

"TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL  
TITULO DE INGENIERO EN LA ESPE-  
CIALIZACION DE ELECTROTECNIA DE  
LA ESCUELA POLITECNICA NACIONAL"

PROYECTO HIDROELECTRICO

PARA LA CIUDAD DE CAÑAR

Patricio García Espinosa

QUITO

Septiembre, 1963

*A. Cárdenas T.*  
**Ingeniero Alejandro Cárdenas Tinajero**

# INDICE

Página

## CAPITULO PRIMERO

AZUD TIPOLES . . . . .	1
Teoría sobre el Cálculo de la Rejilla . . . . .	4
Cálculo de la Toma . . . . .	9
Túnel de Captación . . . . .	11
CALCULO PARA MAXIMA CRECIDA	
Canal: desde la Toma al Desarenador . . . . .	18
Estabilización de caudales . . . . .	20
Pantalla reguladora exterior . . . . .	22
Aliviadero . . . . .	25
Pantalla reguladora interior . . . . .	32
Pérdida de carga en la rejilla . . . . .	34
Pérdida a continuación del Túnel de Captación . . . . .	35
Pérdida por el cambio de Dirección . . . . .	37
Pérdida por la entrada en la toma . . . . .	38
Altura total para Máxima Crecida . . . . .	40
Determinación de Cotas . . . . .	41
Caudal mínimo que puede pasar en la obra calculada . . . . .	42
Diseño del Azud: Perfil Creager . . . . .	44
CALCULO DEL COLCHON DE AGUAS	
Alturas conjugadas para máxima crecida . . . . .	49
Espesor del colchón de Aguas . . . . .	54
FUERZAS DEL AZUD EN MAXIMA CRECIDA	
Subpresión . . . . .	60
Peso del Agua . . . . .	62
Empuje de las Aguas . . . . .	66
Peso del Azud . . . . .	66

CONDICIONES DE LA ESTABILIDAD EN LA FRENTE CORRIENTE

Contra la tuituración . . . . .	63
Contra el deslucamiento . . . . .	63
Contra el volcamiento . . . . .	70

ESTABILIDAD DE LAS OBRAS EN SECCIONES MEDIAS

Alturas conjugadas . . . . .	70
Subpresión . . . . .	72
Espaje de las Aguas . . . . .	73
Fase del Asud . . . . .	74
Fase de las Aguas . . . . .	74

CONDICIONES DE LA ESTABILIDAD EN SECCIONES LATERALES

Contra la tuituración . . . . .	77
Contra el deslucamiento . . . . .	77
Contra el volcamiento . . . . .	77
Volúmen de Hormigón . . . . .	78

FUERZAS HORIZONTALES . . . . . 79

Fuerzas que actúan a Embalse lleno . . . . .	82
Fuerzas que actúan a Embalse vacío . . . . .	83
Volúmen de Hormigón del Muro Lateral . . . . .	84

CONDICIONES GENERALES DE LA SECCION TOTAL . . . . . 84

CAPITULO SEGUNDO

ASUD ORIENTAL; TUBO LATERAL

Cálculo de la Boca Total . . . . .	86
Pérdidas de carga en la Rejilla . . . . .	89
Longitud final de la Boca Total . . . . .	91
Dimensiones del Canal hasta el Desarenador . . . . .	93
Determinación de Cotas . . . . .	95

CONDICIONES PARA LA ESTABILIDAD DEL ASUD

Estabilización de caudales . . . . .	97
Pantalla reguladora exterior . . . . .	98

	Página
Aliviadero . . . . .	99
Pantalla reguladora exterior . . . . .	100
Funcionamiento como pantalla de la Boca Toma . . . . .	101
Altura de carga . . . . .	102
Perfil Crauger . . . . .	104
 <b>COLCHON DE AGUAS</b>	
Alturas conjugadas . . . . .	107
Espesor del colchón . . . . .	112
 <b>FUERZAS QUE ACTUAN EN MARTIN CRUJIANE</b>	
Subpresión . . . . .	116
Empujo de las aguas . . . . .	118
Peso de las aguas . . . . .	118
Peso del Azud . . . . .	120
 <b>CONTRIBUCION DE LA ESTABILIDAD</b>	
Contra la trituration . . . . .	121
Contra el deslizamiento . . . . .	123
Contra el volcamiento . . . . .	123
Volúmen de Hornación y Excavación . . . . .	123
 <b>MURO LATERAL</b>	
Fuerzas que actúan a embalse lleno . . . . .	127
Fuerzas que actúan a embalse vacío . . . . .	128
Volúmen . . . . .	128
Volúmen total de la Boca Toma . . . . .	129
Comparación de los Azudes de toma lateral con el Tirolés	129
Zanpeado . . . . .	130
Compuerta de Purga y Canal de Desfogue . . . . .	136
Desrripiador . . . . .	137

CAPITULO TERCERO

DESARENADOR

Capacidad y Dimensiones del Desarenador . . . . .	140
Dimensiones corregidas del Desarenador . . . . .	144
Obras complementarias	
Cotas . . . . .	147
Cálculo del Vertedero . . . . .	148
Cálculo del Aliviadero . . . . .	149
Compuerta de Purga . . . . .	150
Tiempo de Vaciado . . . . .	152
Canal de Desfogue . . . . .	154
Compuerta de Purga . . . . .	157

CAPITULO CUARTO

CANAL

Cálculo de la Pendiente . . . . .	158
Cálculo de la sección mas ventajosa . . . . .	150
TUNEL: Cálculo de la sección . . . . .	171
Cálculo de los Aliviaderos . . . . .	174
Compuerta de Purga y Canal de Desfogue . . . . .	175
Presupuesto de cada uno de los canales de Desfogue y Compuerta de Purga . . . . .	176
Comparación económica: Sección mas ventajosa . . . . .	177
EJE DEL CANAL: Tracado . . . . .	179
Pérdidas de Carga . . . . .	190
Cotas del Canal . . . . .	191

CAPITULO QUINTO

TANQUE DE IMBESION

Criterios Básicos . . . . .	192
Capacidad y Dimensiones . . . . .	193

	Página
Altura de Carga a la entrada de la Tuberia . . . . .	194
Dimensiones lineales del Tanque . . . . .	195
 <b>OTRAS COMPLEMENTARIAS</b>	
Vertedero . . . . .	197
Regillas . . . . .	199
Compuerta de Fuga y Canal de Desfogue . . . . .	203
Pérdidas de Carga . . . . .	205
Cotas . . . . .	206
 <b><u>CAPITULO SEXTO</u></b>	
<b>TUBERIA DE SUMISION</b>	
Criterio . . . . .	207
Diámetro de la Tuberia: criterio . . . . .	208
Perfil y Longitud de la Tuberia . . . . .	210
Cálculo del Diámetro . . . . .	212
Pérdidas de Carga . . . . .	213
Cálculo del Espesor . . . . .	216
 <b>DINAMISMO EN EL INTERIOR DE UNA TUBERIA . . . . .</b>	
<b>SOME POLAR DEL DINAMISMO . . . . .</b>	
Cálculo del golpe de Ariete . . . . .	221
Cálculo definitivo del espesor . . . . .	223
Número de Tubos . . . . .	224
 <b><u>ANEXOS</u></b>	
Turbina: tipo . . . . .	226
Generador: potencia . . . . .	228
 <b><u>BIBLIOGRAFIA</u></b> . . . . .	
	229

INDICE DE PLANOS ADJUNTOS A LA TESIS

Ubicación general de la Ciudad de Cañar con las ciudades aledañas, y del Proyecto Hidroeléctrico . . . . .	Plano # 1
Desarenador: vistas y cortes . . . . .	Plano # 2
Canal: Trazado del Eje . . . . .	Plano # 3
Canal: Trazado del Eje (continuación) . . . . .	Plano # 4
Tubería de Presión (Vista de Planta) . . . . .	Plano # 5
Tubería de Presión (Corte Longitudinal) . . . . .	Plano # 6

## I N T R O D U C C I O N

### RECOPIACION DE DATOS SOBRE LAS NECESIDADES ELECTRICAS DE LA

#### CIUDAD DE CAÑAR Y DEMAS CIUDADES ALEDAÑAS.

Para establecer las necesidades eléctricas de la ciudad de Cañar y demás ciudades aledañas, se ha recopilado las estadísticas obtenidas por la Empresa Electro-Ecuatoriana y que actualmente reposan en la Junta de Planificación y Coordinación Económica.

La población de Cañar es de 6.029 habitantes.

La escasez de la energía eléctrica en dicha ciudad es muy aguda. En la actualidad dispone tan sólo de 45 Kw. Existe una planta hidroeléctrica instalada en el río Coyoctor, pero que funciona en forma deficiente por la mala instalación de los equipos hidroeléctricos, y por las pérdidas excesivas en las líneas de transmisión y distribución. La potencia nominal de los generadores es 60 Kw, de los cuales se pierde un 25% por las deficiencias anotadas.

El servicio no es continuo, pues funciona solamente en la noche y la central opera siempre a su máxima capacidad. Por este motivo ha sido imposible obtener los datos necesarios para determinar una curva de carga diaria para el cálculo de la demanda.

Asumiendo un valor promedio bajo de 40 wat. por habitante, la capacidad requerida será aproximadamente de 250 Kw. Consi-

derando un factor de crecimiento del 3%, la demanda después de 14 años alcanzaría a 380 Kw.

Esto, en breves líneas, la demanda de la ciudad de Cañar; como se ve, una angustiosa necesidad de energía eléctrica y, sin embargo, ningún dato estadístico.

Igualmente que Cañar, las poblaciones cercanas de El Tambo, Honorato Vásquez, Chorocopte e Ingapirca sufren de extrema necesidad. A grandes rasgos se establecerán sus demandas eléctricas.

No se tomarán en cuenta las poblaciones como Duncur, Cochancay, Manuel J. Calle, etc. que están muy lejanas.

#### El Tambo.

Está ubicada al norte de Cañar a 5.8 km. Actualmente está sin servicio eléctrico.

Tiene 110 casas con una población de 800 habitantes. La industria, especialmente molinera, está trabajando con motores de gasolina con una capacidad total de 15 CV.

Por falta de instrumentos de control en el tablero de calida, que servía a El Tambo, no ha sido posible obtener un dato cierto sobre la carga eléctrica y consumo, pero se estima que una capacidad de 45 Kw, satisficaría para el alumbrado, servicio doméstico y la pequeña industria existente.

#### Honorato Vásquez.

Situada al noroeste de Cañar a 8 km., tenía una planta diésel de 5 Kw que actualmente no funciona. Tiene aproximadamente 60 casa y 400 habitantes.

De esta ciudad no existe ningún dato de consumo eléctrico por no haber existido control alguno. Se estima que una potencia de 15 Kw, cubriría las necesidades actuales.

### Chorocopte.

La parroquia Chorocopte está al S. O. de Cañar a Km. de distancia. No existe ningún dato de consumo ni de su capacidad eléctrica. Hay unas 40 casas y una población de 250 habitantes. Se cree que con 10 Kw. se cubrirían las necesidades eléctricas actuales.

### Ingapirca.

Está situada al E. de Cañar a 10 km. de distancia. Está actualmente servida por un grupo DIESEL de 5 Kw. que está en regulares condiciones de funcionamiento. Su población es de 200 habitantes y la potencia existente cubre las necesidades. Se estima que su capacidad es de 5 Kw.

Esto en breve síntesis la necesidad eléctrica del sector. Se necesita de inmediato una potencia de 315 Kw.

## POSIBILIDADES HIDRAULICAS.

La posibilidad hidráulica que salta a la vista en este sector de la provincia es el río Coyector. Actualmente es aprovechada en parte la energía de dicho río, ya que existe una planta hidroeléctrica, pero en malas condiciones.

Los estudios realizados por la Caja del Riego llegaron a establecer que el mínimo caudal del río Coyector en tiempo de estiaje es  $1.6 \text{ m}^3/\text{sg}$ . Dedujeron así mismo que el caudal de máxima crecida podría llegar hasta  $65 \text{ m}^3/\text{sg}$ .

La existencia de este río de montaña, con una pendiente aproximada de 1.5% plantea de inmediato la posibilidad de construir una planta hidroeléctrica que podría aliviar las necesidades del sector.

## JUSTIFICACION DE UNA OBRA HIDROELECTRICA

Existen varias realidades en el sector de estudios:

- 1) Inmensa necesidad de Energía Eléctrica y gran escasez de la misma.
- 2) Un río de montaña que podría ser utilizado para una obra de este tipo, captando unicamente su caudal de estiaje, pues la topografía del terreno imposibilita cualquier proyecto de construcción de un embalse.
- 3) Pero juntamente con las dos condiciones anotadas, no existe ningún dato estadístico, ni la menor posibilidad de obtener - los sobre la demanda de dicho sector.

Ante esta dolorosa realidad, resultan dos criterios totalmente opuestos: -El criterio técnico  
-El criterio humano.

Técnicamente es inaceptable considerar siquiera la posibilidad de construir una obra hidroeléctrica. Un criterio técnico exigiría, el obtener primero toda exactitud datos sobre la demanda de cada una de las poblaciones consideradas. Luego de ello instalar una estación aforo en el río por un tiempo no menos de 7 años y determinar así la posibilidad de construir una obra de estas características.

Desdichadamente esto no es posible. Existe la necesidad de la gente y una imperiosa obligación moral de ayudar a ellos a levantar su nivel de vida.

Mucho tiempo se ha perdido ya en el Ecuador. Figura el país entre los más pobres del mundo, a pesar de poseer grandes recursos naturales.

Técnicamente no se puede justificar una obra hidroeléctrica, pero los ecuatorianos que hasta hoy han sido postergados necesitan esta obra. Hay que construirla.

Como se fijó además en el estudio de la ciudad de Cañar, esta planta podría satisfacer sus necesidades hasta después de unos 15 años. Por tanto su construcción se justifica.

