos muy inferiores al que soporta el material de la tubería.

Estos apoyos, como ya se dijo en otro capítulo, se colocan uno por cada apoyo, precisamente para no tener esfuerzos superiores a los que soporta la tubería.

A continuación se hará el cálculo y diseño de los apoyos que tendrán en cada tramo de diferente pendiente; para realizar esto se ha elaborado el cuadro 1 G, que facilita el cálculo y demuestra objetivamente todos los valores de cálculo y los obtenidos. En los gráficos N° 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47 y 48 se hallan, tanto el diseño, como el cálculo gráfico de la estabilidad de los apoyos, así como también las presiones que se ejercen sobre el suelo.

Primeramente se explicará, con un ejemplo, cómo se han calculado los apoyos, para luego presentar los diseños de los apoyos para cada inclinación.



## CUADRO N° 1 G

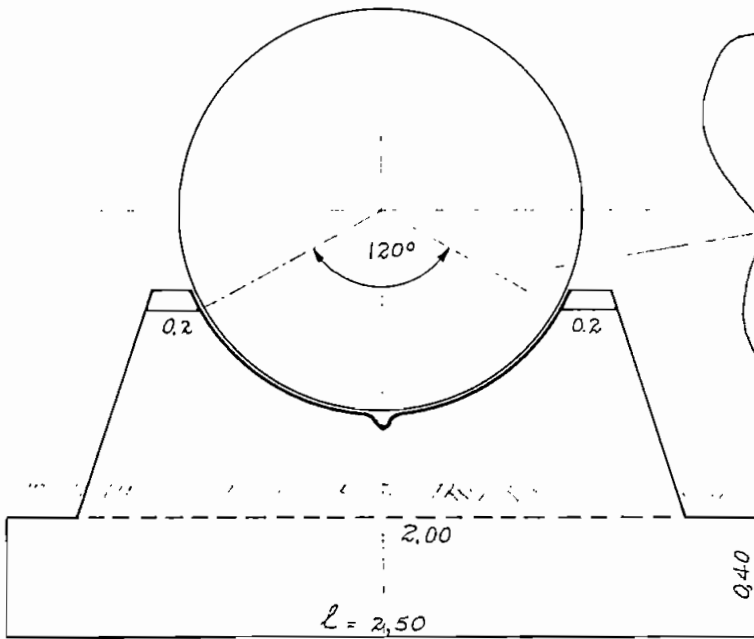
BLOQUE N°	DIAMETRO m.	ESPESOR m.	$\alpha$	$\cos \alpha$	P. tn.	P. $\cos \alpha$ tn.	R. tn.
0	1,30	0,009			9,68	9,54	± 1,91
1			9° 46'	0,98551			
2	1,30	0,009	17° 06'	0,95579	9,68	9,25	± 1,85
3	1,30	0,009	28° 26'	0,87937	9,68	8,51	± 1,70
4	1,25	0,017	21° 06'	0,93295	10,48	9,78	± 1,96
5	1,25	0,017	16° 19'	0,95972	10,48	10,06	± 2,01
6	1,25	0,017	37° 43'	0,79105	10,48	8,29	± 1,66
7	1,20	0,022	28° 34'	0,87826	10,66	9,36	± 1,87
8	1,15	0,026	39° 04'	0,77641	10,61	8,24	± 1,65

$\alpha$  = ángulo que forma la tubería con la horizontal.

P = peso del tubo de 6 metros de largo, lleno con agua.

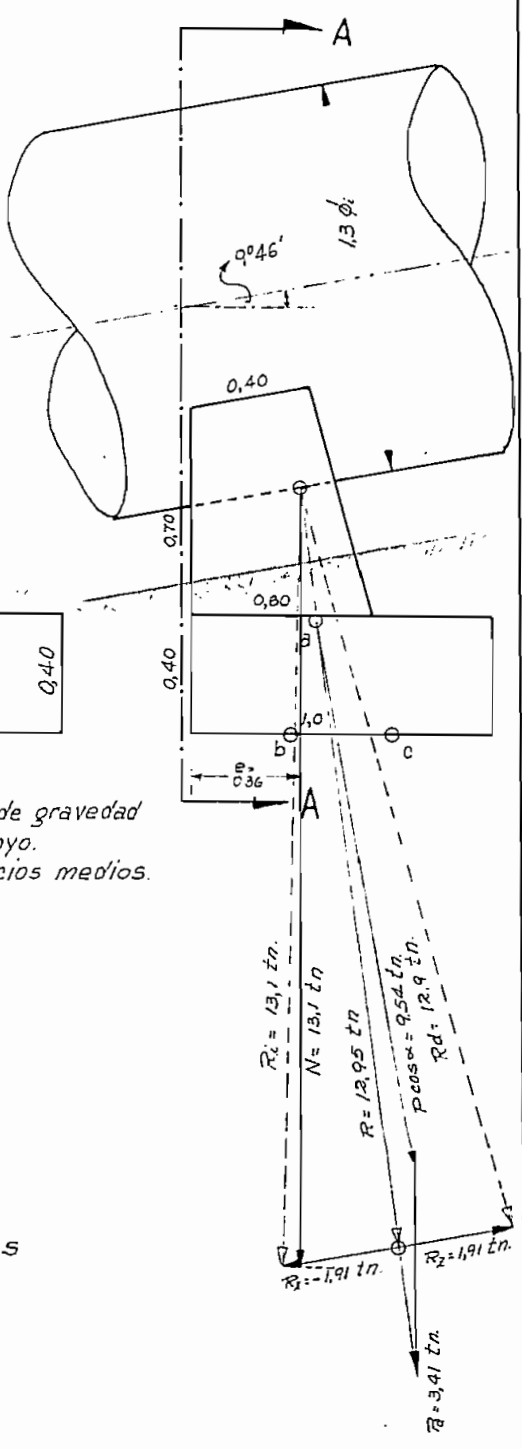
R = rozamiento, considerando un coeficiente de 0,2...

# GRAFICO N° 41



CORTE A-A

a = centro de gravedad del apoyo.  
b, c: tercios medios.



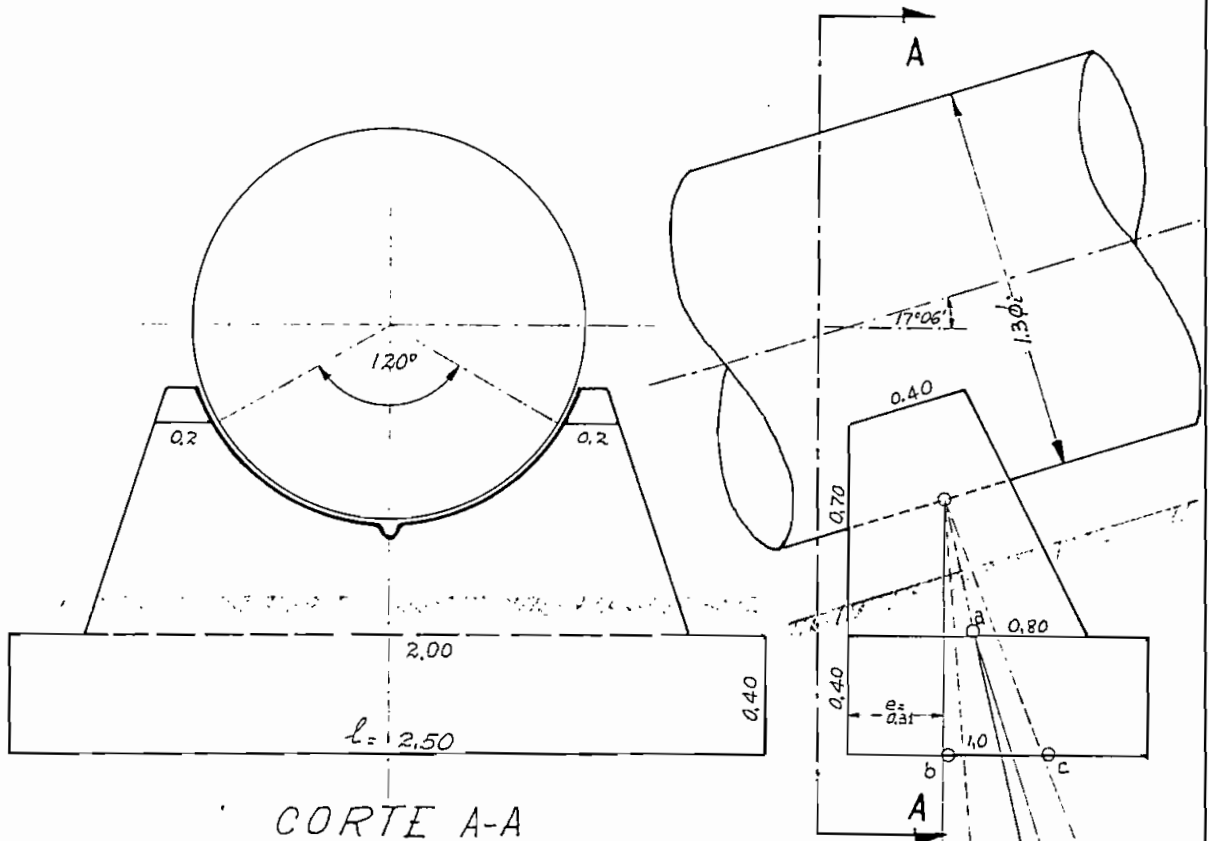
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3el} = \frac{2 \times 13.1}{3 \times 0.36 \times 2.5} = \frac{26.2}{2.7} = 9.7 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escalas: Tub. y apoyo 1:25  
Fuerzas 1:125

# GRAFICO N° 42



CORTE A-A

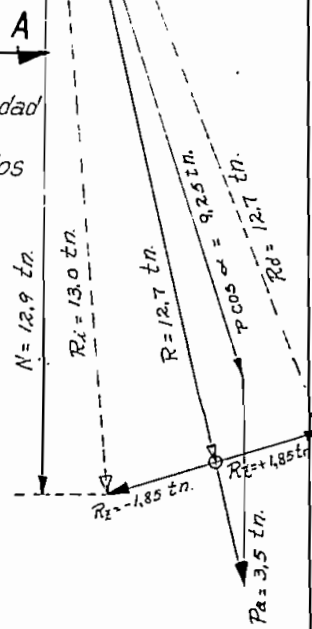
*a = centro de gravedad del apoyo.  
b y c = tercios medios*

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3eL} = \frac{2 \times 12,9}{3 \times 0,3 \times 2,5} = \frac{25,8}{2,33} = 11,07 \text{ tn/m}^2$$

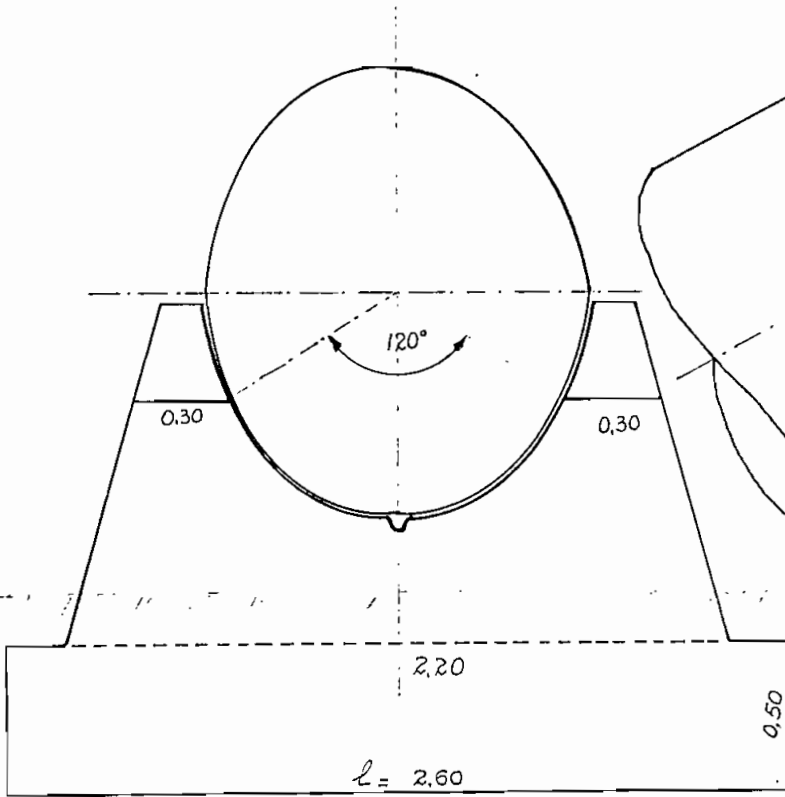
$$\sigma_{max} = 1,11 \text{ Kgr/cm}^2$$