Pero luego de los primeros años, las poblaciones aledañas no podrían servirse de la planta pues toda la potencia iría absorbiendo la ciudad de Cañar. Esto está previsto, y se solucionará el problema existente de la instalación de una central termoeléctrica de gran capacidad, a base de carbón de piedra y que solucionaría el futuro eléctrico de toda la provincia.

Por todas estas consideraciones, se construirá la planta hidroeléctrica y el proyecto consistirá en captar 1.600 lit./sg. de las aguas del río Coyector, y por un canal de aproximadamente 2 km. lleva las aguas hasta obtener una caída de cerca de 30 m. Esto producirá una potencia de unos 380 Kw, que es la potencia que necesita el sector.

#### LOCALIZACIÓN DE LA OBRA.

La planta hidroeléctrica a construirse se ubicará a unos 3.5 km. de la ciudad de Cañar en dirección N. O. en la margen izquierda del río Coyector.

Por efecto de la localización de la obra se dividirá el proyecto en tres partes principales:

- Obras de Captación o de toma.
- Canal de aducción y desarenador.
- Tanque de presión y tubería.

Para ubicar el azud se ha escogido un tramo recto del río, en el cual el azud irá perpendicular a la corriente, de modo que la acción simétrica del agua se reparte en toda su extensión.

No es conveniente la ubicación <sup>en una curva del río,</sup> pues aunque bien es cierto que facilita la construcción de desvío, la erosión o asolve que se produce en la parte concava o convexa de la curva encarece las obras y dificulta la consecución de un régimen estable para la captación de las aguas.

Se ha escogido una sección relativamente ancha del río, para tener una mayor longitud de azud y reducir la altura de la vena líquida, y además porque el terreno sobre el que se asentará el azud no es roca.

La ubicación del azud en este punto, es importante, pues pocos metros aguas abajo, existe en el cauce del río una grada de aproximadamente 55 cm., y esa grada será de gran utilidad para las obras de aliviación y limpieza.

La ubicación del canal estará hasta cierto punto, fijada al establecer el lugar de las obras de toma y el tanque de presión, y lo interesante será el proyector en la forma más conveniente, tanto técnica como económicamente.

El Tanque de Presión y Tubería, deberían tener una ubicación tal, que forman con el canal una línea recta. Pero esto no ha sido posible por la fotografía del sector. Por este motivo al construir el tanque de presión habrá que cuidar que la curva de transición sea suave.

Teniendo en cuenta estos criterios, la obra queda ubicada como se dijo antes, a 3,5 km. de Cañar y entre las coordenadas:

10.000 S -- 10.000 W, y

8.200 S -- 10.600 W.

Las obras de Captación son sumamente costosas, y hasta el momento, en el Ecuador, se ha acostumbrado construir un tipo tradicional de tomas de agua: un azud que eleva el nivel de las aguas y una Bocatoma lateral, en la orilla del río.

En otros países se ha ensayado con éxito un tipo especial de captación para ríos de montaña, mediante el Azud Tiroles o Caucaicano con la toma por debajo.

El estudio principal en la presente tesis, consistirá en comparar los dos tipos de tomas de agua.

## CAPITULO PRIMERO

### AZUD TIROLES O CAUCASIANO.- TOMA POR DEBAJO.

Cuando se trata de captar las aguas de un río con el objeto de utilizarlas en un proyecto hidroeléctrico, se puede realizar la captación con tomas de diferente tipo.

El tipo convencional se compone de azud, que cierra el cauce del río, compuerta de limpieza, rejilla vertical colocada a lo largo de la orilla y, normalmente, decantador o desripador.

Estas obras son costosas, por esto, autores, especialmente rusos, han ensayado otros tipos de estructura, como son las Tomas por Debajo, para obras de poco caudal.

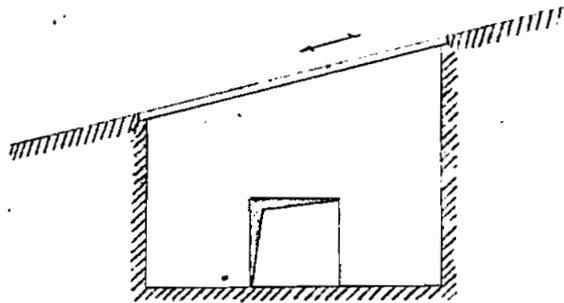
Las Tomas por Debajo se construyen en el lecho del río y generalmente por excavación del fondo natural. Son obras de débil caudal, instaladas en altura y en torrentes de régimen caracterizado por grandes aportes de sólidos en crecientes y por estiajes secos. Por esta razón, es necesario precaverse de los serios peligros de obturación por encasquillamiento y congelación, sobre todo cuando están situados en alta montaña.

Las tomas pueden <sup>ser</sup> directas o indirectas:

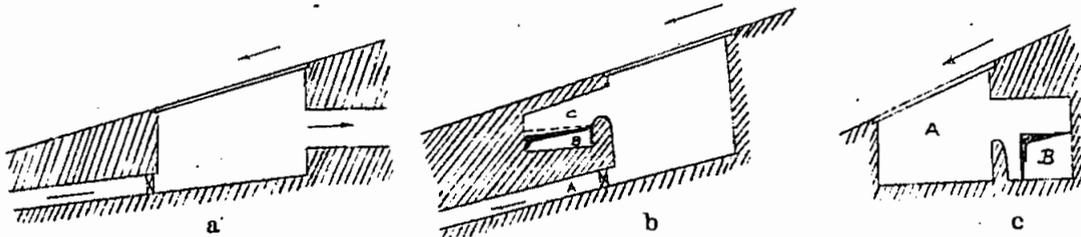
**DIRECTAS**, si la reja de entrada colocada en el fondo, en el lecho, y sobrepuesta a la cámara de toma, produce por sí misma y ella sola el primer descasquillamiento grueso; el conducto de entrada parte directamente de esta cámara y no tiene otra salida que ésta. (Fig. 1).

**INDIRECTAS**, si la reja de entrada colocada en el fondo tiene como único objeto proteger mecánicamente la cámara en la cual, el descasquillamiento primario se hace por gravedad. Mediante artificios simples, el conducto de entrada arranca de una altura suficiente sobre la base de la cámara para no arrastrar los ripios sedimentados. Estos son evacuados por una purga de fondo, que desemboca aguas abajo. (Fig. 2: a, b, c).

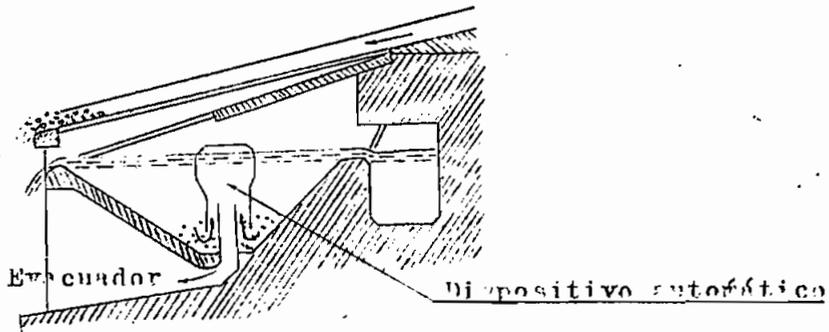
TOMAS POR DEBAJO



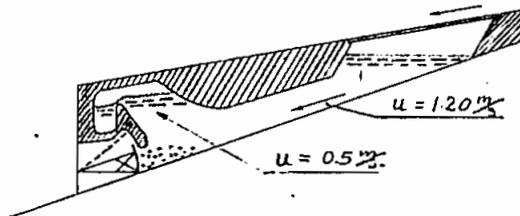
DIRECTA  
Fig. 1



INDIRECTA  
Fig. 2



TOMA NEYRET-BEYLIER  
Fig. 3



TOMA MONTAGNE  
Fig. 4

Diversos dispositivos han sido preconizados, desde el tipo Neyret Baylier hasta la estructura de Montagné. La tendencia actual trata de captar caudales que puedan llegar hasta  $4m^3/seg.$ , con las Tomas por Debajo. Para este caso, los aportes sólidos que atraviesan la reja pueden ser de  $1 dm^3/seg.$  o más. Las fosas para gravas, que completan necesariamente tomas por Debajo (las indirectas), deben ser purgadas frecuentemente, o bien estar provistas de purgadores automáticos cuya ejecución es bastante delicada.

Especialmente en Francia e Italia, se ha estudiado y preconizado el uso de sifones apropiados; pero la dificultad más grave proviene de la necesidad de evacuar con frecuencia una masa considerable de grava con un caudal líquido demasiado reducido, aún para provocar la cerradura del sifón. Esta se produce generalmente cuando la reja se ha obstruído y deja pasar sólo una pequeña cantidad de agua. Por esta razón, conviene tomar los coeficientes de obstrucción para los casos más desfavorables y tener así una máxima seguridad.

Entre las Tomas por Debajo, la mas notable y la que más desarrollo ha experimentado es la TOMA CAUCASIANA O TIROLESA, llamada así por haberse usado en esas regiones.

Esencialmente consta de una rejilla de entrada horizontal sobre la cresta del azud, cubriendo una galería dentro de éste, que va directamente al desarenador, ya que el decantador no es necesario, porque la rejilla es lo bastante fina para impedir la entrada de ripio demasiado grueso.

Este diseño representa una serie de ventajas sobre el convencional, como las siguientes:

En primer lugar, en el diseño convencional, el azud debe tener cierta altura mínima para captar la cantidad requerida de agua, muchas veces el caudal total del río, en estiaje, y para tener la carga necesaria para que esta agua pase al canal a través de la rejilla y de otras posibles obstrucciones. En el caso de la Toma Caucásiana, la altura del azud puede llegar a ser cero sin que impida su eficiente funcionamiento.

Esto representa una considerable economía de material, no tanto en el azud mismo sino en el zampado, pues, al disminuir la altura, se hace también mucho menor la energía cinética que hay que disipar aguas abajo.

En segundo lugar, la poca altura del azud permite que, durante las crecientes, pasen fácilmente por encima las piedras y los materiales flo-

tantes. En las tomas convencionales, la obstrucción causada por el azud hace que las piedras grandes se depositen aguas arriba de él, sin que la compuerta de limpieza presente una solución enteramente satisfactoria.

La Toma Cauasiana permite suprimir la compuerta de limpieza, que es una estructura relativamente costosa, pues, aun si se hubieran depositado piedras, éstas alteran muy poco el funcionamiento de la toma.

El cálculo se reduce al de las dimensiones de la rejilla y de la galería.

El flujo a través de ambos se caracteriza por el hecho de que su caudal varía gradualmente a lo largo de su curso.

En el caso de la galería, el caudal va aumentando aguas abajo y una apreciable cantidad de energía se pierde en la mezcla turbulenta del agua que se añade con el agua que fluye en la galería.

El flujo producido es espiral, y la energía perdida es incierta, razón por la cual se escoge un coeficiente de rugosidad alto (entre 0,02 y 0,025).

CALCULO DE LA REJILLA.-

La admisión a la galería, puede hacerse por medio de una rejilla de barras paralelas al sentido de la corriente, o también por medio de una plancha con orificios circulares. En este estudio me concretaré al cálculo del primer tipo.

En 1948, M. A. Mostkov publicó su forma de cálculo: Considerando que el ángulo  $\theta$  es pequeño (no mayor del 20%), según el Teorema de Bernulli, se tendría:

$$H_0 = y + \frac{u^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2} \quad (1)$$

Siendo  $b$  = ancho de la rejilla, perpendicular al curso de agua.-

Experi-

mentalmente se ha demostrado que, en especial para el flujo variable con caudal decreciente,

$$H_0 = \text{constante.}$$

Entonces, derivandó según  $x$ , se tiene:

$$\frac{dH_0}{dx} = 0 = \frac{dy}{dx} + \frac{2Q \frac{dQ}{dx} \cdot 2gb^2y^2 - Q^2 \cdot 4gb^2y \frac{dy}{dx}}{4g^2 b^4 y^4}$$

CORTE TRANSVERSAL DEL AZUD

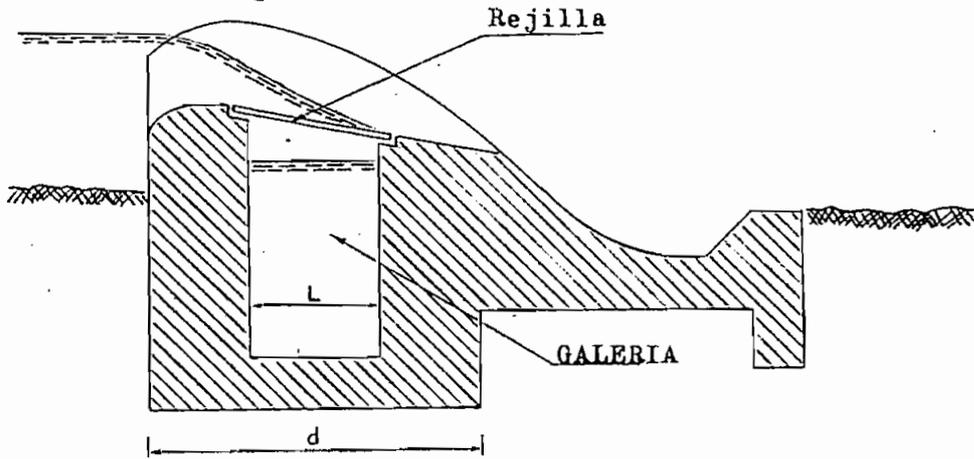


Fig. 5

Esquema General

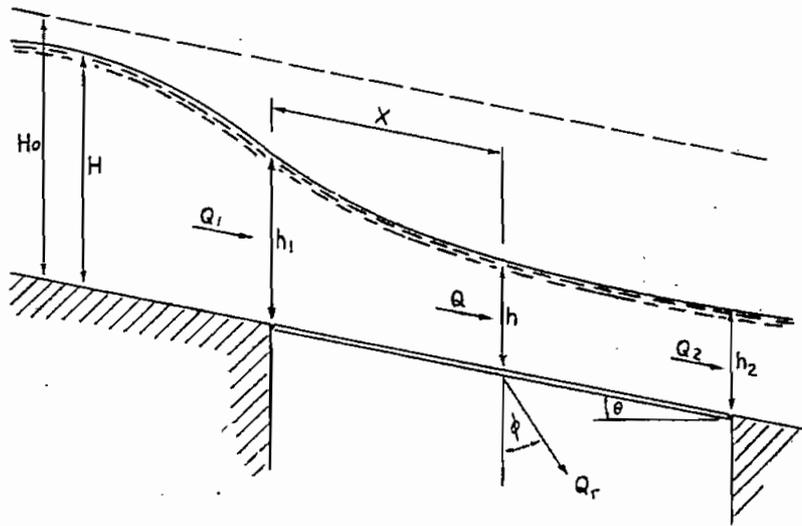


Fig. 6

de donde: 
$$\frac{dy}{dx} = \frac{Qy}{Q^2 - gb^2y^3} \cdot \frac{dQ}{dx} \quad (2)$$

Para calcular el caudal que la rejilla deja pasar, se hace las siguientes consideraciones:

Los experimentos realizados con rejillas compuestas de barras paralelas a la dirección de la corriente, han demostrado que la distribución de presiones se aparta considerablemente de la Hidrostática, razón por la cual no se puede tomar como carga sobre la rejilla la altura del agua que hay sobre ella, para una partícula situada a la distancia  $x$  del comienzo de la rejilla.

La componente vertical de la velocidad, causada por la presión en el flujo, será:

$$U_v = \sqrt{2g \frac{Px}{\gamma}}$$

La componente horizontal será:

$$U_h = \sqrt{2g \left( H_0 - \frac{Px}{\gamma} \right)}$$

Consecuentemente, la velocidad resultante con que atraviesa la rejilla una partícula líquida, será:

$$U = \sqrt{U_v^2 + U_h^2} = \sqrt{2gH_0} \quad (3)$$

Haciendo un ángulo con la vertical igual a :

$$\phi = \text{arc. tg.} \frac{U_h}{U_v}$$

$$\phi = 55^\circ \text{ experimental}$$

Por lo tanto se puede ver que la velocidad con que el agua atraviesa la rejilla es constante en magnitud en todos sus puntos. De aquí no se puede sacar la conclusión de que la distribución del caudal que pasa es uniforme a lo largo de la rejilla, por cuanto el ángulo de los filetes líquidos con la vertical es variable.

Debido a este paso oblicuo de l agua, la lon-

gitud efectiva de la rejilla es:

$$L_e = \int_0^L \cos. \phi \, dx$$

Siendo  $L_e$  menor que la longitud real  $L$ .

Como primera aproximación se puede tomar:

$$L_e = L \cdot \cos. \phi_{med} \tag{4}$$

El área de la rejilla por la cual entra el agua será:

$$A = bL \cos. \phi_{med} K \tag{5}$$

Siendo  $K$  un coeficiente que reduce el área total en área efectiva disponible para el paso del agua.

Está dada por:

$$K = (1-p) \frac{S}{S + t} \tag{6}$$

$p$  = porcentaje de la superficie que queda obstruída por las arenas y gravas que se incrustan entre las rejías.- Varía normalmente entre 15% al 25%.

$S$  = distancia entre reja y reja

$t$  = ancho de la reja.

Entonces el caudal que entra por una longitud "x" de la rejilla será el siguiente:

$$Q_w = c.b.x. \cos. \phi_{med} K \sqrt{2gH_0} \tag{7}$$

Llamando  $m$  :

$$m = c.K. \cos. \phi_{med}$$

$$Q_w = m.b.x. \sqrt{2gH_0} \tag{7'}$$

Siendo  $c$  el coeficiente de contracción y que varía en función de la disposición de hierros de la rejilla.

Derivando las expresiones (7) y (7'), se obtiene la variación del caudal a lo largo de la rejilla:

$$-\frac{dQ}{dx} = c.b. \cos. \phi_{med} K \sqrt{2gH_0} \quad (8)$$

$$-\frac{dQ}{dx} = m.b. \sqrt{2gH_0} \quad (8')$$

De la ecuación (1) se obtiene:

$$Q = b.y. \sqrt{2g(H_0 - y)} \quad (9)$$

Reemplazando las ecuaciones (8') y (9) en la ecuación (2), se llega a lo siguiente:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2m \sqrt{H_0(H_0 - y)}}{3y - 2H_0} \quad (10)$$

E integrando esta ecuación, resulta:

$$x = -\frac{H_0}{m} \frac{y}{H_0} \sqrt{1 - \frac{y}{H_0}} + C$$

sabiendo que cuando  $x = 0$   
 $y = y_1$

Entonces se puede determinar la constante de integración y obtener la ecuación del perfil del flujo:

$$x = \frac{H_0}{m} \left( \frac{y_1}{H_0} \sqrt{1 - \frac{y_1}{H_0}} - \frac{y}{H_0} \sqrt{1 - \frac{y}{H_0}} \right) \quad (11)$$

Cuando  $y = 0$ , la ecuación dará la longitud requerida de rejilla para una captación total de caudal. Esto sería:

$$L = \frac{H_0}{m} \left( \frac{y_1}{H_0} \sqrt{1 - \frac{y_1}{H_0}} \right) \quad (12)$$

Reemplazando en esta última ecuación, la ecuación (9) se convierte en:

$$L = \frac{Q_1}{m.b. \sqrt{2gH_0}}$$

L nunca será mayor de 1,25 m.

El azud trabajará como verdadero de cresta ancha siempre que (Ver fig. de la pág. 5):

$$2,5 H_0 \leq d \leq 10 H_0$$

Conociendo el valor de  $Q_1$ , que en estiaje podría ser  $Q_1 = Q_w$ , el caudal de captación sería:

$$Q_1 = c_1 . b . H_0^{3/2}$$

CALCULO DE LA TOMA.-

Según la teoría vista:

$$L = \frac{Q_1}{m \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0}}$$

$$Q_1 = Q_w = 1,6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$m = c k \cos \phi$$

$$H_0 = \left( \frac{Q_1}{c_1 \cdot b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$b = 7,0 \text{ m. Longitud impuesta,}$$

considerando que mientras más grande es b, L será menor; esto contribuirá a que, habiendo más cantidad de hormigón, sea mayor la solidez.

$$H_0 = \left( \frac{Q_1}{c_1 b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$c_1$  = Coeficiente para vertedero de pared gruesa y ligeramente inclinada, por cuanto se ha aceptado que la toma tenga una inclinación hasta de 20%. Para el presente caso, se ha adoptado una inclinación del 10%, correspondiente a un ángulo de  $\theta = 59^\circ 42'$ .

El Manual de Hidráulica de King -Tabla 46-, para vertederos de este tipo, con carga aproximada de 25 a 30 cm., de pared gruesa de 60 a 90 cm. de espesor, y con inclinación del 10% a aproximadamente.

$$c_1 = 1,49 \approx 1,50$$

Téngase presente que el azud trabajará como vertedero de cresta ancha, si  $2,5 H_0 \leq d \leq 10 H_0$ . Lo que se demuestra en la fig. 21.

$$H_0 = \left( \frac{Q_1}{c_1 b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{1,6}{1,50 \times 7,0} \right)^{\frac{2}{3}} = (0,152)^{\frac{2}{3}} = 0,2845 \text{ m.}$$

$$m = c k \cos \phi$$

$$\phi = 55^\circ$$

$$\text{Cos. } \phi = 0,574$$

$c$  = Coeficiente de contracción para orificios de fondo. Variará, según la altura de carga y según el tipo de rejillas utilizado. La distancia entre dos rejillas contiguas, 2,5 cm., según lo aconsejado. La pletina empleada debe tener sección rectangular, y sus dimensiones dependerán de la carga máxima que tenga que soportar en un momento dado. Un río de montaña, en una creciente grande, arrastra piedras hasta de 1 m. de diámetro. Para una longitud aproximada de rejillas de 60 a 70 cm., puede adoptarse una sección de 3 cm. de alto por 5 mm. de espesor. En el mercado se encuentran de 32 mm por 4.8 mm., que resisten perfectamente el peso y empuje de las mencionadas piedras.

Además las pletinas están inclinadas y la fuerza que actúa sobre ellas no será el peso total de la piedra. Por último, las piedras están sumergidas y su peso rebaja así, aproximadamente, a la mitad de su peso.

El Manual de Hidráulica, de M. A. Mostkov, para ORIFICIOS DE FONDO, que tienen rejillas de admisión (con una relación aproximada de 5 en espacio libre y 1 de rejilla), da:

$c = 0.497$  para rejillas horizontales

$c = 0.435$  para rejillas inclinadas un 20%.-

Para el presente caso, de inclinación de 10%, la interpolación da:

$c = 0.466$

$$k = (1 - p) \frac{S}{S + t}$$

$p = 25\%$ , por cuanto, siendo un río de montaña, de más de 3.000 m. de altura, acarreará el máximo de material sólido que puede llevar un río, y habrá una máxima obstrucción.

$s = 25.0$  mm. dimensión standard para este azud.

$t = 4,8$  mm.

$$k = (1 - 0.25) \left( \frac{25}{29.8} \right) = 0.629$$

$$m = c \cdot k \cdot \cos. \phi = 0.466 \times 0.629 \times 0.574 = 0.1685$$

Considerando igual número de vacíos y rejillas, se tendría:

$$N = \frac{7000}{29.8} = 235 \text{ rejillas}$$

$$L_h = \frac{Q_1}{m \cdot b \sqrt{2 g H_0}} = \frac{1.6}{0.1685 \times 7 \times \sqrt{2 g \times 0.2845}} = 0.575 \text{ m.}$$

$$L \text{ inclinada} = \frac{L \text{ horizontal}}{\cos. \theta} = \frac{57.5 \text{ cm.}}{\cos. \theta} = 58 \text{ cm.}$$

Si se aproxima  $L = 60 \text{ cm.}$ , entonces coeficiente  $c = 0.448$ , valor totalmente válido, agrandado al lado de la seguridad.

$$\underline{L = 60 \text{ cm.}}$$

### TUNEL DE CAPTACION

Después de atravesar la rejilla, el agua pasa a una galería situada en el cuerpo del azud, que la lleva hasta el canal.

Para su diseño no existe una teoría especial, sino únicamente un procedimiento de cálculo.

La longitud total "b" de la galería se divide en partes iguales, y el caudal en cada punto "x" se determina con la siguiente fórmula:

$$Q_x = \frac{Q_w}{L} \cdot x$$

Siendo:

x = distancia desde el comienzo de la galería

$$Q_x = \frac{Q_w}{L} \cdot x = \frac{16}{7} \cdot x = 0.2286 x$$

$$Q_x = 0.2286 \cdot x$$

La  $x$  = variable

siendo  $0 \leq x \leq 7$

Entonces hay un valor de  $Q_w$  para cada valor o variación de  $x$ . En la Tabla que corre en hoja separada, constan las variaciones de  $Q_w$ , velocidades, pendientes, etc. en función de  $x$ .

La velocidad al final de la galería  $V_f$  debe tomarse alta, entre 2.00 m/s. y 2.50 m./s., para tener la seguridad de que todos los materiales sólidos sean arrastrados. Como condición general, la velocidad será:

$$V_f \geq 3 \sqrt{g \cdot d_{\text{máx.}}}$$

$g$  = gravedad

$d_{\text{máx.}}$  = diámetro de partículas sólidas

$$V_f \geq 3 \sqrt{9.81 \times 0.025} = 1.48 \text{ m/seg.}$$

En este caso, para un máximo de seguridad, es aconsejable elevar esta velocidad, fijándola en

$$\underline{V_f = 2.00 \text{ m/seg.}}$$

Entonces la velocidad para cada punto del túnel está dada por :

$$V_x = \frac{(V_f - 1) x}{L} + 1$$

$$V_x = \frac{(2 - 1) x}{7} + 1$$

$$\underline{V_x = 1 + \frac{x}{7}}$$

Igualmente los valores de variación serán  $0 \leq x \leq 7$ ; y para cada valor de  $x$  habrá

$$A_x = \frac{Q_x}{V_x}$$

La relación entre el caudal y la velocidad da el área respectiva y, por tanto, el calado necesario de agua en cada punto de la galería.

$$d = \frac{A_x}{b}$$

De la misma manera, a cada coordenada de x corresponderá un valor de perímetro mojado, el de radio hidráulico y los otros valores que se observan en el cuadro.

$$p = 2d + b$$

$$R = \frac{A_x}{P}$$

Con cada uno de los valores anteriores, se hallará la pendiente de la superficie del agua también para cada punto, mediante la fórmula de Chezy:

$$J = \frac{V_x^2}{C^2 R}$$

V = velocidad  
R = radiohidráulico  
C = coeficiente que se obtiene de la fórmula de Manning o Pavlosky. } Conocidos y distintos en cada punto

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

Según la fórmula de Manning, se tiene: siendo n = coeficiente de rugosidad, llamado coeficiente de Horton, para aplicarlo a las fórmulas de Manning, Kutter y Pavlosky.