*Dimensiones en metros*

*Escala: Tub. y apoyo 1:25  
Fuerzas 1:125*



# GRAFICO. N° 43



CORTE A-A

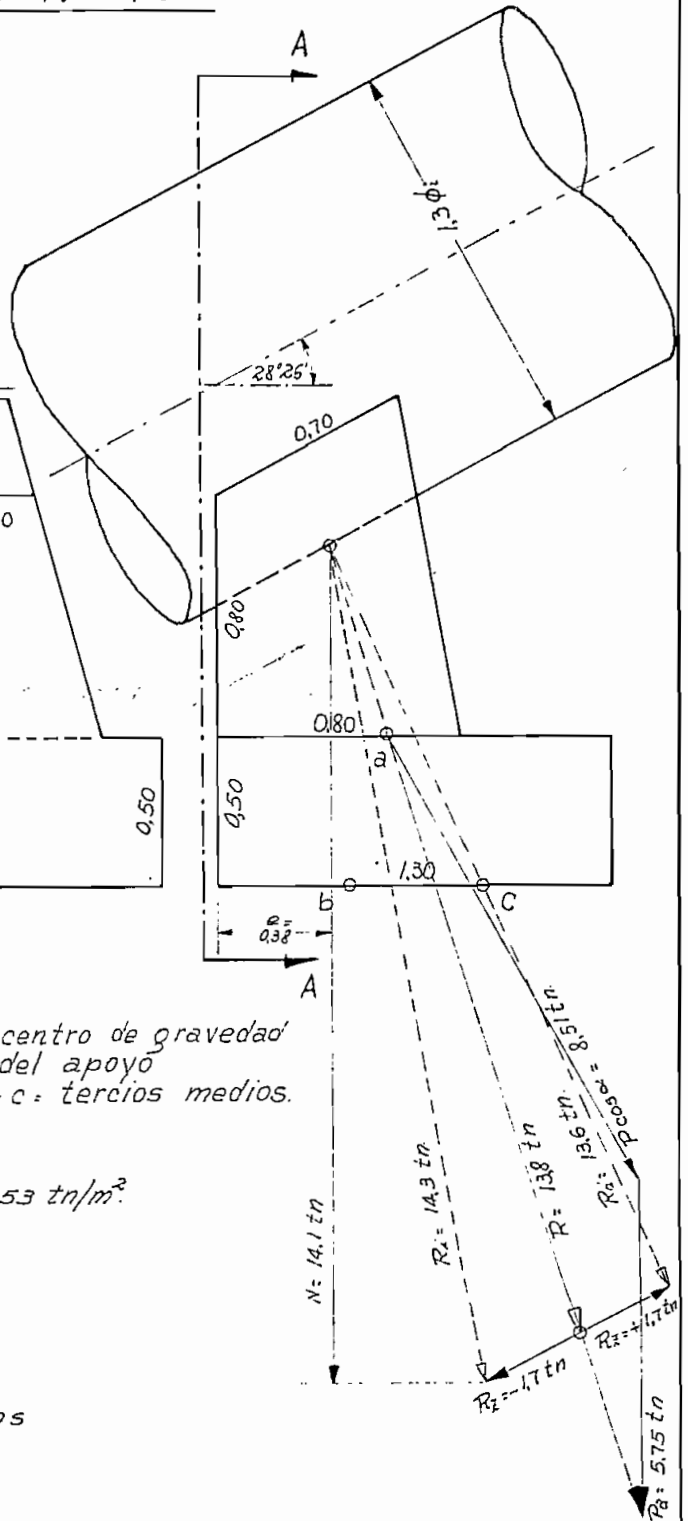
a = centro de gravedad del apoyo  
 b y c = tercios medios.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3eL} = \frac{2 \times 14.1}{3 \times 0.38 \times 2.6} = \frac{28.2}{2.96} = 9.53 \text{ tn/m}^2$$

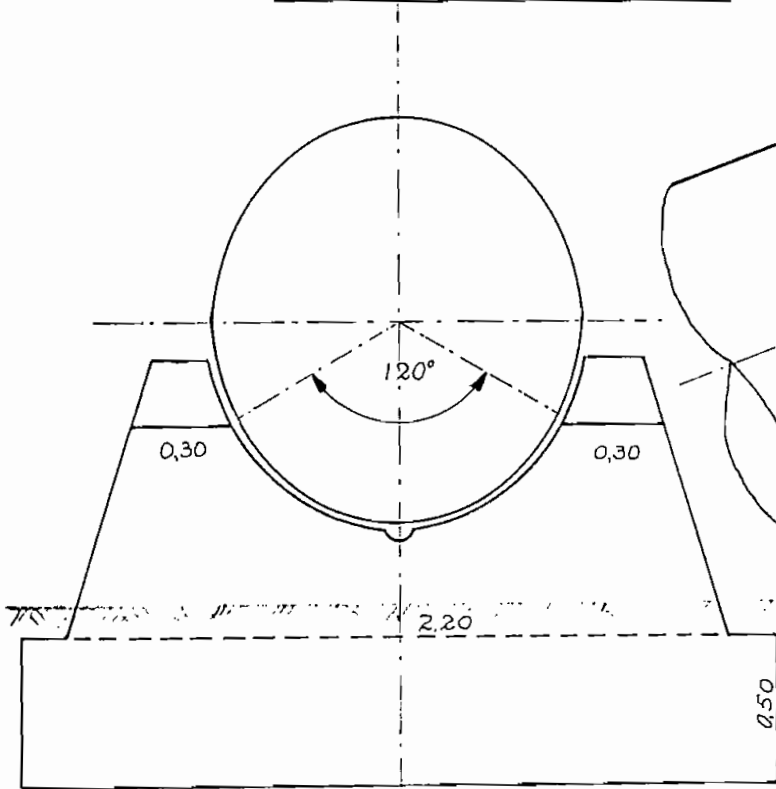
$$\sigma_{max} = 0.95 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escalas : Tub. y apoyo 1:25  
 Fuerzas 1:125



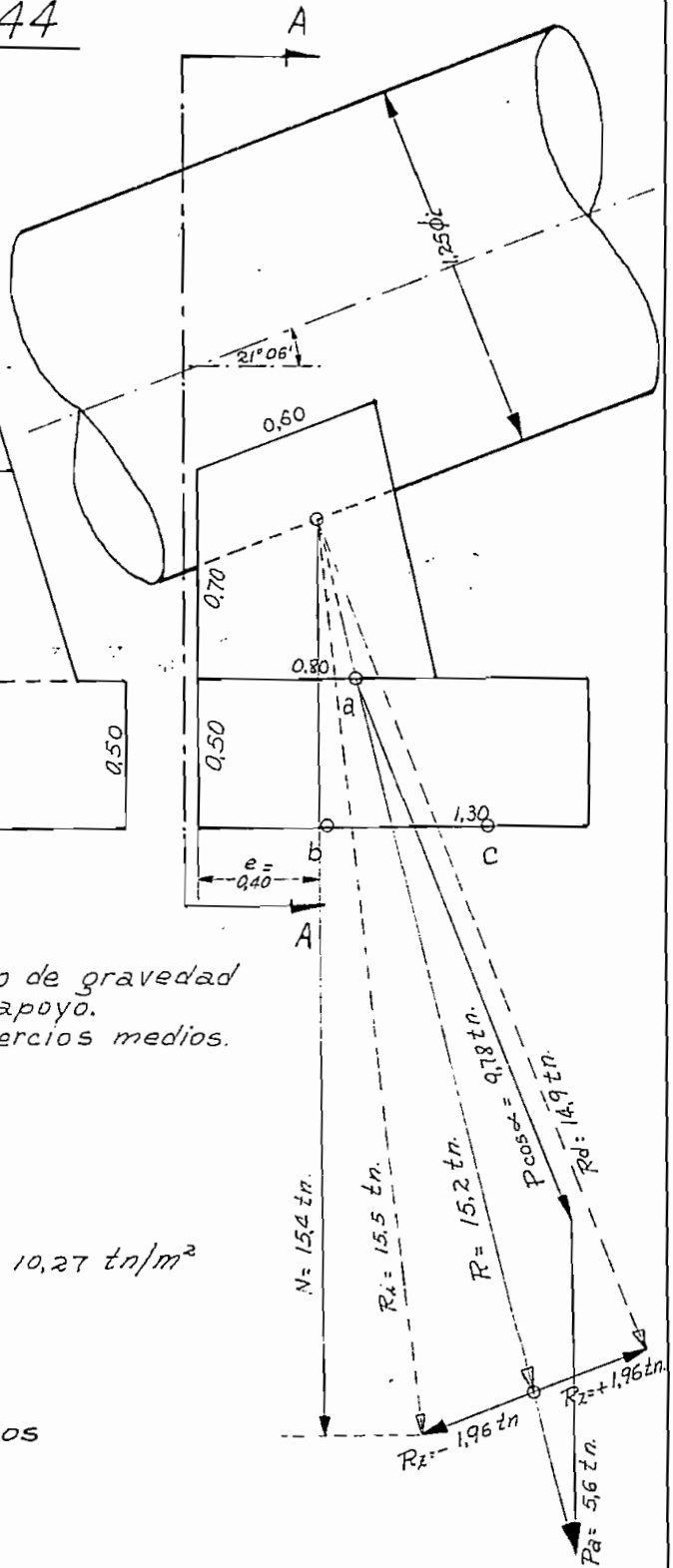
# GRAFICO N° 44



$$l = 2,50$$

CORTE A-A

a: centro de gravedad del apoyo.  
b y c: tercios medios.