Este coeficiente de rugosidad se toma alto, de 0.025 a 0.030, considerando las pérdidas adicionales, debidas al flujo espiral y a la energía perdida, que es incierta. Hay estudios analíticos, a base de la ecuación de la cantidad de movimiento; pero dada la incertidumbre general del fenómeno, se prefiere usar alto este coeficiente, que experimentalmente se ha justificado. Así, pues,

$$n = 0.028$$

Nótese que, según el Manual de King, para para revestimientos de hormigón en buen estado,

$$n = 0.014$$

$$C = \frac{1}{0.028} \cdot R^{1/6}$$

$$C = 35.7 R^{1/6}$$

Ahora se puede ya hallar la pendiente J:

$$J = \frac{V_x^2}{c^2 R}$$

Encontrada la pendiente J de la superficie del agua, se hallarán sus coordenadas. Se considerará como positiva s del eje de abscisas abajo. Luego, encontradas las ordenadas parciales, se hallará las ordenadas acumuladas y así llegar a las cotas del fondo del túnel de captación. ( Observar gráficos de las fig. 7, 8 y 9. )

El primer calado teórico es igual a cero. Pero es aconsejable ponerlo de 30 cm.; por lo tanto para los primeros valores de X, o sea: X = 0, X = 0.50, y X = 1.00, habrá que efectuar una curva de transición, sin tomar en cuenta los valores de h<sub>x</sub>.

Es aconsejable además dejar un espacio libre de 10 cm. entre el nivel libre de agua y el punto más bajo de la rejilla; por esto, a los valores obtenidos en la columna h, se les sumará 10 cm.- Nótese que el principio de la rejilla, o sea su punto más alto, estará a 6 cm. más alto que el otro extremo de la rejilla.

Según el levantamiento topográfico, la cota del fondo del río, en el sitio donde se construirá el azud, es :

$$C . F . R = 44.80 \text{ m.}$$

Es aconsejable que el punto superior de la rejilla sea de 50 cm. a 1.00 m. más alto que la cota del fondo del río. Por tanto, la cota del punto superior de la rejilla será :

$$C . P . S . R = 45.50 \text{ m.}$$

si para este caso se acepta que sea 70 cm. más alto.

Entonces:

Cota Fondo del río	=	C . F . R	=	44.80 m.
Cota punto superior Rejilla	=	C . P . S . R	=	45.50 "
Cota punto inferior Rejilla	=	C . P . I . R	=	45.44 "

x	$\theta_x$	$V_x$	$A_x = \frac{x}{V_x}$	$d_x = \frac{Ax}{b}$	$P_x = 2dx \cdot b$	$R = \frac{Ax}{Fx}$	$\frac{1}{6} R$	c
m.	$\frac{3}{m./seg.}$	m./seg.	$m^2$	m.	m.	m.		
0.00	0.000	1.000	0.000	0.000	0.600	0.000	0.000	0.000
0.500	0.114	1.071	0.107	0.173	0.956	0.112	0.694	24.79
1.00	0.228	1.143	0.200	0.333	1.266	0.156	0.734	26.20
1.50	0.343	1.214	0.252	0.470	1.540	0.183	0.754	26.90
2.00	0.457	1.286	0.356	0.593	1.786	0.199	0.764	27.25
2.50	0.571	1.357	0.422	0.704	2.008	0.211	0.772	27.58
3.00	0.685	1.428	0.480	0.800	2.200	0.218	0.776	27.74
3.50	0.800	1.500	0.533	0.888	2.376	0.224	0.779	27.81
4.000	0.914	1.571	0.581	0.979	2.558	0.228	0.782	27.92
4.50	1.028	1.643	0.625	1.041	2.682	0.233	0.784	28.00
5.00	1.145	1.714	0.668	1.114	2.824	0.237	0.787	28.08
5.50	1.257	1.785	0.704	1.173	2.946	0.239	0.788	28.16
6.00	1.371	1.857	0.739	1.231	3.062	0.241	0.789	28.20
6.50	1.485	1.929	0.770	1.283	3.166	0.243	0.790	28.21
7.00	1.600	2.000	0.800	1.334	3.268	0.245	0.791	28.22

$x$	$c^2$	$V_x^2$	$J_x$	Ordenadas correspondientes a la $J_x$	Ordenadas acumuladas $H_x$	$H_x = d + \text{Ord.}$	$h_x + 0.100$	$m.$
$m.$			%	cm.	cm.	cm.	m.	m.
0.00	000	1.000	$\infty$		0.000	000.0	0.100	45.34
0.50	613	1.148	1.630	0.815	0.815	18.6	0.286	45.154
1.00	686	1.302	1.217	0.604	1.419	34.7	0.447	44.993
1.50	724	1.475	1.114	0.557	1.976	49.0	0.590	44.850
2.00	744	1.650	1.112	0.556	2.532	61.8	0.718	44.732
2.50	759	1.840	1.150	0.575	3.107	73.5	0.835	44.605
3.00	769	2.035	1.215	0.603	3.710	83.7	0.937	44.503
3.50	774	2.250	1.300	0.650	4.360	93.1	1.031	44.409
4.00	779	2.470	1.390	0.695	5.055	103.0	1.130	44.310
4.50	783	2.700	1.480	0.740	5.795	109.9	1.199	44.241
5.00	787	2.940	1.575	0.788	6.583	118.0	1.280	44.160
5.50	791	3.180	1.685	0.842	7.425	124.7	1.347	44.093
6.00	793	3.445	1.805	0.902	8.327	131.4	1.414	44.026
6.50	795	3.720	1.925	0.963	9.290	137.6	1.476	43.964
7.00	797	4.000	2.050	1.025	10.415	143.8	1.538	43.902

PENDIENTE DE SUPERFICIE DEL AGUA EN EL TUNEL DE CAPTACION

Escala 1:50  $\rightarrow$  m

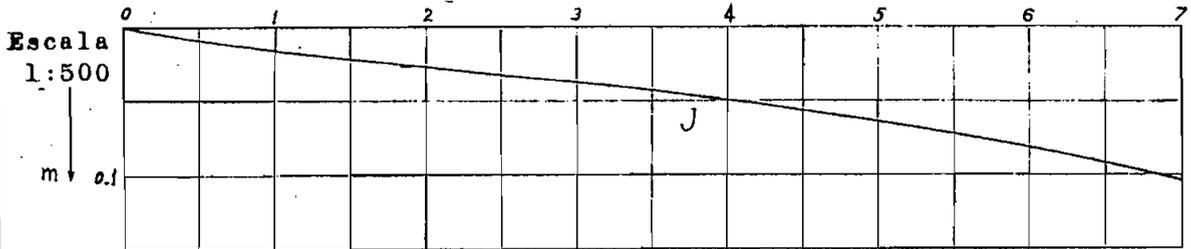
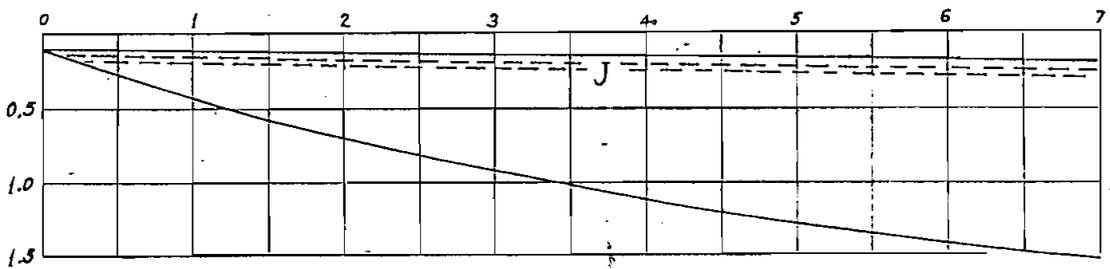


Fig. 7

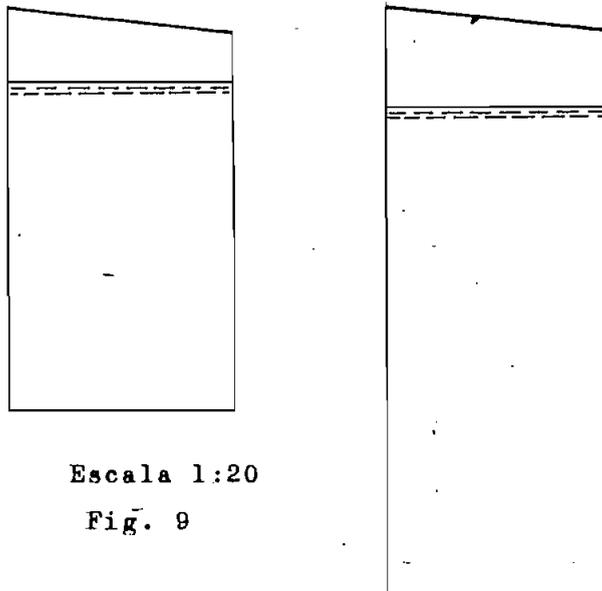
PERFIL DEL TUNEL DE CAPTACION



Escala 1:50

Fig. 8

CORTES TRANSVERSALES DEL TUNEL DE CAPTACION A 3.50 Y 7.00 M



Escala 1:20

Fig. 9

CALCULOS PARA MAXIMA CRECIDA.

A.- CANAL A CONTINUACION  
DEL TUNEL DE CAPTACION.

TRAMO DEL TUNEL A - B (Fig. 16)

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = 1.334 \times 0.60 = 0.80 \text{ m}^2 \quad \text{Sección final del tunel de captación}$$

$$u = 2 \text{ m/seg.}$$

$$p = 2 \times 1.334 + 0.60 = 2.668 + 0.60 = 3.268 \text{ m.}$$

$$R = \frac{0.80}{3.268} = 0.245$$

$$\sqrt{R} = 0.515$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

$\gamma$  = coeficiente de rugosidad, según Bazin.

Para canales recubiertos con hormigón sin pulir, el manual de King, en la Tabla # 74, da una variación de 0.28 a 0.40

La práctica ha demostrado que un coeficiente satisfactorio para estos casos, es :

$$\gamma = 0.30$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.515}} = \frac{87}{1.582} = 55$$

$$C^2 = 3\ 020$$

$$i = \frac{u^2}{C^2 \cdot R} = \frac{4}{3\ 020 \times 0.245} = 5.41 \text{ ‰}$$

Como se observa, este corto tramo de túnel que <sup>ya</sup> debajo del azud, a continuación del túnel de captación, tiene una pendiente muy fuerte debido a que la sección final del Túnel de Captación tiene que conservarse en ese tramo del Azud.

A continuación una curva de transición unirá

este tramo de túnel con el canal abierto, como se observa en la figura 15.

Obsérvese que la fórmula usada para determinar el coeficiente "c" de Chezy, es la fórmula de Bazin. La razón de emplear esta fórmula y su discusión teórica se estudiará más adelantando se trate del Canal Principal de la obra.

TRAMO DE CANAL HASTA EL DESARENADOR

Este tramo de canal hay que mantener a 1.3340 m., que es en nivel de aguas normales N.A.N.

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$U_{\text{canal}} = 1.20 \text{ m/seg.}$$

Normalmente la velocidad de conducción en canales de fuerza electromotriz, varía entre 1 m/s. y 1.50 m/seg. En este tramo es de suma importancia que la velocidad sea suficiente para arrastrar gravas hasta de 2.5 cm. de diámetro. La velocidad de sedimentación de estas gravas es aproximadamente de 0.75 m./seg. Por tanto, la velocidad impuesta de 1.20 m. es aceptable.

$$Q = \Omega U_c$$

$$\Omega = \frac{Q}{U_c} = \frac{1.6}{1.20} = 1.3340 \text{ m}^2$$

$$h_c = 1.334 \text{ m.}$$

$$b = \frac{\Omega}{h_c} = \frac{1.334}{1.334} = 1.00 \text{ m.}$$

$$p = 2 \times 1.334 + 1.0 = 3.668$$

$$R = \frac{1.334}{3.668} = 0.364$$

$$\sqrt{R} = 0.603$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

$$\gamma = 0.30$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.603}} = \frac{87}{1 + 0.4975} = \frac{87}{1.4975} = 58.1$$

$$C^2 = 3.380$$

$$i = \frac{U^2}{C^2 \cdot R} = \frac{1.20^2}{3.380 \cdot 0.364} = \frac{1.44}{3.380 \cdot 0.364} = 1.17 \%$$

$$i = 1.17\%$$

Características:

$$Q = 1.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$U = 1.20 \text{ m./seg.}$$

$$\Omega = (1.334 \cdot 1.00) \text{ m}^2 = 1.3340 \text{ m}^2$$

$$i = 1.17 \%$$

**B.- ESTABILIZACION DE CAUDALES.**

Para el caso de máxima crecida, se acepta una altura máxima a la que puede llegar el nivel del agua en el canal. Con esta elevación del nivel de agua, se calculará el exceso de caudal que pasará por el canal, debiendo este exceso ser inferior al 20% del caudal normal, (1.60 m<sup>3</sup>/seg.).

$$\begin{aligned}
 h \text{ normal del canal} &= 1.3340 \text{ m.} \\
 h \text{ máxima crecida} &= 1.5340 \text{ " } \\
 b &= 1.00 \text{ " } \\
 \Omega &= 1.534 \times 1 = 1.540 \text{ m}^2 \\
 p &= 2 \times 1.5340 + 1 = 4.0680 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{1.5340}{4.068} = 0.377$$

$$\sqrt{R} = 0.614$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.614}} = \frac{87}{1.4885} = 58.5$$

$$U = C \sqrt{R \cdot i} = 58.5 \times 0.614 \sqrt{0.00117} = 1.23 \text{ m}$$

$$Q_{\text{máx. crecida}} = U \cdot \Omega = 1.5340 \times 1.23$$

$$Q \text{ " " } = 1.8860 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{normal}} = 1.60 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{máx. crec.}} = 1.886 \text{ " }$$

$$Q_{\text{exceso}} = 0.286 \text{ " } = 18 \%$$

Este caudal de exceso es aceptable ya que es inferior al 20 %, que representa el caudal máximo de exceso que puede aceptarse.

Para evitar que éntre al canal más caudal que el exceso previsto y, por tanto, que el máximo incremento de altura en el canal no exceda de los 20 cm. aceptados, se coloca una o más pantallas reguladoras de caudal.

En este proyecto se prevé dos Pantallas Reguladoras, que probablemente serán suficientes.

C.- PANTALLA REGULADORA EXTERIOR-

Al colocar una o varias pantallas al principio de un canal, se obtiene, con cada una de éstas, diferencias de nivel favorables para que al canal de aducción vaya solamente la cantidad requerida de agua.

Al aplicar la ley de Bernoulli, en una pantalla, (fig. 10), se tiene:

$$\frac{U_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{U_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f$$

siendo :

$h_f$  = pérdida de energía por velocidad, y

$P_1 = P_2$  = presión atmosférica, por canal abierto.

$$\frac{U_1^2}{2g} + h_1 = \frac{U_2^2}{2g} + h_2 + h_f$$

Pero  $U_1^2 = \frac{Q^2}{b^2 h_1^2}$  porque  $\Omega^2 = b^2 h^2$

$$U_2^2 = \frac{Q^2}{b^2 h_2^2}$$

Además  $h_f = \xi \frac{U_2^2}{2g} = \frac{Q^2}{b^2 h_2^2 2g} \cdot \xi$

Reemplazando:

$$\frac{Q^2}{b^2 h_1^2 2g} + h_1 = \frac{Q^2}{b^2 h_2^2 2g} + h_2 + \frac{Q^2}{b^2 h_2^2 2g} \xi$$

$$\frac{Q^2}{2g b^2 h_1^2} + h_1 = \frac{Q^2}{2g b^2 h_2^2} (1 + \xi) + h_2$$

Al aplicar directamente el Teorema de Bernoulli, se ha obtenido una ecuación de tercer grado, en la cual los datos conocidos son  $Q$ ,  $b$ ,  $h_2$  y la incógnita  $h_1$ .

El coeficiente  $\xi$  es bastante incierto en este caso.  $\xi$  es el coeficiente aconsejado para el cálculo de las pérdidas de carga a la entrada del agua en una tubería, y al adaptarlo en este caso de la pantalla de un canal, su exactitud es un poco incierta.

Además las dificultades que implican la resolución de una ecuación de tercer grado, y la incertidumbre del coeficiente  $\xi$ , hacen preferible considerar como orificio sumergido en lugar de aplicar el Teorema de Bernoulli.

Es verdad que al considerar como orificio sumergido, se desconoce la altura  $h_1$ , necesaria para obtener la altura debida a la velocidad; pero, como se verá a continuación, en el procedimiento empleado, con dos aproximaciones sencillas en su cálculo, se obtendrá la suficiente exactitud.

Enfocado así el problema, se busca la carga necesaria para que pase por debajo de la pantalla el caudal  $Q_{\text{máx. crec.}} = 1.8860 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , teniendo en cuenta que la pantalla funciona como orificio sumergido, con contracción incompleta.

$$Q = c \cdot \Omega \sqrt{2gh}$$

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \Omega^2 2g}$$

$c$  = coeficiente para orificios de grandes dimensiones, con contracción en las cuatro paredes y con aristas vivas, para cargas aproximadas de 20 cm. a 1.0 m., el Manual de King, en la Tabla # 24 de los experimentos de Stewart y de Ellis:

$$c = 0.61$$

Pero la contracción no es en las cuatro paredes sino únicamente arriba. El Tratado de Hidráulica de Soares Branco indica para estos casos, que el coeficien-

guas llegan parcialmente guiadas por las dos pa  
redes laterales y el fondo, se le multiplicará  
por el factor 1.1250. Por tanto:

$$c = 0.61 \times 1.1250 = 0.687$$

$$Q = 1.8860 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = 1.334 \times 1.0 = 1.334 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \Omega^2 \cdot 2g} = \frac{(1.886)^2}{(0.687)^2 (1.334)^2 \cdot 2g} = 0.216 \text{ m.}$$

A esta altura se resta la altura  $h'$ , debido a  
la velocidad de llegada.

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

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{Q}{bh}$$

$$Q = 1.8860 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

incierta, porque no se conoce exactamente la  
altura, ya que de la altura  $h$  hay que restar  
tar la altura  $h'$ , que se busca. Para en-  
contrar  $h'$  se procederá por tanteo. Serán  
suficientes dos aproximaciones, pues  $h'$  va-  
ría muy poco.

Primera Aproximación:

$$h_c = 1.334 + 0.20 + 0.216 = 1.75 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$\Omega = 1.00 \times 1.75 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1.886}{1.75} = 1.077 \text{ m./seg.}$$

$$U^2 = 1.16$$

$$h' = \frac{U^2}{2g} = \frac{1.16}{19.82} = 5.92 \text{ cm.}$$

Segunda Aproximación:

$$h_c = 1.75 - 0.059 = 1.691 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$a = 1.691 \times 1.00 = 1.691 \text{ m}^2$$

$$U = \frac{Q}{a} = \frac{1.886}{1.691} = 1.115 \text{ m./seg.}$$

$$U^2 = 1.24$$

$$h' = \frac{U^2}{2g} = \frac{1.24}{19.62} = 6.34 \text{ cm.}$$

La diferencia real de alturas en esta pantalla es:

$$\Delta h = h - h' = 0.216 - 0.063 = 0.153 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0.153 \text{ m.}$$

En la primera pantalla se tiene una diferencia de nivel de 15.3 cm. Esta diferencia de altura se debe sumar con los 20.0 cm. que se aceptó como incremento de altura para máxima crecida en el canal de aducción

D.- ALIVIADERO.- (Fig. # 12 y 13).

Delante de la pantalla calculada se colocará un aliviadero de excesos, con el objeto de que en una segunda pantalla, la diferencia de altura sea mayor.- Como este aliviadero es prácticamente el principal de la obra, parece oportuno discutir aquí, siquiera brevemente, su teoría.

El Tratado de Hidráulica de Gómez Navarro dice a este respecto: "Sea  $h$  (fig. 12) la altura máxima que puedan alcanzar las aguas sobre la coronación del aliviadero, las aguas tendrán dicha altura  $h$ , y en su final esta altura debe quedar anulada. Llámese " $y$ " la carga sobre el aliviadero a una distancia " $x$ " del extremo B de aquel.

El caudal que pase por un elemento diferencial  $y \cdot dx$  será:

$$dQ = \frac{2}{3} \mu y \cdot dx \cdot \sqrt{2gy} = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} y^{3/2} dx$$

001504

PANTALLA REGULADORA

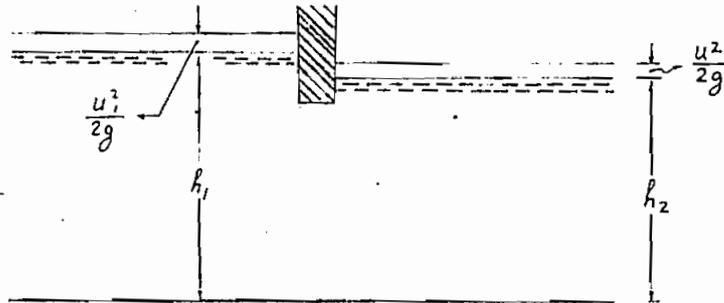


Fig. 10

PANTALLA EXTERIOR

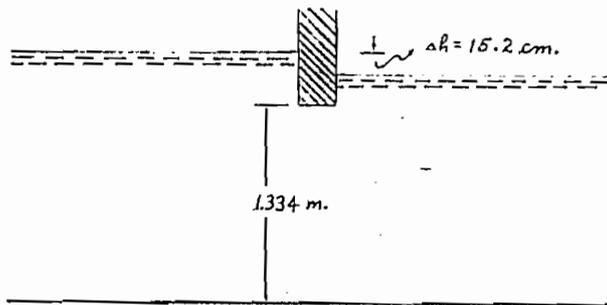


Fig. 11

ALIVIADERO

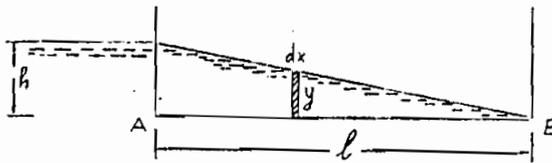


Fig. 12

ALIVIADERO: PERFIL REAL

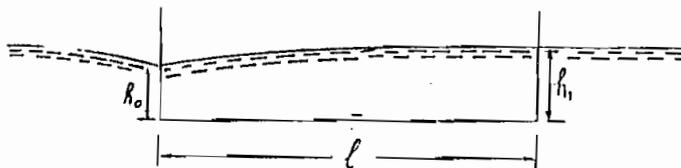


Fig. 13

Si se ha supuesto la variación lineal, se tendrá además que:

$$\frac{H}{L} = \frac{y}{x}$$

$$y = \frac{h}{L} x$$

$$dQ = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \left( \frac{h}{L} \right)^{3/2} x^{3/2} dx$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \left( \frac{h}{L} \right)^{3/2} \int_0^L x^{3/2} dx$$

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \left( \frac{h}{L} \right)^{3/2} \frac{2}{5} \left[ (x)^{5/2} \right]_0^L$$

$$= \frac{3}{2} \mu \sqrt{2g} h^{3/2} \frac{2}{5} L = \frac{4}{15} \mu \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

$$Q = \frac{4}{15} \mu \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

Pero en la realidad no ocurre lo que se ha expuesto en el cálculo anterior. Todo lo contrario

Los científicos Schaffernack y Engels llegaron a la conclusión de que el espesor de la lámina vertiente, en la parte aguas abajo del aliviadero, es mayor que en la de aguas arriba, estableciéndose un perfil, como lo indica la fig. 13, siendo  $h_1 > h_0$ . La superficie libre del agua, frente al aliviadero, es una curva convexa hacia arriba; pero en todos los casos experimentales, es tan pequeña la curvatura que se puede considerar el perfil rectilíneo, cuando  $i < \frac{g}{c^2}$ .

"Es tan complejo el fenómeno, dice Gómez Navarro, que para la obtención de la fórmula hay que hacer muchas hipótesis, como que no existe velocidad inicial, lo que no es cierto; pues los filetes líquidos se desvían en el canal hacia el aliviadero, antes de llegar frente a éste, produciendo una perturbación profunda en la corriente, imposible de poderla expresar por fórmulas. También es notable la contracción la-

teral que se produce en el borde de aguas arriba, y el choque o peralte que se origina en el borde aguas abajo; En vertederos de gran longitud, se puede prescindir de estos fenómenos secundarios; pero cuando ésta es menor q'cinco veces el espesor de la lámina vertiente, tienen importancia."

"Por todo ello, entrando en el fenómeno indicado tantas circunstancias imposibles de encerrarlas en cálculos matemáticos, no se puede esperar que el raciocinio de una fórmula abarque todos los casos. Lo positivo será acudir a ensayos sobre modelos reducidos, que proporcionarán enseñanzas y permitirán deducciones que se acomoden más a la realidad."

Por estos motivos, se ha <sup>dado</sup> una serie de fórmulas prácticas empíricas entre las cuales, como más notables, se podrían señalar las fórmulas de Engels y de los Ingenieros chilenos Balmaceda y González.

Uno de los experimentos de Engels fue en un canal rectangular de anchura constante, en un régimen de aguas tranquilas no torrenciales, y obtuvo la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} L^{\frac{25}{3}} h^{\frac{5}{3}},$$

siendo  $\frac{2}{3} \mu = 0.414$

$$Q = 0.414 \sqrt{2g} L^{0.833} h^{1.666}$$

Esta expresión, según Engels, tiene un error probable del 4.5 %. Estas expresiones, según De Marchi, son válidas cuando la altura desde la solera del canal hasta el umbral inferior del aliviadero, es mayor que cuatro veces la carga h final del aliviadero; y para una longitud l, superior a dos veces la altura de la solera del canal al umbral del aliviadero, y menor de cuarenta veces dicha altura.

Sin embargo, el Tratado de Hidráulica de Francisco Javier Domínguez no estima estos resultados como precisos. Propone mas bien los experimentos hechos por los Ingenieros chilenos E. Balmaceda y F. González, en las siguientes fórmulas, a partir de la fórmula general

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

Siendo m para aliviaderos de pared gruesa e intermedia.

$$m = 0.324 + \frac{0.000387}{h_1^2 L^{1/2}}$$

$$Q = m \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

Los autores de estas fórmulas sostienen, para este caso, errores probables del 6 %.

"Estos valores extrapolados mediante fórmulas empíricas, dice F. Domínguez, son análogos a los de algunos laboratorios de universidades Norteamericanas y son de uso cómodo, aunque incierto."

El Tratado de Hidráulica de Forchmeimer contiene las siguientes fórmulas para los aliviaderos:

$$\frac{3}{2 \mu \sqrt{2g}} \left( \frac{b_u^2 \cdot H^{3.4}}{n^2 \cdot Q_u^2} \right)^{3/2} (Q_0 - Q_u) = \frac{2}{5} \left( \frac{b_u^2 \cdot H^{3.4} \cdot Z_u}{n^2 \cdot Q_u^2} + 1 \right) - \left( \frac{b_u^2 \cdot H^{3.4} \cdot Z_u}{n^2 \cdot Q_u^2} \right)^{5/2}$$

$$Z = Z_u + \frac{n^2 \cdot Q_u^2}{b_u^2 \cdot H^{3.4}} x$$

Siendo en estas fórmulas,

- $b_u$  = ancho del canal al final del aliviadero
- $H$  = calado de aguas en el canal
- $n$  = coeficiente de la fórmula de Ganguillot y Kutter
- $Q_0$  = caudal del canal antes del aliviadero
- $Q_u$  = Caudal que ha de quedar en el canal después del aliviadero
- $Z_u$  = Espesor de la lámina vertiente al final de éste
- $L$  = Su longitud
- $Z$  = Espesor de la lámina a la distancia  $x$  del final

La primera fórmula sirve para encontrar la longitud del aliviadero y la segunda para determinar la forma del nivel de aguas sobre la coronación de aquél.