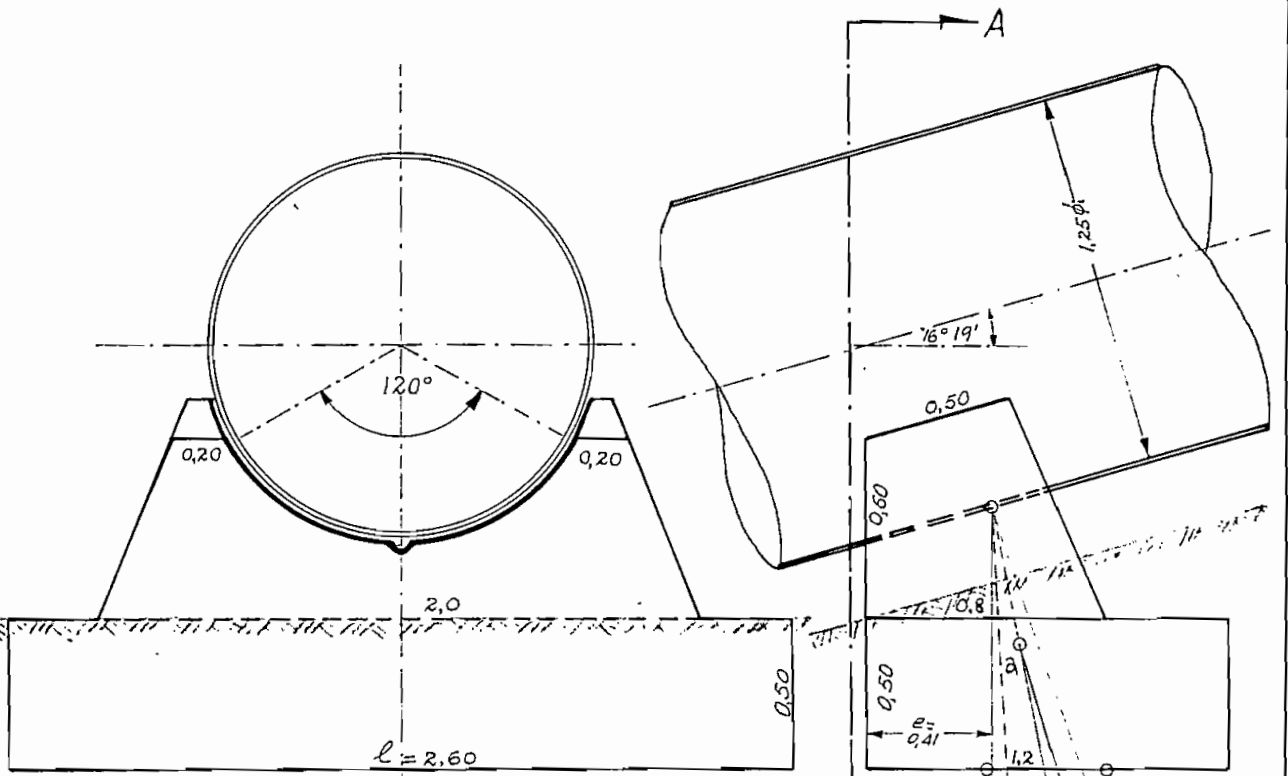
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3eL} = \frac{2 \times 15,4}{3 \times 0,4 \times 2,5} = \frac{30,8}{3,00} = 10,27 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,03 \text{ Kgr/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escala: Tub. y apoyo 1:25  
Fuerzas 1:125

# GRAFICO N°45



CORTE A-A

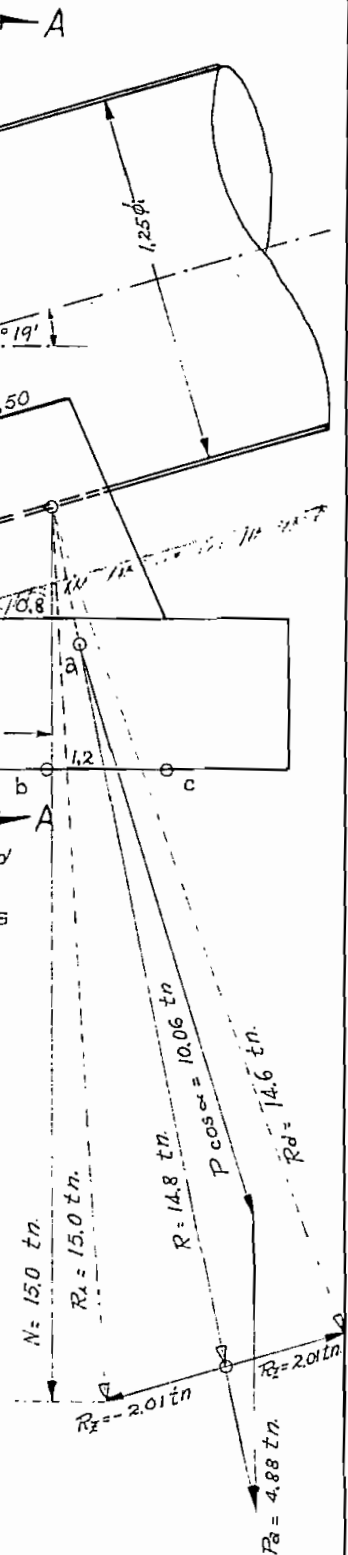
a = centro de gravedad del apoyo  
 b y c = tercios medios

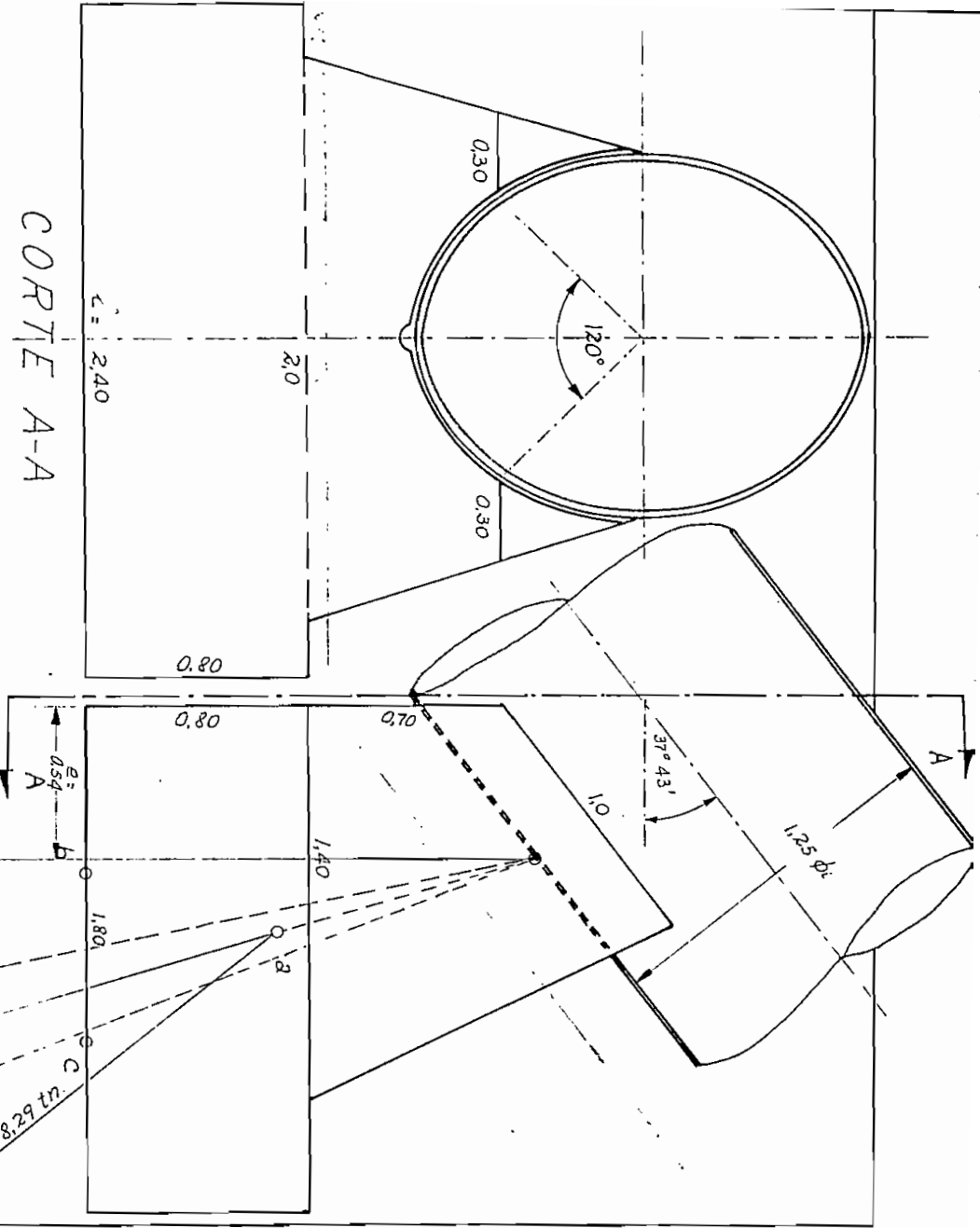
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3el} = \frac{2 \times 15,0}{3 \times 0,41 \times 2,6} = \frac{30,0}{3,20} = 9,38 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,94 \text{ Kgr/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escalas:  
 Tub. y apoyo 1:25  
 Fuerzas 1:125





CORTE A-A

a = centro de gravedad del apoyo.  
 b y c = tercios medios.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3eL} = \frac{2 \times 18,9}{3 \times 0,54 \times 2,4} = \frac{37,8}{3,89} = 97,2 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,97 \text{ kgf/cm}^2$$

$N = 18,9 \text{ tn}$

$R_a = 19,3 \text{ tn}$

$R = 18,5 \text{ tn}$

$R_d = 18,0 \text{ tn}$

$P_{cos \alpha} = 8,29 \text{ tn}$

$R_2 = 16,6 \text{ tn}$

$R_2 = 16,6 \text{ tn}$

$P_a = 11,39 \text{ tn}$

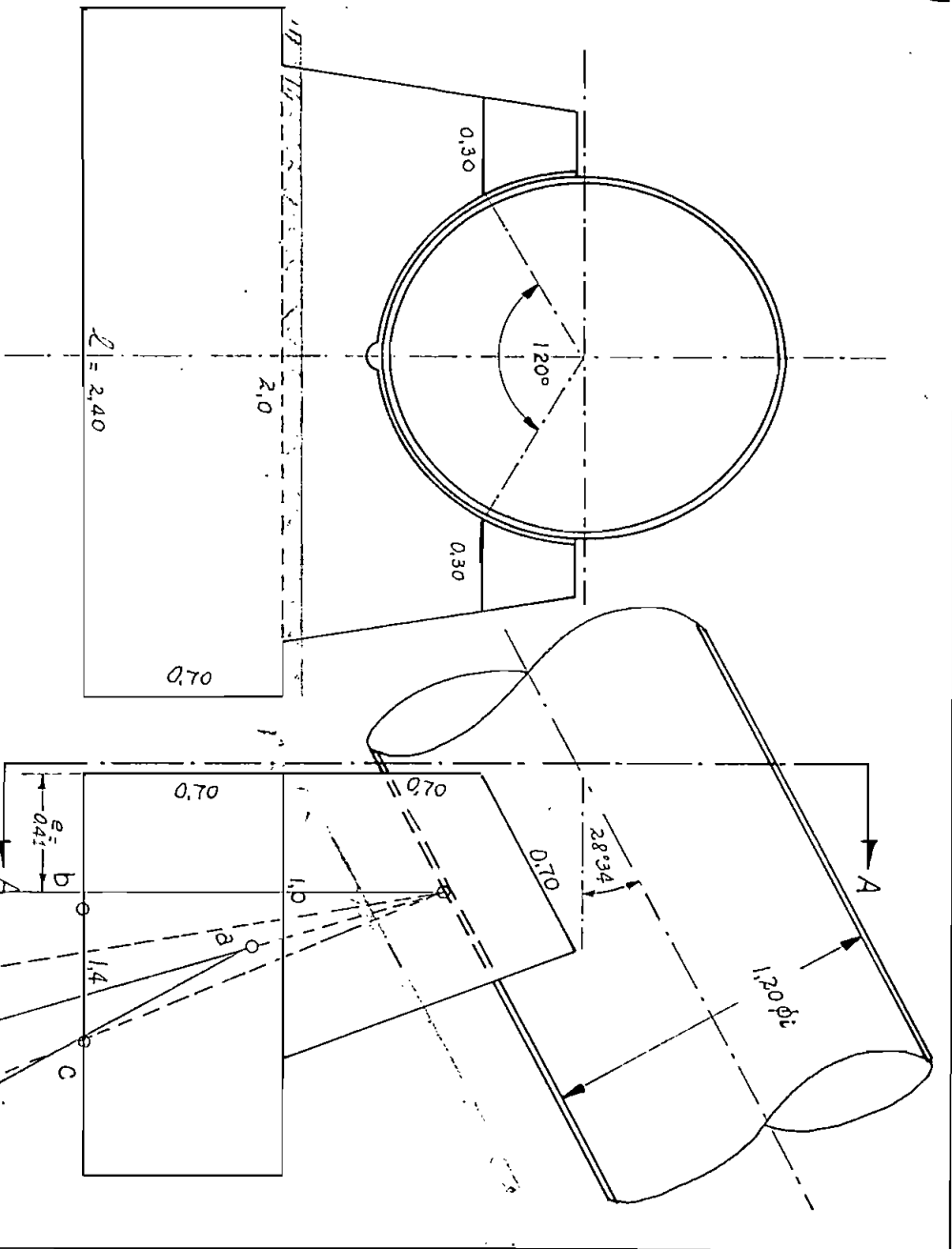
Dimensiones en metros

Tub. Y apoyo 1:25

Fuerzas 1:125

GRAFICO N° 46

T.T.M.