Ante la complicación de estas fórmulas y la incertidumbre de fijar valores como  $\mu$  y  $n$ , Gómez Navarro dice: "Insistimos en la conveniencia de hacer ensayos sobre modelos reducidos, cuando se precisa exactitud; o de lo contrario, acudir a fórmulas sencillas! (como las empíricas) y tomar cierto margen de garantía."

En el presente caso, ante la imposibilidad de ensayar sobre modelos reducidos, no queda otro recurso que acudir a las fórmulas empíricas

aconsejadas.

Y nótese que tanto las fórmulas de Engels como las de Balmaceda y González, son para Regímenes tranquilos, no torrenciales, o sea los llamados Regímenes de Río, justamente como para este caso, lo que se comprobará después.

La teoría general acepta como Regímenes de Río aquellos cauces en los cuales la altura debida a la velocidad (antes del aliviadero) es inferior a la mitad del calado del canal.- Una vez determinado el caudal que sale por el aliviadero, se comprobará si este canal tiene un Régimen de Río.

Por las razones expuestas, se adopta para el cálculo de este aliviadero las fórmulas de los Ingenieros E. Balmaceda y F. González. No es aplicable aquí la fórmula de Engels por cuanto, según De Marchi, es válida sólo para cuando la altura de la solera del canal hasta el umbral del aliviadero es mayor de cuatro veces la altura de la vena líquida. Y en este caso:

$$h = 1.3340 \text{ m.}$$

$$h_{\text{vena}} = 0.3530 \text{ m.}$$

$$\frac{1.3340}{0.3530} < 4$$

Por tanto, no es aplicable aquí la fórmula de Engels. Además parece que los coeficientes de Balmaceda y González están de más acuerdo con la realidad que los coeficientes de Engels.

Así, pues, según Balmaceda y González:

$$m = 0.324 + \frac{0.000387}{h_1^2 L^{1/2}}$$

$$Q = m \sqrt{2g} L h_1^{3/2}$$

$$h_1 = 0.353 \text{ m}$$

$$L = 7 \text{ m.}$$

Hay que imponerse la longitud, teniendo en cuenta el siguiente criterio:

Al pasar mayor cantidad de agua por debajo de la segunda pantalla, se obtendría una mayor altura de agua tanto en esa pantalla como encima del

azud. Ahora bien, si con esta longitud de aliviadero se obtiene en el azud una altura de carga suficiente como para que pase por encima de éste  $65 \text{ m}^3$  por segundo, que es el caudal de máxima crecida, la longitud del aliviadero será correcta. Si la altura de carga que se tiene sobre el azud, no es la suficiente como para dejar pasar  $65 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , demuestra que está corta la longitud del aliviadero y, por lo tanto, hay que extenderla. Igualmente, si la altura de carga es tal que por encima del azud puede pasar un exceso muy grande sobre los  $65 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , habrá que disminuir la longitud del aliviadero.

$$m = 0.324 + \frac{0.000387}{0.125 \times 2.65} = 0.324 + 0.001 = 0.325$$

$$Q = m \sqrt{2g} L h^{3/2} = 0.325 \times 4.43 \times 7 \times 0.21 = 2.12 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Los autores de estas fórmulas creen o estiman un probable error de hasta un 6 % del caudal. O sea:

$$6\% \text{ de } 2.12 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad 0.13$$

$$Q = 2.12 - 0.13 \quad 1.99 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{aliv.}} = 1.99 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Es conveniente notar que el umbral del aliviadero, al igual que el filo vertical de aguas arriba, será pulido y redondeado. Esto indican los autores de estas fórmulas.

Por último, se comprobará si la altura de velocidad antes del aliviadero es inferior a la mitad del calado del canal; pues, en caso contrario, no se podría usar las fórmulas de Balaceda.

$$h_c \text{ normal} = 1.3340 \text{ m.}$$

$$h_{\text{máx. crec.}} = 1.3340 + 0.20 + 0.153 = 1.6870 \text{ m.}$$

$$Q = 1.687 \times 1.0 = 1.6870 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.886 + 1.99 = 3.8760 \text{ m}^3$$

$$U = \frac{Q}{\Omega} = \frac{3.876}{1.687} = 2.30 \text{ m./seg.}$$

$$h_u = \frac{U^2}{2g} = \frac{2.30^2}{19.62} = \frac{5.30}{19.62} = 0.27 \text{ m.}$$

$$0.27 \text{ m.} \ll \frac{h_{\text{máx. crec.}}}{2} = \frac{1.68}{2}$$

Por tanto, es án bien aplicadas estas fórmulas.  
El caudal que entrará por la bocatoma será:

$$Q = 1.886 + 1.99$$

$$Q = 3.8760 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Este mismo caudal pasará también por la primera pantalla, que se calcula a continuación.

E.- PANTALLA REGULADORA INTERIOR. Fig. # 14.-

Se coloca esta pantalla como la anterior, de modo que el borde inferior quede a 1.3340 m. de altura sobre la solera del canal, de tal manera que en estiaje, el nivel libre de las aguas pase rozando dicho borde.

Para el caso de máxima crecida, nuevamente será aplicado el Teorema de Bernoulli, como en la pantalla anterior; pero por las mismas consideraciones que se hizo entonces, también en esta pantalla se calculará como orificio sumergido, a donde llegan las aguas parcialmente guiadas por las dos paredes laterales y el fondo.

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \Omega^2 2g}$$

$$c = 0.687$$

$$Q = 3.8760 \text{ m./seg.}$$

$$\Omega = 1.334 \times 1.0 = 1.3440 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{3.8760^2}{0.687^2 \times 0.13340^2 \times 2g} = \frac{1.5}{0.472 \times 1.78 \times 19.62} = 0.91 \text{ m.}$$

Igual que en la pantalla anterior, de esta altura  $h$  se restará  $h'$ , debido a la velocidad de llegada.

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

$$u = \frac{Q}{a}$$

$$Q = 3.8760 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$a$  = incierta. Se la encontrará con dos aproximaciones.

Primera aproximación:

$$h_c = 1.334 + 0.200 + 0.153 + 0.91 = 2.597 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$a = 2.597 \times 1.00 = 2.597 \text{ m}^2$$

$$Q = 3.876 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = \frac{Q}{a} = \frac{3.876}{2.597} = 1.495 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 2.23$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{2.23}{19.62} = 0.1135 \text{ m.}$$

Segunda aproximación:

$$h_c = 2.597 - 0.113 = 2.484 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$a = 2.484 \times 1.00 = 2.484 \text{ m}^2$$

$$Q = 3.876$$

$$u = \frac{Q}{a} = \frac{3.876}{2.484} = 1.56 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 2.43$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{2.43}{19.62} = \underline{0.1245 \text{ m.}}$$

$$h = h - h' = 0.91 - 0.124 = 0.786 \text{ m.}$$

$$h = \underline{0.786 \text{ m.}}$$

En la segunda pantalla se ha obtenido una diferencia de nivel de 78.6 cm.

A esta diferencia hay que sumar los 20.0 cm. que se aceptó como incremento de altura para máxima crecida en el canal de aducción, más los 15.3 cm. de diferencia de altura obtenida en la primera pantalla.

Y ahora viene el cálculo de la diferencia de altura necesaria para que el caudal de máxima crecida ( $Q_{\text{máx. crec.}} = 2.816 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ) pase. en primer lugar, a través de la rejilla y, en segundo lugar, a través del tramo de túnel que se halla debajo del Azud, a continuación del Túnel de Captación.

Además, para obtener la altura de carga sobre el Azud, hay que añadir la pérdida de carga debida al cambio de sección en el comienzo del canal (tramo B - C) y la pérdida debida al cambio de dirección en la boca toma.

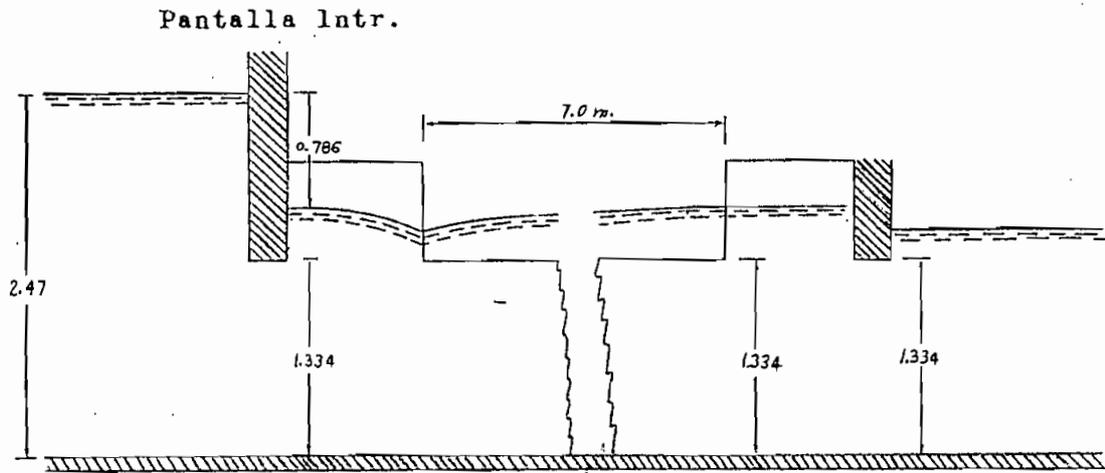
#### F. REJILLA.

Para el paso del agua a través de la rejilla, hay que calcular la altura de carga necesaria para el paso del agua por un orificio de fondo con contracción en las cuatro paredes, sin olvidar que es orificio sumergido. En este caso, se aplicará la fórmula:

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \cdot 2^2 \cdot 2g}$$

c = Coeficientes de contracción para orificio de fondo con contracción en las cuatro paredes.- Según el Manual de Hidráulica de King, Tabla # 23, para orificios con contracción completa, según Fanning, se tiene

PANTALLAS REGULADORAS Y ALIVIADERO



Escala 1:50

Fig. 14

CAMBIO DE DIRECCION DEL AGUA

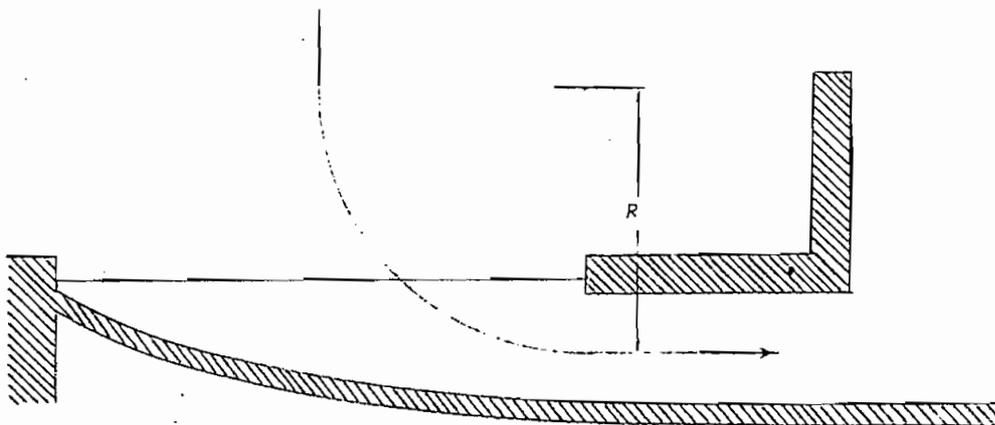
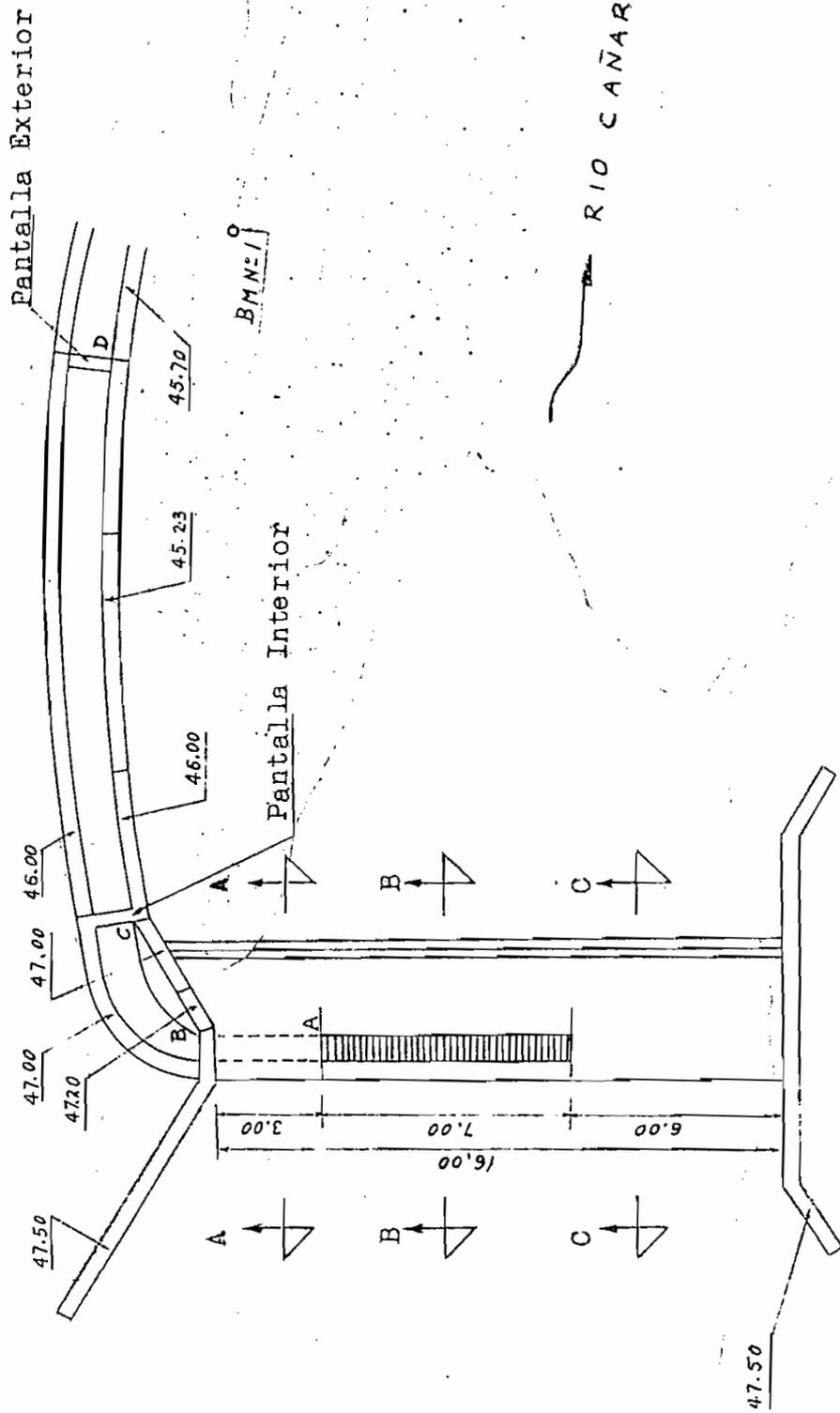


Fig.15

PLANTA DE LA BOCA TOMA



Escala: 1:200

Fig. 16



$$c = 0.605$$

$$Q = 3.876 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = \text{Área total de la bocanoma (7.0 x 0.6) m}^2.$$

Pero como son 295 rejillas,

$$e = 0.48 \text{ cm.}$$

$$295 \times 0.48 = 1.28 \text{ m.}$$

$$l = 7.0 - 1.28 = \underline{5.72 \text{ m}}$$

$$\Omega = b.l. = 0.60 \times 5.72 = 3.4320 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \frac{\Omega^2}{2g}} = \frac{(3.876)^2}{(0.605)^2 (3.432)^2 2g} = 0.178 \text{ m.}$$

$$\underline{h = 0.178 \text{ m.}}$$

Siendo 17.8 cm. la diferencia de nivel necesaria para que pase el caudal previsto a través de la rejilla. Esta diferencia de altura se sumará a las halladas anteriormente.

G.- TUNEL A CONTINUACION DEL TUNEL DE CAPTACION. (Tramo A-B).-

Este tramo

de túnel, en el caso de máxima crecida, trabajará como tubo; por esto se encontrará aquí la pérdida debida al rozamiento.

$$h_f = L J$$

L, aproximadamente

$$L = 3.00 \text{ m. (fig. 15)}$$

$$J = \frac{u^2}{c^2 R}$$

$$h = 1.50 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$\Omega = 1.50 \times 0.60 = 0.90 \text{ m.}$$

$$p = 2 \times 1.50 + 2 \times 0.60 = 4.20$$

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{0.90}{4.20} = 0.214$$

$$\sqrt{R} = 0.463$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{f}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.463}} = \frac{87}{1.647} = 52.8$$

$$\underline{c^2 = 2.780}$$

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{3.876}{0.90} = 4.31 \text{ m/seg.}$$

$$\underline{u^2 = 18.55}$$

$$J = \frac{u^2}{c^2 R} = \frac{18.55}{2.780 \times 0.214} = 3.12 \%$$

$$h_f = L J = 3.0 \times 0.0312 = 0.10 \text{ m.}$$

$$\underline{h_f = 10 \text{ cm.}}$$

J. PERDIDA DE ALTURA POR EL CAMBIO DE DIRECCION/- (Tramo B - C)

El científico Borda encontró que la pérdida de carga, en tuberías, debido al ensanchamiento súbito, teóricamente podría representarse por

$$h_p = K \frac{(u_1 - u_2)^2}{2g} \quad (\text{Fig. 16})$$

Siendo:  $u_1$  y  $u_2$  las velocidades antes y después del ensanchamiento, y  $h_p$  la pérdida de altura.

Este principio se puede aplicar para el presente caso, en el tramo de ensanchamiento del túnel ( tramo A-B) hasta el canal de aducción. Pero investigaciones experimentales posteriores de Archer, Baer y otros demostraron que

la fórmula de Borda da valores muy pequeños para velocidades bajas. Archer dedujo experimentalmente la siguiente fórmula:

$$h_f = 0.997 \frac{(u_1 - u_2)^{1.919}}{2g} = 0.0508 (u_1 - u_2)^{1.919}$$

Para el caso presente, tomando las velocidades normales para el caudal  $Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$u_1 = 2.0 \text{ m./seg.}$$

$$u_2 = 1.20 \text{ m./seg.}$$

$$h_f = 0.0508 (u_1 - u_2)^{1.919} = 0.0508 (0.80)^{1.919} = 0.033$$

$$\underline{h_f = 0.033 \text{ m.}}$$

### I.- PERDIDA DE ALTURA POR EL CAMBIO DE DIRECCION EN LA BOCATOMA. (Fig. 15)

En una tubería, la pérdida de altura en un codo o por cambio de dirección, resulta de la variación de la velocidad, lo que origina esfuerzos tangenciales adicionales dentro del fluido, y la distribución de la velocidad no se restablece hasta una distancia hasta una distancia relativamente grande más allá del codo.

Este principio relativo al cambio de dirección en los tubos, es aplicable, con ciertas limitaciones, en el caso presente.

Las pruebas efectuadas por Beij indican que dicha pérdida es función del Radio Relativo y de la Rugosidad del tubo, siendo el radio relativo la relación

$$\frac{R}{d},$$

siendo

R = radio de la curva tura del agua

d = diámetro del tubo

Experimentalmente, Beij encontró la fórmula:

$$h_f = k_b \frac{u^2}{2g}$$

u = velocidad promedio al final del túnel de captación

$$u = 2 \text{ m./s.}$$

$k_b$  = coeficiente experimental

$$k_b = f \left( \frac{R}{d} \right)$$

O sea que  $k_b$  es función de R y d.

Como en este caso no existe el tubo redondo, obtenida la superficie, se calculará un diámetro imaginario que lo reemplace.

$$\Omega = 1.50 \times 0.6 = 0.90 \text{ m}^2$$

$$\Omega = 0.90 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = 0.90$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \times 0.90}{\pi}} = \sqrt{1.1450} = 1.07 \text{ m.}$$

Como radio de la bocatoma, podría tomarse aproximadamente 3.0 m. o 4.0 m. ya que la longitud de la bocatoma es de 7.8 m. Entonces:

$$R = 3.50 \text{ m.}$$

$$\frac{R}{d} = \frac{3.50}{1.07} \approx 3.30$$

Para la relación  $\frac{R}{d} = 3.30$ , en el ábaco de la figura # 87 del Manual de King, por pérdidas de carga en la tubería, corresponde un valor

$$k_b = 0.185 \text{.- Reemplazándolo}$$

$$h_f = k_b \frac{u^2}{2g} = 0.185 \times \frac{2^2}{19.62} = 0.185 \times \frac{4}{19.62} = 0.038 \text{ m.}$$

$$h_c = 0.038 \text{ m.}$$

Pero en la realidad, el cambio de dirección no se produce en una tubería de diámetro constante. Por esto, de antemano, debe admitirse la posibilidad de error hasta de 30 % aproximadamente.

Se ha comprobado experimentalmente que la pérdida por este motivo varía de 5.0 a 6.0 cm. aproximadamente.

En este proyecto, y por la causa indicada, se tendrá en cuenta una pérdida de altura de

$$h_p = 0.055 \text{ m.}$$

**N O T A:** Conviene dejar claramente indicado que el principio de Bernoulli no es aplicable en el caso de entrada de las aguas al túnel de captación, ya que las ecuaciones de Bernoulli son aplicables solamente cuando el filete líquido no cambia de dirección. En el presente caso, en este tipo de Toma, se observa que las aguas que bajaban verticalmente, cambian de rumbo, en giro de 90°

J.- SUMA TOTAL DE LAS ALTURAS DE MAXIMA CRECIDA.

Calado normal del canal	$h = 1.324 \text{ m.}$
Incremento aceptado para Máxima Crecida	$h_o = 0.200 \text{ "}$
Incremento en la 1ª Pantalla	$h = 0.153 \text{ "}$
Incremento en la 2ª Pantalla	$h = 0.786 \text{ "}$
Incremento por la Rejilla	$h = 0.178 \text{ "}$
Pérdida por rozamiento: Túnel tramo A - B	$h_f = 0.100 \text{ "}$
Pérdida por cambio de dirección: tramo B - C	$h_f = 0.083 \text{ "}$
Pérdida por cambio de dirección	$h_f = 0.055 \text{ "}$
Suma total	$h_t = 2.839 \text{ m.}$

$$h_t = 2.84 \text{ m.}$$

Con la altura obtenida, se tiene también la cota del nivel libre de las aguas de máxima crecida sobre el azud, para determinar la altura de carga sobre la rejilla.- Para esto, de la cota obtenida del nivel libre de máxima crecida, se resta la cota del punto superior de la rejilla (C.P.S.R.)

K.- ALTURA DE CARGA Y DETERMINACION DE COTAS.- Fig. 16.-

Es conveniente recordar la nomenclatura usual en este caso:

- C.F.T.C. = Cota del Fondo del Túnel de Captación
- C.S.C.P. (D) = Cota Solera del Canal, punto (D) (Fig. 16)
- C.N.A.M.C.S.A. = Cota Nivel de Aguas de Máxima Crecida sobre el Azud
- C.P.S.R. = Cota Punto Superior de la Rejilla
- C.C.N.A.N.C. = Cota Nivel de Aguas Normales del Canal
- C.N.M.C.C. = Cota del nivel de Máxima Crecida del Canal

El Fondo del Túnel de Captación para x:

$$x = 7.00 \text{ m.}$$

$$\text{C.F.T.C.} = 43.90 \text{ m.}$$

Si a las obras calculadas. o sean las dos pantallas Reguladoras y el Aliviadero, se las coloca a lo largo de los 20 m. primeros, se tiene:

En el Canal:

$$i = 1.17 \text{ ‰} \quad \text{en } 20.00 \text{ m.} \quad 2.3 \text{ cm.}$$

En el túnel:

$$i = 5.41 \text{ ‰} \quad \text{en } 3.00 \text{ m.} \quad \underline{1.7 \text{ cm.}}$$

$$4.0 \text{ cm.}$$

- C. F. T. C. = 43.90 m.
- C. S. C. P. (D) = 43.90 - 0.04 = 43.86 m.
- C.N.A.M.C.S.A. = C.S.C.P (D) +  $h_b$  = 43.86 + 2.84 = 46.70 m.
- C. P. S. R. = 45.50 m.

$h = \text{Carga hidr\u00e1ulica} = \text{C.N.A.M.C.A.} - \text{C.P.S.R.}$

$$h = 46.70 - 45,50 = 1.20 \text{ m.}$$

$$h = 1.20 \text{ m.}$$

---

Esta es la altura sobre la rejilla. La altura verdadera aguas arriba es:

$$H = \frac{3}{2} h = \frac{3}{2} \times 1.20 = 1.80 \text{ m.}$$

$$H = 1.80 \text{ m.}$$

---

Por tanto, esta ser\u00e1 la altura de carga, aguas arriba del vertedero. (fig. 22 )

MAXIMO CAUDAL QUE PUEDE PASAR P R LA OBRA CALCULADA.-

Seg\u00fan las dimensiones dadas al proyecto, en el caso de crecientte, el caudal m\u00e1ximo que puede pasar por el Azud es:

El caudal que pasa por encima de la rejilla en donde fundiona el Azud como Vertedero de cresa ancha, y

El caudal que pasa por los costados, construidos con el perfil Creager:

$$Q_r = Q_{\text{vert.}} + Q_{\text{creag.}}$$

Del caudal que pasa por encima de la rejilla una parte entra por \u00e9sta al T\u00fanel de Captaci\u00f3n. Ese caudal es  $3.87 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$Q_{\text{vert.}} = c_1 L H^{3/2}$$

$$Q_{\text{creag.}} = 2.22 L H^{3/2}$$

El an\u00e1lisis de estas dos f\u00f3rmulas y sus coeficientes se har\u00e1 en el pr\u00f3ximo cap\u00edtulo, al tratar de la Toma Lateral y Azud Creager.

Las alturas H de estas f\u00f3rmulas incluyen la al-

tura debida a la velocidad de llegada.

Considerando el caudal de máxima crecida

$$Q = 65 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = b h$$

$$b = 16 \text{ m.}$$

$$h = \text{C.N.A.M.C.} - \text{C.F.R.} = 2,50 \text{ m.}$$

$$\Omega = 16 \times 2,50 = 40,0 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{65}{40} = 1,62 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 2,62$$

$$\frac{u^2}{2g} = \frac{2,62}{19,62} = 0,13 \text{ m.}$$

Si el caudal de máxima crecida está indicado por una cifra mayor de 65 m<sup>3</sup>/seg., también habrá crecido la altura; pero como no es sino en mínima cantidad, es aceptable como mayor margen de seguridad.

Ahora, aplicando las fórmulas sobre estos datos:

$$Q_{\text{vert.}} = c_1 \cdot L \cdot H^{3/2}$$

$c_1$  = Coeficiente para vertederos de pared gruesa y ligeramente inclinada.- Como se vio antes, el Manual de King, tabla 64, da los valores:

$$c_1 = 1,50$$

$$L = 7,00 \text{ m.}$$

$$H = 1,80 + \frac{u^2}{2g} = 1,80 + 0,13 = 1,93 \text{ m}$$

$$Q_{\text{vert.}} = 1,50 \times 7,00 \times 1,80^{3/2} = 10,50 \times 2,67 = 28,0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{vert.}} = 28,0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{creag.}} = 2.22 L H^{3/2}$$

$$L = 9.00 \text{ m.}$$

$$H = 1.80 + \frac{u^2}{2g} - H_0 = 1.80 + 0.13 - 0.29$$

$$H = 1.64 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{Creag.}} = 2.22 \times 9.00 \times 1.64^{3/2} = 20.0 \times 2.10 = 42.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{Creag.}} = 42.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_r = 28.0 + 42.00 = 70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_r = 70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Efectuados los cálculos con las dimensiones impuestas, en el caso de creciente, este proyecto soportará un caudal máximo de  $70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Si se efectuara otra aproximación por la altura de velocidad, el caudal que soportaría la obra sería algo mayor; pero es una cantidad mínima que no vale la pena de tomarla en cuenta (aproximadamente  $0.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ )

La creciente máxima que pasa por el río es  $65.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$  Este proyecto está en capacidad de recibir hasta  $70.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ; por consiguiente parecen bien consultadas sus dimensiones.