a = centro de gravedad  
del apoyo  
b y c = tercios medios

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3eL} = \frac{2 \times 16.4}{3 \times 0.41 \times 2.4} = \frac{32.8}{2.95} = 11.12 \text{ tn/m}^2$$

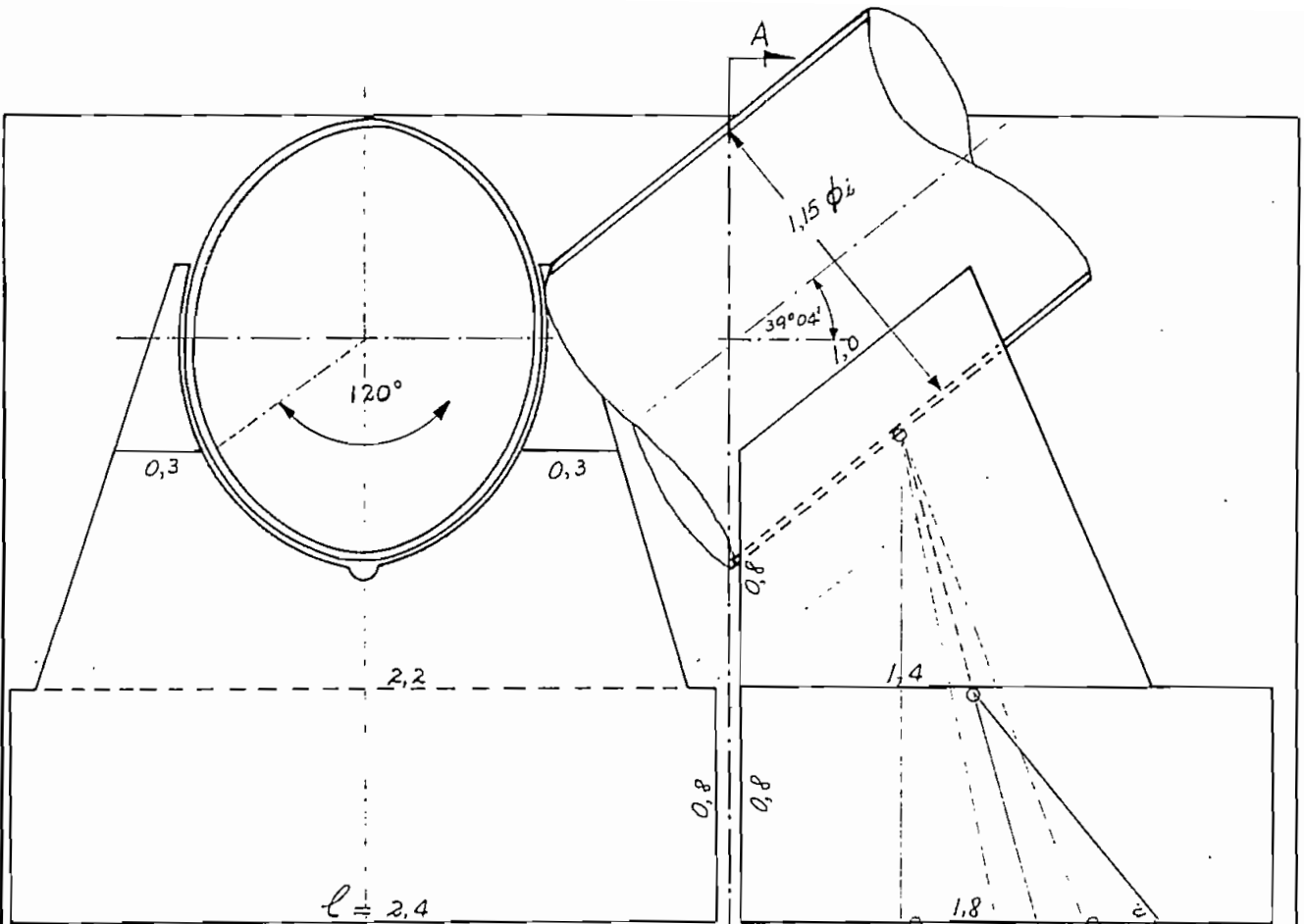
$$\sigma_{max} = 1.11 \text{ kgf/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escalas: Tub y apoyo 1:25  
Fuerzas 1:125

GRAFICO N° 47





CORTE A-A

a = centro de gravedad  
del apoyo.  
by c = tercios medios

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3el} = \frac{2 \times 19,3}{3 \times 0,54 \times 2,4} = \frac{38,6}{3,89} = 9,92 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 0,99 \text{ Kgr/cm}^2$$

Dimensiones en metros

Escalas : Tub. y apoyo 1:25

Fuerzas 1:125

GRAFICO N° 48

Apoyo : Primer tramo :

$\theta$  aconsejable es de  $120^\circ$ .

Peso del apoyo :

$$P_1 = ( 2,5 \times 0,4 \times 1,0 ) 2,2 = 2,2 \text{ Tn.}$$

$$P_2 = \left[ \frac{1,55 + 2,0}{2} \times 0,75 \times 0,5 - \left( \frac{\pi r^2 \theta}{360} - \frac{r^2 \text{sen } \theta}{360} \right) 0,45 \right] 2,2 =$$

$$= \left[ 1,775 \times 0,75 \times 0,5 - \left( \frac{3,14 \times 0,44 \times 120}{360} - \frac{0,44 \times 0,866}{360} \right) 0,45 \right] \times 2,2 =$$

$$= \left[ 0,67 - ( 0,46 - 0,19 ) 0,45 \right] 2,2 =$$

$$= ( 0,67 - 0,12 ) 2,2 = 0,55 \times 2,2 = 1,21 \text{ Tn.}$$

$$P_a = P_1 + P_2 = 2,2 + 1,21 \text{ Tn.} = 3,41 \text{ Tn.}$$

Según el gráfico N° 41, en el cual se ha obtenido gráficamente el centro de gravedad de las dos figuras, se hallan las distancias de dichos centros de gravedad al punto de referencia A, con lo cual se obtiene :

En la dirección de las X, (que para lo sucesivo simplemente se pondrá C G H = centro de gravedad en horizontal) :

$$1,21 \times 0,75 + 2,2 \times 0,5 = 3,41 X$$

$$0,91 + 1,1 = 3,41 X$$

$$X = \frac{2,01}{3,41} = 0,59 \text{ m.}$$

En la dirección de las Y, (que para lo sucesivo simplemente se pondrá C G V = centro de gravedad en vertical) :

$$1,21 \times 0,74 + 2,2 \times 0,2 = 3,41 Y$$

$$0,90 + 0,44 = 3,41 Y$$

$$Y = \frac{1,34}{3,41} = 0,39 \text{ m.}$$

#### H.-CALCULO Y DISEÑOS DE LOS BLOQUES DE ANCLAJE.

Los anclajes generalmente se instalan en donde hay cambio de dirección, sea ya en horizontal o en vertical y también cuando la tubería tiene una alineación muy larga, con una pendiente tal que la componente del peso de la tubería, en el sentido del eje del tubo, es mayor que la resistencia al deslizamiento.

Estos bloques de hormigón sirven para absorber todos los esfuerzos que pueden producir en una tubería y en cualquier sentido que se desarrolle.

Se diseñan en tal forma que ellos simplemente por gravedad soporten a la resultante de todas las fuerzas que se producen en la tubería.

En la mayoría de los casos, para evitar posibles deslizamientos del tubo, se usan anillos que van soldados a la tubería y empotrados en el bloque.

Las fuerzas que actúan en los bloques de anclaje son muy numerosas, que, según el autor Hruschka, estima que son 32; sin embargo, la mayoría de ellas son de escasa magnitud, razón por la cual en el presente caso se considerarán solamente las de mayor magnitud.

A igual que en otros casos anteriores se elaborarán cuadros para el cálculo y diseño de los anclajes; sin embargo, previamente se indicará la forma como se ha obtenido cada uno de esos valores, para de igual forma obtener todos los demás.

En la columna que da el peso de la tubería se ha tomado en cuenta un 2 % más de peso, por accesorios, como son los orificios de inspección, que tendrá uno por cada diámetro, anillos para impedir deslizamiento en los bloques de anclaje, etc.

Primeramente, para iniciar los cálculos y diseños de los anclajes se ha elaborado el cuadro N° 1 H, a base del cual se ha obtenido el cuadro N° 2 H.

Los valores del cuadro N° 1 H, son lógicos y claros; no requieren de alguna explicación más.

Para demostración del cálculo y forma de obtención del cuadro N° 2 H, se toma el bloque N° 1, y se analizan sus fuerzas y sentidos, obteniéndose :

1- Presión del agua.

El agua ejercerá una presión que vale :

$$P_1 = 2 \left( \frac{\pi D_i^2}{4} H_{E+D} \right)$$

En donde :

$P_1$  = Presión del agua, en Tn.

$D_i$  = Diámetro interno de la tubería, en m.

$H_{E+D}$  = Altura estática + elevación de presión, en m.

Está multiplicado por 2, por tratarse de 2 tuberías; factor que se aplicará a todas las demás fuerzas.

$$\begin{aligned} \text{Luego : } P_1 &= 2 \left( \frac{3,14 \times 1,3^2}{4} \times 15,84 \right) = \\ &= \frac{2 \times 3,14 \times 1,69 \times 15,84}{4} \\ &= 2 \times 21,07 = 42,14 \text{ Tn.} \end{aligned}$$

# CUADRO N° 1 H

BLOQUE Nº	TUBERIA DE PRESION					PESO DEL AGUA tn.	PESO DE LA TUB. LLENA G. tn.	$\alpha$	SEN $\alpha$	COS $\alpha$	$H_E$ m.	$H_{E+D}$ m.
	$l_i$ m.	$D_i$ m.	SECCION $m^2$	ESPESOR m.	PESO Gr. tn.							
0												
	52,0	1,30	1,327	0,009	15,21	69,16	84,37					
1								9° 46'	0,16964	0,98551	12,40	15,84
	95,0	1,30	1,327	0,009	27,79	126,35	154,14					
2								17° 06'	0,29404	0,95579	39,80	49,41
	127,0	1,30	1,327	0,009	37,14	168,91	206,05					
3								28° 26'	0,47614	0,87937	100,00	117,20
	131,0	1,25	1,225	0,017	69,53	159,82	229,35					
4								21° 06'	0,36000	0,93295	147,60	173,84
	139,0	1,25	1,225	0,017	73,79	169,58	243,37					
5								16° 19'	0,28095	0,95972	185,90	221,96
	49,0	1,25	1,225	0,017	25,99	59,78	85,77					
6								37° 43'	0,61176	0,79105	215,60	254,50
	165,0	1,20	1,130	0,022	108,80	186,45	295,25					
7								28° 34'	0,47818	0,87826	294,0	344,20
	112,0	1,15	1,036	0,026	83,66	116,48	200,14					
8								39° 04'	0,63022	0,77641	364,70	424,70

870,0

$D_i$  = diámetro interno de la tubería..

$l_i$  = Longitud inclinada de la tubería..

$\alpha$  = ángulo que forma el eje de la tubería con la horizontal..

# CUADRO N° 2H

BLOQUE N°	P <sub>1</sub> tn.	P <sub>2</sub> tn.	P <sub>3</sub> tn.	P <sub>4</sub> tn.	P <sub>0</sub> tn.	P <sub>5</sub> tn.	P <sub>6</sub> tn.	P <sub>4</sub> tn.
0								
1	42,14	0,44	5,16	33,26	81,00	42,14	1,16	43,30
2	131,44	1,16	16,34	58,94	207,88	131,44	3,62	135,06
3	311,76	3,62	35,36	72,48	423,22	285,96	15,66	301,62
4	424,16	15,66	50,06	85,59	575,47	424,16	23,24	447,40
5	541,58	23,24	41,46	93,43	699,71	541,58	29,58	571,16
6	620,98	29,58	31,80	27,14	709,50	575,18	42,20	617,38
7	777,90	42,20	104,06	103,72	1027,88	715,94	64,61	780,55
8	883,58	64,61	105,44	62,16	1115,79	—	—	—

2- Esfuerzo de caja.

Definiéndose a este esfuerzo a aquel que se ejerce sobre el área de tubería, en las juntas de dilatación ; este esfuerzo depende del espesor de la pared de la tubería; ver el gráfico *siguiente*, y que vale :

$$P_2 = \pi D_i e H_{E+D}$$

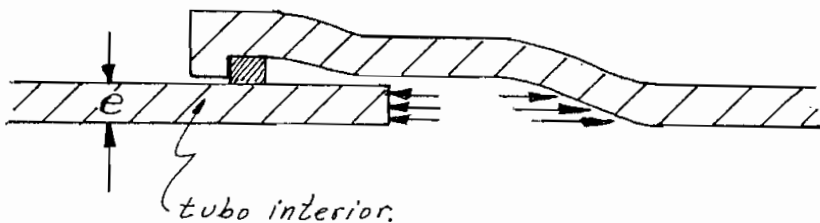
$P_2$  = Esfuerzo de caja, en Tn.

$e$  = Espesor de la pared del tubo insertado, en m.

$H_{E+D}$  = Altura estática + elevación de presión, en el punto de la junta, en m.

Luego :

$$\begin{aligned} P_2 &= 2 ( 3,14 \times 1,3 \times 0,009 \times 6 ) \\ &= 2 \times 0,22 = 0,44 \text{ Tn.} \end{aligned}$$



3- Componente producido por el peso de la tubería.

La tubería por sus dimensiones y su material que lo compone tendrá un peso que se ejercerá verticalmente; pero para el presente caso interesa la componente que se ejerce en la dirección del eje de la tubería, o sea :

$$P_3 = ( Gr \text{ sen } \alpha )$$

En donde :  $P_3$  = Componente del peso de la tubería, en Tn.

$Gr$  = Peso de la tubería, en Tn.

$\alpha$  = Angulo que forma el eje de la tubería con la horizontal.

$$P_3 = 2 ( 15,21 \times 0,16964 ) = 2 ( 2,58 ) = 5,16 \text{ Tn.}$$

#### 4- Fricción en los apoyos.

En la tubería cuando existen cambios de temperatura se contraerá, o dilatará, produciendo consigo un esfuerzo en los apoyos y que se deduce a base de la fórmula siguiente :

$$P_4 = ( m G \cos \alpha )$$

$P_4$  = Fricción en los apoyos, en Tn.

$m$  = Coeficiente de fricción, que para este caso  $m = 0,2$ .

$G$  = Peso de la tubería con agua, en Tn.

Luego :

$$P_4 = 2 ( 0,2 \times 84,37 \times 0,98551 ) = 2 ( 16,13 ) = 33,26 \text{ Tn.}$$

Todas estas fuerzas son las que actúan de arriba hacia abajo y en dirección del eje de la tubería, con lo cual da un total de :

$$P_0 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 42,14 + 0,44 + 5,16 + 33,26$$

$$P_0 = 81,00 \text{ Tn.}$$

Ahora, calculando las fuerzas que actúan de abajo hacia arriba, se tiene :

#### 5- Presión del agua.

Se ejerce sobre el área más pequeña del diámetro interno.

$$P_5 = \frac{\pi D_u^2 H_{E+D}}{4}$$

$P_5$  = Presión del agua actuando desde abajo, en Tn.

$D_u$  = Diámetro interno del tubo inferior, en m.

$H_{E+D}$  = Altura estática + elevación de presión, en m.



Luego :

$$P_5 = 2 \left( \frac{3,14 \times 1,3^2 \times 15,84}{4} \right) = 2 (21,07) = 42,14 \text{ Tn.}$$

6- Esfuerzo de caja.

$$P_6 = \pi D_u e_u H_{E+D}$$

$P_6$  = Esfuerzo de caja, en Tn.

$D_u$  = Diámetro interno del tubo inferior, en m.

$e_u$  = Espesor de la pared del tubo insertado, en m.

Luego :

$$P_6 = 2 ( 3,14 \times 1,3 \times 0,009 \times 15,84 ) = 2 ( 0,58 ) = 1,16 \text{ tn.}$$

De esta manera tenemos una fuerza total actuando de abajo hacia arriba, de :

$$P_u = P_5 + P_6 = 42,14 + 1,16$$

$$P_u = 43,30 \text{ Tn.}$$

A base de estas fuerzas  $P_0$  y  $P_u$  se puede diseñar el bloque de anclaje, puesto que el bloque tendrá que soportar la resultante de estas fuerzas.

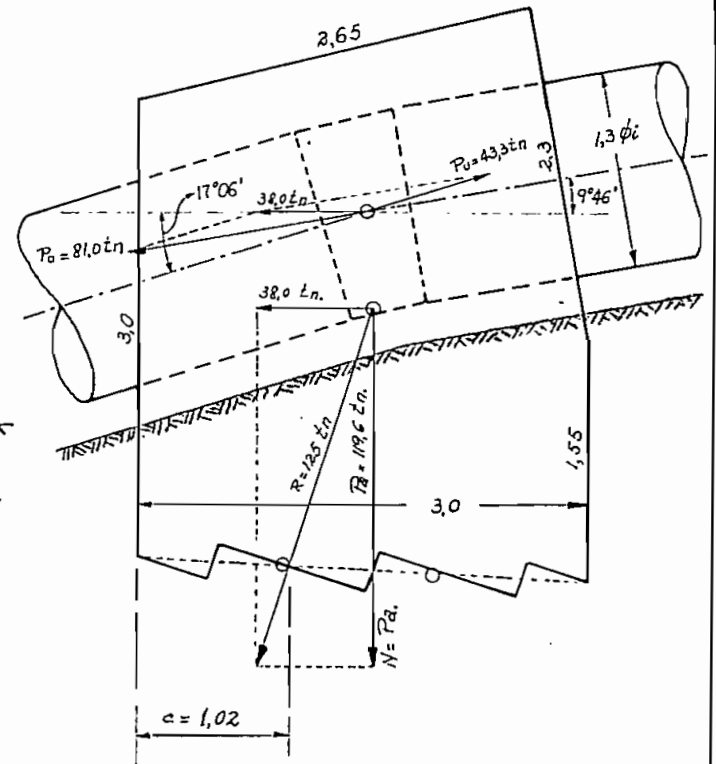
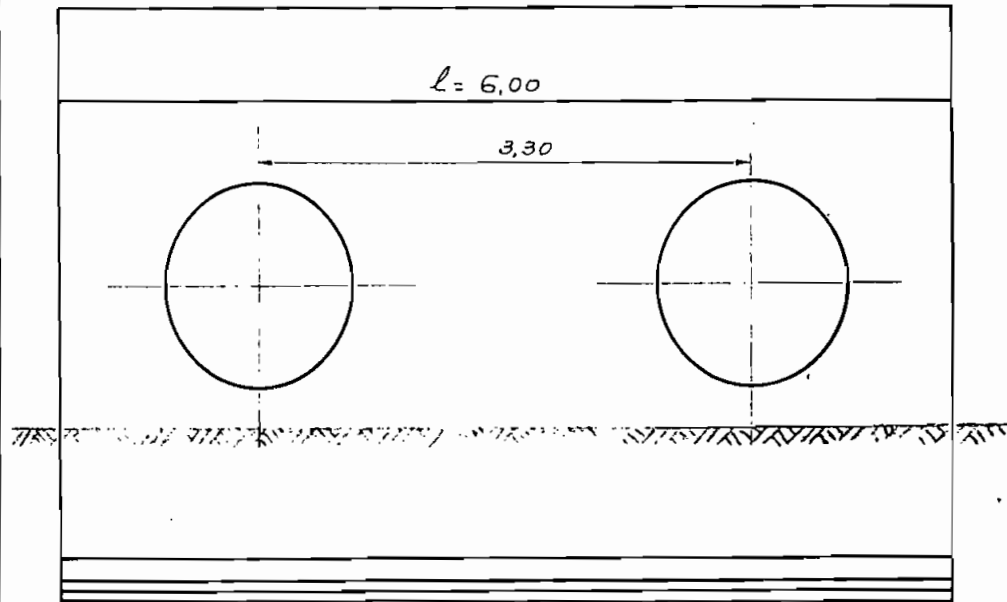
En los gráficos correspondientes se hallará la composición de las fuerzas, el diseño del bloque y las tracciones que soporta el terreno, así como también se verá gráficamente que la resultante final no se sale del tercio medio de la base, condición indispensable para la estabilidad de la obra.

En igual forma que se ha calculado este bloque se han realizado los demás bloques existentes y cuyos diseños se encuentran en sus respectivos gráficos.

# GRAFICO N°49

ESCALA 1:50

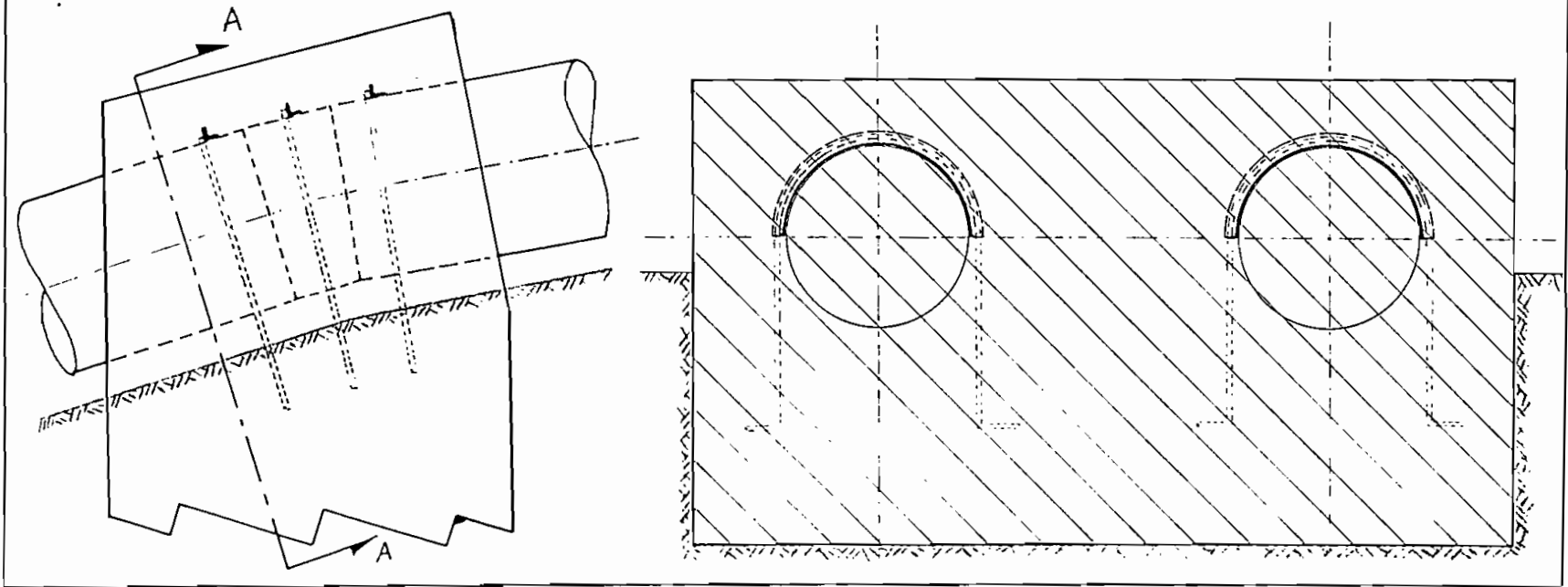
BLOQUE N°1



$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3cL} = \frac{2 \times 119,6}{3 \times 1,02 \times 6} = \frac{239,2}{18,36} = 13,03 Ln/m^2 = 1,3 Kg/cm^2$$

# GRAFICO N° 49 A

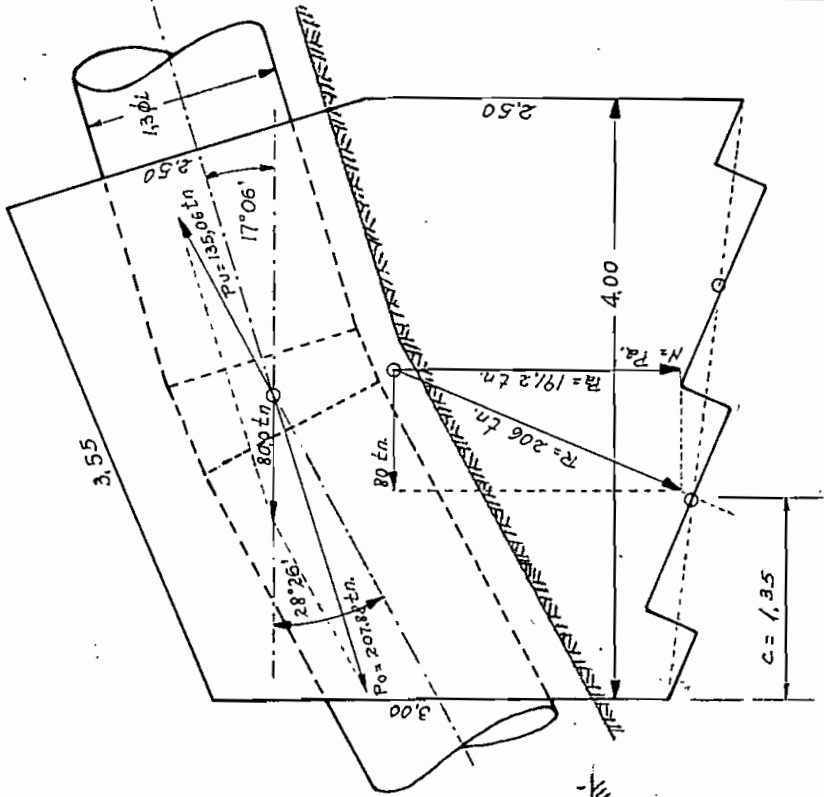
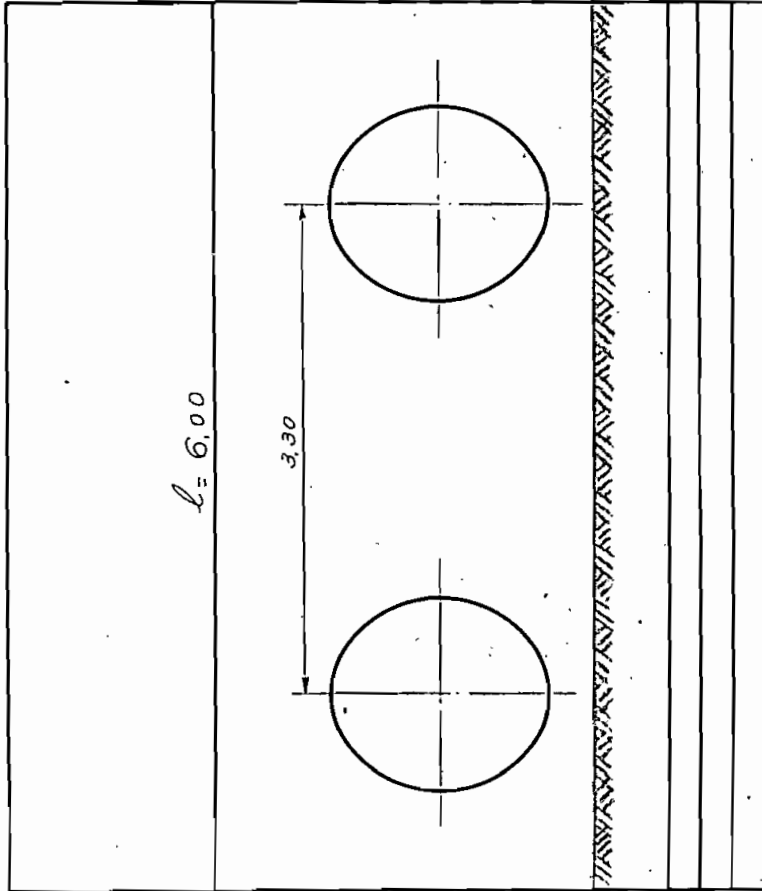
A continuación se presenta el detalle de construcción de los bloques de anclaje. Este detalle no se presenta en todos los anclajes para de esta manera tener mayor claridad de las fuerzas y su composición, y por lo mismo se ha escogido el primer anclaje para presentar la forma de anclaje del tubo, forma similar que se deberán hacer con los demás codos de la tubería de presión.



# GRAFICO N° 50

ESCALA 1:50

BLOQUE N° 2



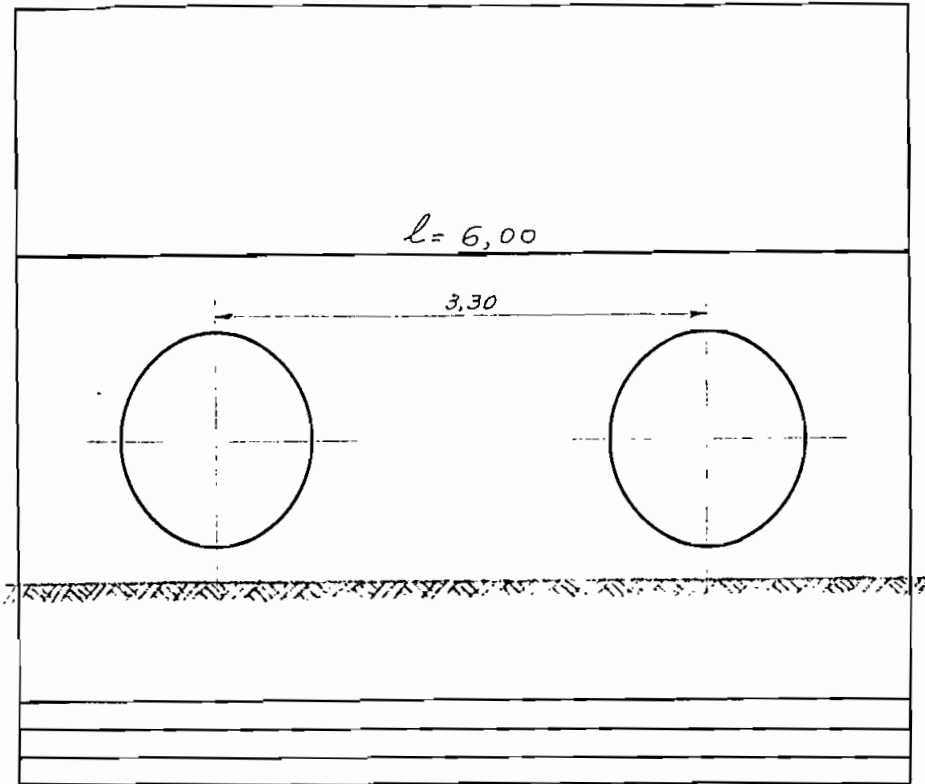
$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2N}{3CC} = \frac{2 \times 191.2}{3 \times 1.35 \times 6.0} = \frac{382.4}{24.30} = 15.73 \text{ t/m}^2 = 1.57 \text{ kg/cm}^2$$

F.T.M.

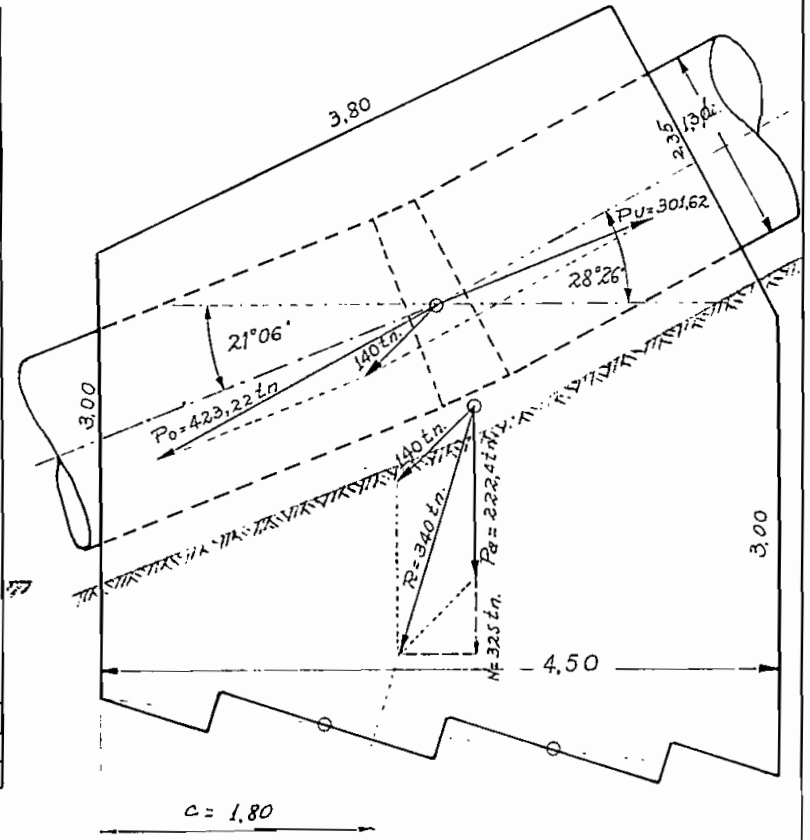
# GRAFICO N°51

ESCALA 1:50

BLOQUE N°3



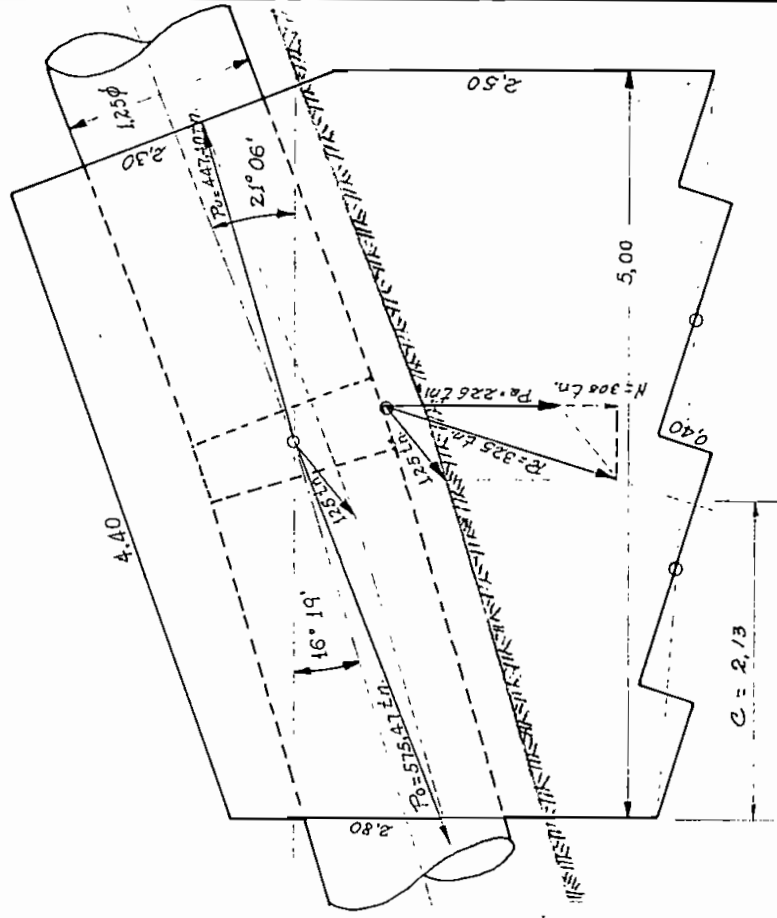
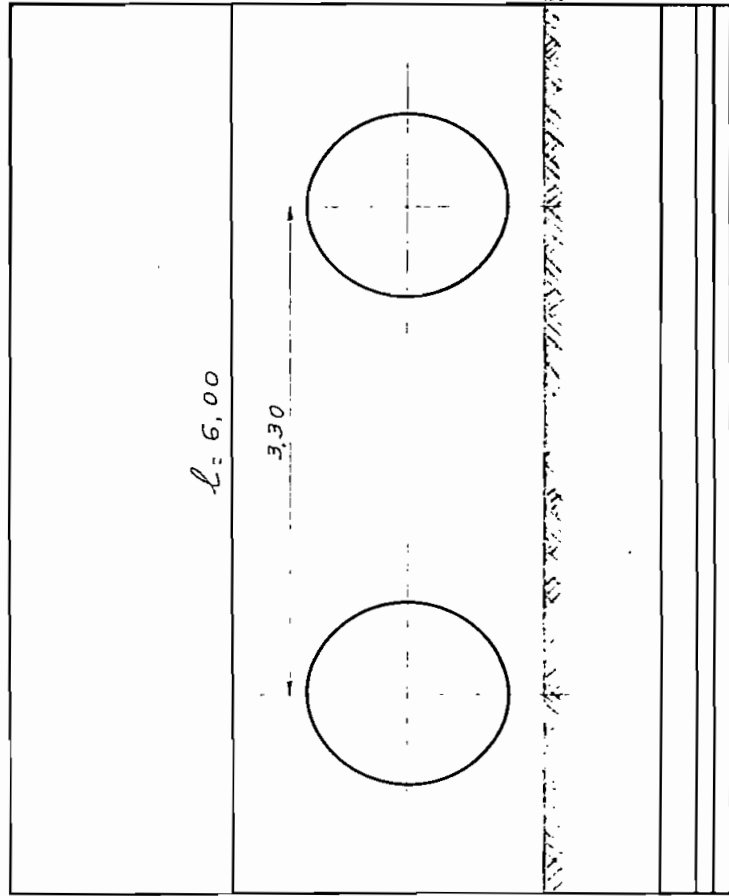
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3Cl} = \frac{2 \times 325}{3 \times 1,8 \times 6,0} = \frac{650}{32,4} = 20,06 \text{ tn/m}^2 = 2,0 \text{ kgf/cm}^2$$



# GRAFICO N° 52

ESCALA 1:50

BLOQUE N° 4



$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2N}{3C} = \frac{2 \times 305}{3 \times 6 \times 2.13} = \frac{610}{38.34} = 15.91 \text{ kg/cm}^2 = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

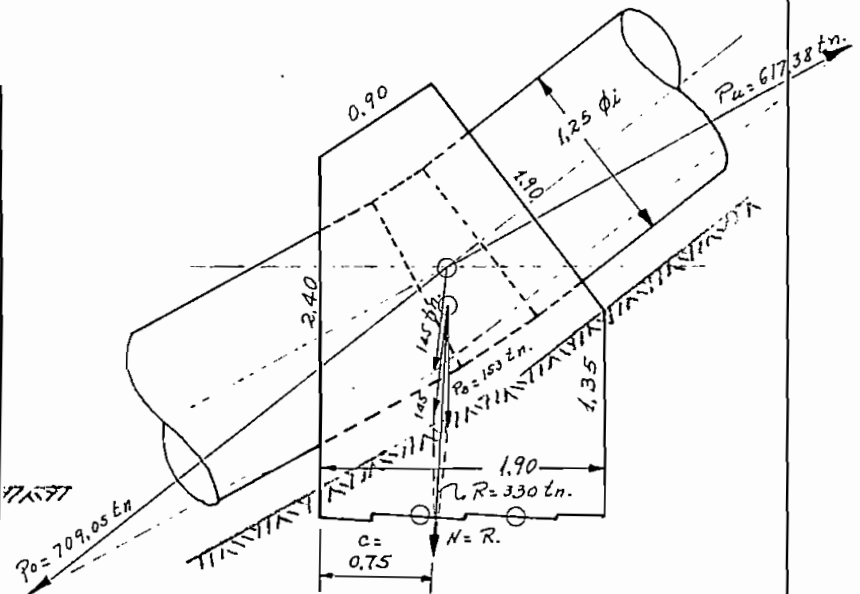
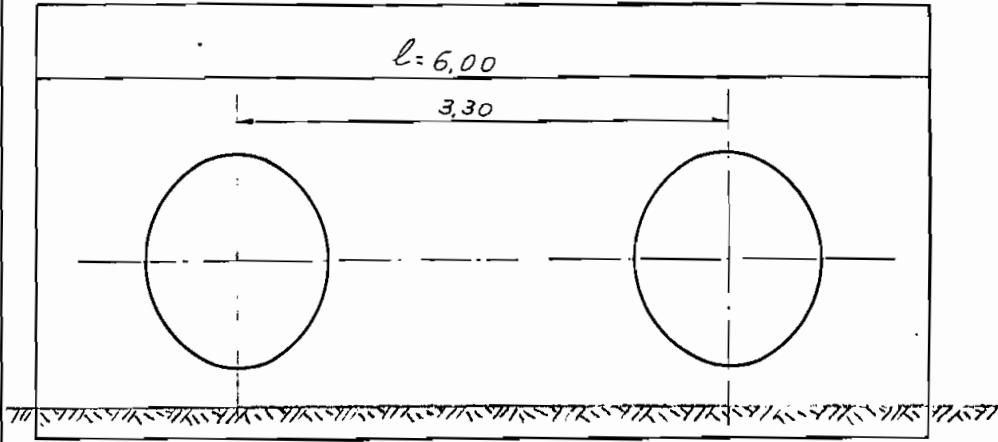
F.T.M.



# GRAFICO N° 54

ESCALA 1:50

BLOQUE N° 6



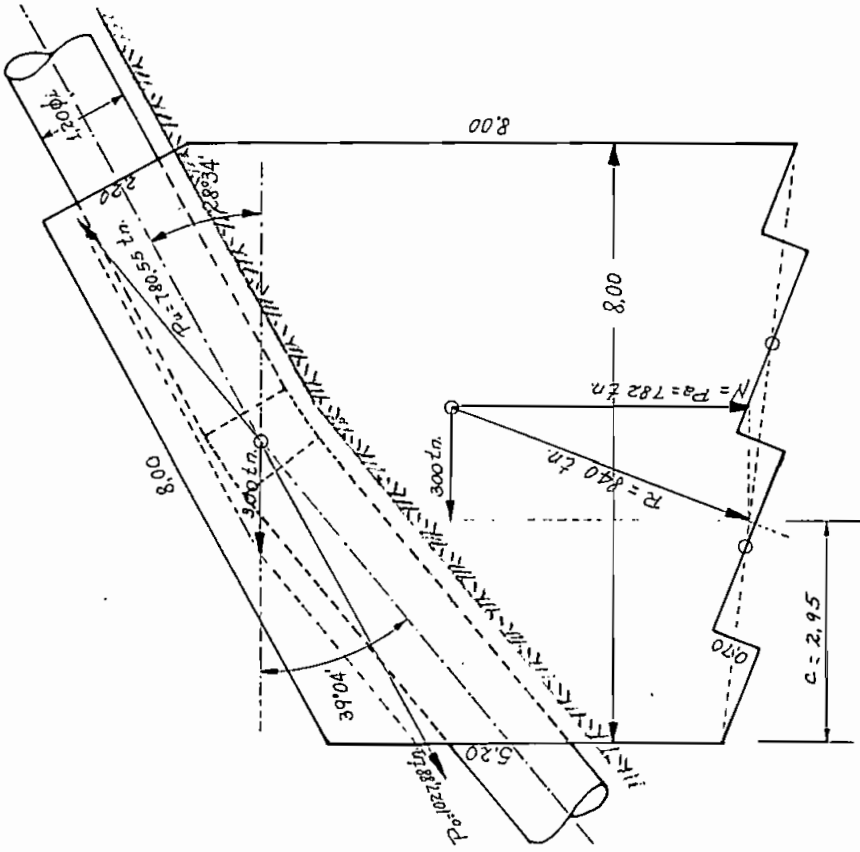
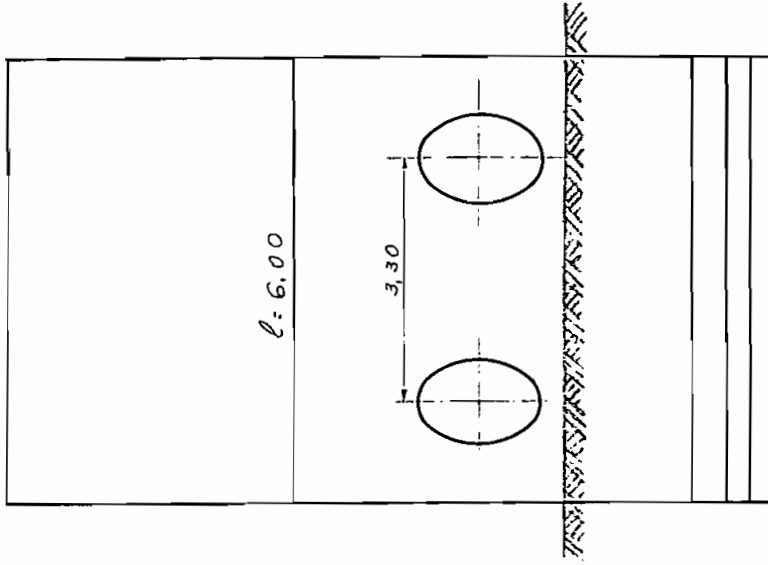
$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3c\ell} = \frac{2 \times 330}{3 \times 0,75 \times 6} = \frac{660}{13,5} = 48,89 \text{ kg/cm}^2$$



# GRAFICO Nº 55

ESCALA 1:100

BLOQUE N=7



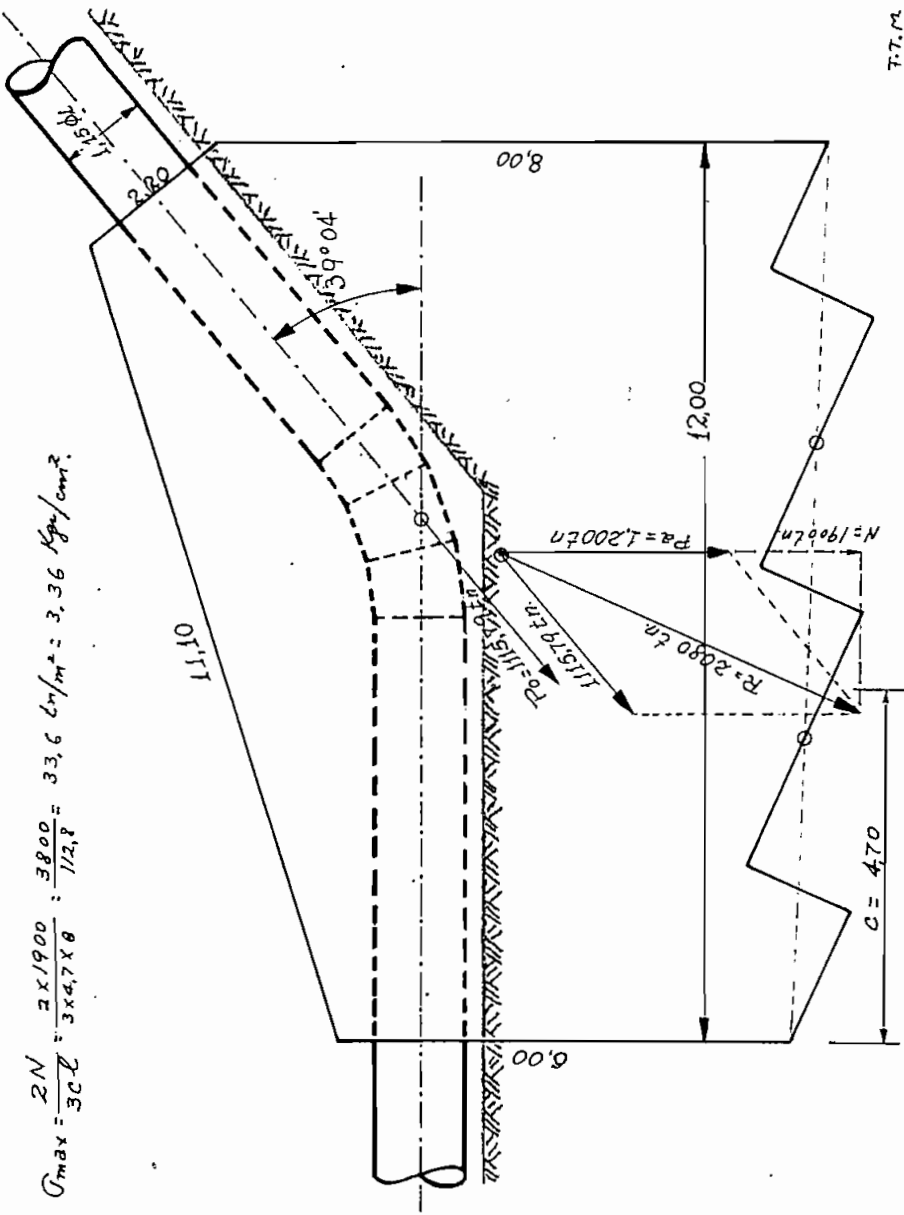
$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3CP} = \frac{2 \times 782}{3 \times 2.95 \times 6} = \frac{1564}{53.1} = 29.45 \text{ tn/m}^2 = 2.95 \text{ kg/cm}^2$$

# GRAFICO Nº 56

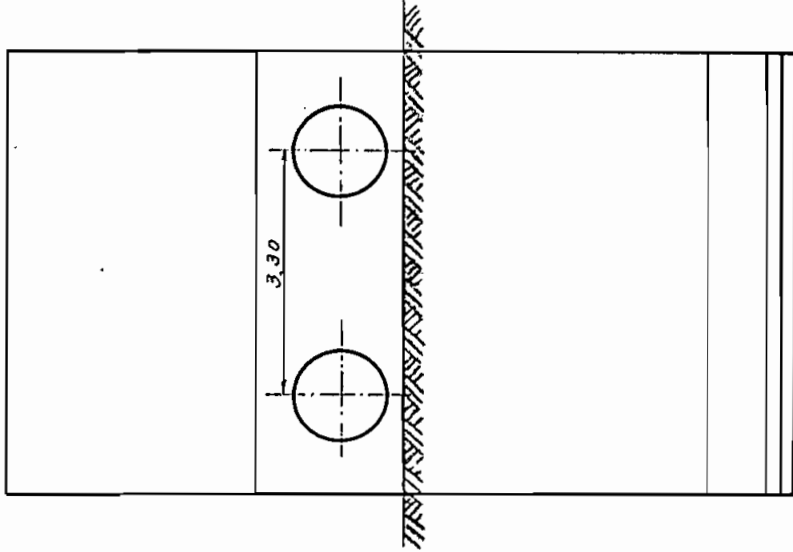
ESCALA 1:100

BLOQUI Nº 8

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3CL} = \frac{2 \times 1900}{3 \times 4,7 \times 8} = \frac{3800}{112,8} = 33,6 \text{ ton/m}^2 = 3,36 \text{ Kga/cm}^2$$



$$l = 6,00$$



T.T.M.

I,- JUNTAS DE EXPANSION.

Uno de los medios generalmente usados para la expansión y contracción de la tubería, debido a los cambios de temperatura, en tuberías de acero superpuestas, son las juntas de dilatación.

Si la tubería es horizontal, la junta de expansión se localiza aproximadamente en la mitad, para reducir el movimiento de la tubería sobre los apoyos a un mínimo. Cuando se tiene la tubería con diferentes gradientes, lo usual es instalar la junta cerca del bloque superior, en tal forma que se transfiera toda la fracción sobre los apoyos al anclaje inferior.

Cuando se instalan éstas, la tubería se ancla en los codos con macizos de mampostería, llamados bloques de anclaje, logrando de esta manera tener fijos los codos y cuando se produzcan variaciones de longitud, absorva la junta de dilatación.

Como la junta de dilatación no tiene igual resistencia mecánica al resto de la tubería se le considera como punto débil y por tal razón conviene ponerla en el extremo superior de cada alineación recta, en donde la carga de agua es naturalmente menor, facilitando a la vez el montaje esta disposición.

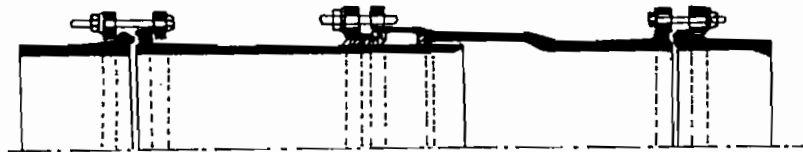
Las juntas de expansión en tuberías enterradas son rara vez necesarias, ya que no están expuestas a cambios de temperatura.

Las expansiones y contracciones del acero de la tubería, debido a los cambios de temperatura, son más grandes cuando la tubería está vacía y como en el período de construcción se sucede esto, se debe tener cuidado para diseñar bajo estas condiciones y considerar la temperatura de instalación final, expuesta ya anteriormente.

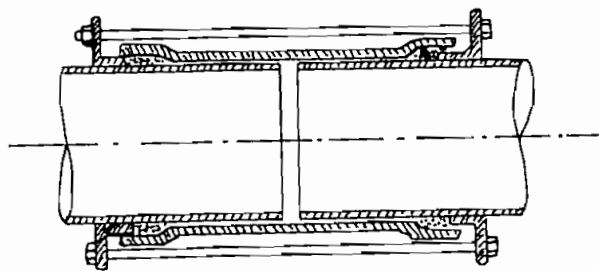
En ciertos países<sup>no</sup> consideran útiles las juntas de dilatación y mas bien admiten las sobrecargas del material debido a la variación de la longitud, en consideración a que es mayor en vacío. Además en esos países no colocan los anclajes de la tubería en los codos, sino en puntos intermedios de las alineaciones rectas, dejando libres aquellos al movimiento originado por los cambios de longitud, de modo que no toda la variación de ésta absorbe el material. Por otra parte, no se produce la sobrecarga, debido a la variación de temperatura, puesto que la tubería no está perfectamente recta y el codo es el que tomará la variación de longitud, sea aumentando, o disminuyendo su ángulo cuando hay contracción o dilatación, respectivamente.

De inmediato, y gracias a gráficos, se indican las diferentes juntas de expansión, que generalmente se usan.

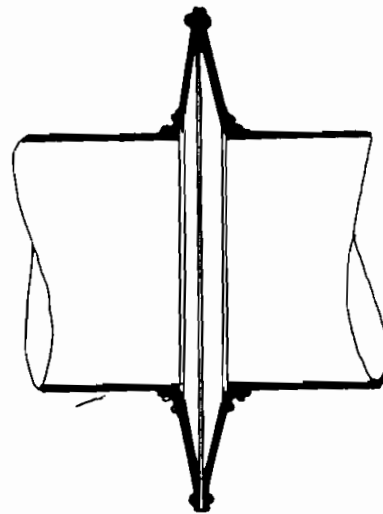
GRAFICO N° 57



JUNTA DE DILATACION SIMPLE



JUNTA DE DILATACION DOBLE



JUNTA DE DILATACION DE TUELLE

## BIBLIOGRAFIA.

- 1- Francisco Javier Domínguez S.- Hidráulica.- Santiago de Chile: 1.959.
- 2- William P. Creager y Joel D. Justin.- Manual Hidroeléctrico.- New York-Estados Unidos de América: 1.963.
- 3- José Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil Seguro.- Salto de Agua y Presas de Embalse.- España-Madrid: 1.958.
- 4- M. Kraemer Morata.- Instalaciones de Fuerza Motriz Hidráulica.- España-Barcelona: 1.956.
- 5- Herbert Addison.- Tratado de Hidráulica Aplicada.- España-Barcelona: 1.956.
- 6- Tubería Mannesmann para Agua y Gas.- Volumen N° 2188 E de la Casa Mannesmann: 1.961.
- 7- R. L. Daugherty.- Tuberías Hidráulicas.- New York-Estados Unidos: 1.920.
- 8- Desarrollo de la Potencia del Agua.- Boletín de la Casa Gilkes.- Inglaterra-Londres: 1.956.
- 9- Tuberías para Turbinas.- Boletín de la Casa Mannesmann.- Röhren Werke Düsseldorf: 1.930.
- 10- Ing. Marcos Gándara E.- Motores Hidráulicos.- Ecuador-Quito: 1.948.
- 11- L. Quautz.- Motores Hidráulicos.- España-Barcelona: 1.953.
- 12- Archer E. Knowlton.- Manual "Standard" del Ingeniero Electricista.- España-Barcelona: 1.962.
- 13- Dr. Th. Buhhold.- Centrales y Redes Eléctricas.- España-Barcelona: 1.959.
- 14- Edison Electric Institute.- Tuberías.- Estados Unidos-New York: 1.955.