DISEÑO Y DIMENSIONES DEL AZUD : PERFIL CREAGER.- Fig. 18 y 19.-

Altura del Azud	=	A	=	C.C.A. - C.F.R.	=	0.99 m.
Altura de la vena líquida	=	E	=	H - H <sub>0</sub>	=	1.80 - 0.29 = 1.51 m
Altura de velocidad	=	$\frac{u^2}{2g}$	=	0.13		
Altura de carga que actúa :	=	h <sub>0</sub>	=	h + $\frac{u^2}{2g}$	=	1.64 m.

El perfil que tiene este azud, excepto el tramo que ocupa la rejilla, es perfil CREAGER.

El perfil Creager se calculará para la máxima altura de carga prevista, para evitar que en la escarpa se produzca el fenómeno de la Cavitación.

La ecuación dada por Scimemi para el perfil de la mampostería es :

$$\frac{y}{h_0} = 0.47 \left( \frac{x}{h_0} \right)^{1.80}$$

$$y = 0.47 h_0^{-0.8} x^{1.80}$$

$$h_0 = 1.64 \text{ m.}$$

$$y = \frac{0.47}{1.64^{0.8}} x^{1.80} = 0.3164 \cdot x^{1.80}$$

$$y = 0.3164 \cdot x^{1.80}$$

Esta fundición considera que el origen de coordenadas está en la cresta del azud. Para los valores negativos de  $x$ , se trazará un arco de circunferencia de  $0.4 h_0$  de radio y que una los puntos

$$(1) \quad x = -0.3 h_0 \quad y = 0.126 h_0$$

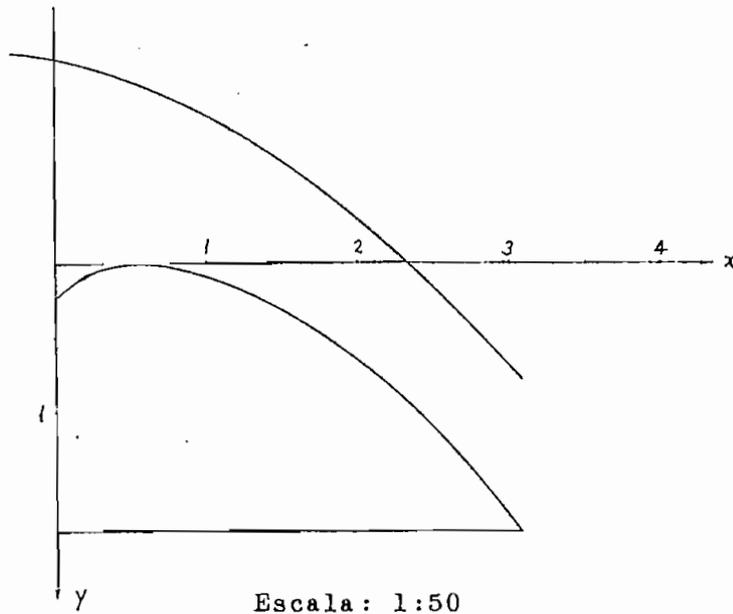
$$(2) \quad x = 0.0 \quad y = 0.0$$

Reemplazando:

$$\text{Radio} = 0.4 h_0 = 0.4 \times 1.64 = 0.656 \text{ m.}$$

Puntos:		(1)	$x = -0.492$	$y = 0.207$
		(2)	$x = 0.0$	$y = 0.0$

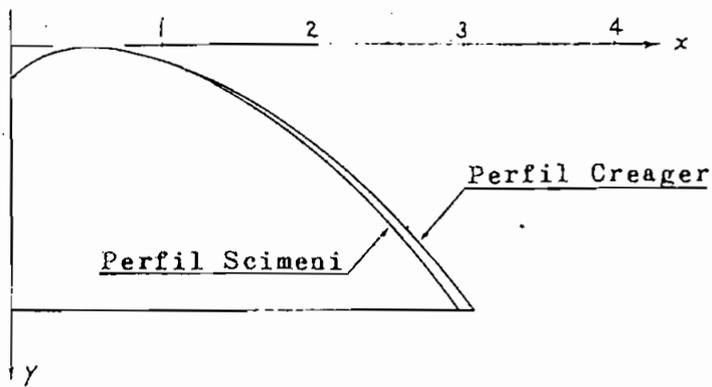
PERFIL CREAGER Y PERFIL DE LA LAMINA SUPERIOR



Escala: 1:50

Fig. 18

PERFIL CREAGER Y PERFIL DE LA LAMINA INFERIOR



Escala: 1:50

Fig. 19

En la ecuación, dando diversos valores a  $x$ , se encuentra el perfil Creager.

El Manual de Hidráulica de M. A. Mostkov, basándose en las ecuaciones de Creager y Scimemi, da una Tabla completa de valores para los perfiles de la escarpa y los perfiles superior e inferior de la lámina líquida. Para facilidad del cálculo y construcción, traslada el eje de ordenadas de la cresta del Azud al paramento vertical.

Ahora bien,            C. F. R.    =    44.70        y

                          C. C. A.    =    45.79

La diferencia aproximada entre las cotas es de 1.10 m. entre la cresta del Azud y el fondo del río. Por esto se calculará los perfiles de las láminas líquidas y escollera, hasta que el perfil de la escollera (creager) llegue a un valor aproximado de 1.10 m. de alto.

Nótese la conveniencia de calcular el perfil de la lámina superior, pues, así se obtendrá fácilmente las alturas conjugadas  $h_1$  y  $h_2$  del salto de Bidone, datos importantes para hallar la supresión y características del zampeado y colchón de aguas, al pie del Azud.

Aplicando en las Tablas de M. A. Mostkov las dimensiones obtenidas en el presente proyecto para la lámina líquida, se obtendrá los perfiles superior e inferior de la lámina vertiente y el perfil Creager de la escarpa.- Como se dijo anteriormente, el eje de las ordenadas traslada Mostkov desde la cresta del Azud al paramento vertical del mismo.

A continuación se da la mencionada Tabla.

Siendo  $h_0 = 1.64$ , habrá que multiplicar todos los valores de  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_3$  por 1.64.

$y_1$  = perfil de la lámina inferior de la vena líquida

$y_2$  = Perfil de la mampostería (Creager)

$y_3$  = perfil superior de la vena líquida.

x	$y_1$	$y_2$	$y_3$	Cotas para la
	Lámina Inferior	Perfil de Mampost.	Lámina Superior	Mampostería
0.000	0.207	0.207	-1.364	45.58
0.164	0.059	0.059	-1.317	45.73
328	011	011	-1.266	45.78
492	000	000	+1.214	45.79
656	010	010	-1.152	45.78
820	041	041	-1.074	45.75
984	107	099	-1.017	45.69
1.148	169	161	-0.918	45.63
1.312	251	241	-0.838	45.55
1.476	338	327	-0.738	45.46
1.640	437	420	-0.623	45.37
1.804	582	528	-0.475	45.26
1.968	672	645	-0.359	45.14
2.13	815	782	-0.164	45.01
2.30	970	927	-0.049	44.86
2.46	1.137	1.086	+0.148	44.70
2.62	1.312	1.252	+0.328	44.54
2.79	1.507	1.431	+0.500	44.36
2.95	1.720	1.620	+0.664	44.17

CALCULO DEL COLCHON DE AGUAS.

ALTURAS CONJUGADAS  $h_1$  y  $h_2$  PARA MAXIMA CRECIDA:  
SALTO DE BIDONE.

Las diferencias de éstas entre la Cresta del Azud y el fondo del río aguas abajo del Azud es:

$$C.C.A. - C.F.R. = 45.78 - 44.70 = 1.09 \text{ m.}$$

En el perfil Creager, para:

$$x = 2.46 \text{ m.}$$

$$y_2 = 1.086 \approx 1.09 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} y_1 = 1.137 \\ y_3 = 0.148 \end{array} \right\}$$

$$\Delta y = y_1 - y_3 = 1.137 - 0.148 = 0.989 \text{ m.}$$

La tangente del ángulo de la escarpa, en ese punto, aproximadamente será:

$$\text{tg } \alpha = \frac{y_2 - y'_2}{x - x'} = \frac{1.252 - 0.927}{2.62 - 2.30} = \frac{0.325}{0.32} = 1$$

$$\underline{\text{tg. } \alpha = 1}$$

$$\underline{\alpha = 45^\circ}$$

$$\underline{90 - \alpha = 45^\circ}$$

El espesor de la lámina vertiente en ese punto, es lo que se considera como altura conjugada  $h_1$ . Fig. 20.

$$h_1 = \Delta y \cdot \text{sen.} \alpha = 0.989 \cdot \text{sen.} 45^\circ = 0.70 \text{ m.}$$

$$\underline{h_1 = 0.70 \text{ m.}}$$

La altura conjugada  $h_2$ , para régimen trán -  
quilo, está dada en la fórmula de Nebbia:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2 K^3}{h_1}}$$

$$\text{Siendo } K^3 = \frac{q^2}{g}$$

$$q = \frac{42}{90} = 4.67 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$K^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{4.67^2}{9.81} = 2.20$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2 K^3}{h_1}} = \frac{0.7}{2} + \sqrt{\frac{0.49}{4} + \frac{4.40}{0.7}}$$

$$\underline{h_2 = 2.18}$$

Como se vio, el Azud se construirá en el río, inmediatamente antes de una grada, que tiene aproximadamente 0.55 m. de alto, sobre todo para ganaf altura y para que el canal de desfogue del desarenador tenga la pendiente suficiente.

Según los datos obtenidos, para máxima creciente, la altura promedio es de 2.50 m. en el cauce del río. Esto daría una altura mayor que la conjugada  $h_2$ , pero debido a la grada existente delante del Azud, la altura conjugada  $h_2$  queda a mayor altura que el nivel de las aguas en máxima crecida.

$$h_{\text{máx. crec.}} = 2,50 - 0.55 = 1.95$$

$$h_2 - h_{\text{máx. crec.}} = 2.18 - 1.95 = 0.23 \text{ m.}$$

Como se puede ver, la diferencia de alturas producirá una energía que actuará contra el zampeado del Azud, para cuya protección hay que colocar un colchón de aguas.

La profundidad del colchón de aguas estará dada por la diferencia de niveles vistos, de tal manera que, al igualarse los dos niveles de agua, se inundará el zampeado, desaparecerán las alturas conjugadas  $h_1$  y  $h_2$  y el caudal caerá sobre una capa líquida sumamente gruesa que asegurará la perfecta protección del zampeado y del colchón de aguas.

Siendo  $Z$  la profundidad del colchón,

$$Z = 2.18 - 1.95 = 0.23 \text{ m.}$$

$$Z = 0.23 \text{ m.}$$

Pero al bajar los 0.23 m., variarán las alturas conjugadas; entonces se calcula nuevamente con la ordenada más próxima del perfil Creager:

$$x = 2.62 \quad \dots \quad y_2 = 1.253$$

$$\left[ \begin{array}{l} y_1 = 1.312 \\ y_3 = 0.328 \end{array} \right]$$

La inclinación será la misma practicamente:

$$\alpha = 45^\circ$$

$$h_1 = \Delta y \cdot \text{sen. } 45^\circ$$

$$\Delta y = 1.312 - 0.328 = 0.984$$

$$h_1 = 0.984 \cdot \text{sen. } 45^\circ = 0.69$$

$$h_1 = 0.69 \text{ m.}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2K^3}{h_1}}$$

$$K^3 = 2.20$$

$$h_2 = - \frac{0.69}{2} + \sqrt{\frac{0.48}{4} + \frac{4.4}{0.69}} = 2.19$$

$h_2 = 2.19 \text{ m.}$

Prácticamente no han variado las alturas conjugadas.

La altura del agua en el río era 2.50

La altura conjugada  $\cong 2.19 + 0.55 = 2.74$

Los 0.55 se deben a la grada después del Azud.

Por tanto la profundidad del Colchón de Aguas viene a ser:

$$Z = 2.74 - 2.50 = 0.24 \text{ m.} \approx 0.25 \text{ m.}$$

$Z = 0.25 \text{ m.}$

Puede suceder en algunas ocasiones que en máxima crecida no sea el caso más peligroso para el zampeado, sino en caudales medios de invierno. Entonces conviene también calcular las alturas conjugadas para esos caudales de modo que la profundidad del colchón de aguas sea para el caso más desfavorable.

En el presente caso, las condiciones más desfavorables son las calculadas anteriormente, o sea en máxima crecida.

La longitud del Colchón de Aguas, según Schoklitsch, varía de los  $\frac{2}{3}$  a los  $\frac{3}{4}$  de la altura desde la cresta del Azud hasta el fondo del Colchón de Aguas:

$$\begin{aligned} H &= \text{C.C.A.} - \text{C.F.R.} + 0.25 = \\ &= 45.79 - 44.70 + 0.25 = 1.34 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$L = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} \cdot 1.34 = 0.90 \text{ m.}$$

$$L = \frac{3}{4} H = \frac{3}{4} 1.34 = 1.00 \text{ m.}$$

Como no existe ningún otro criterio al respecto, aquí se adoptará un promedio, o sea:

$$L_z = 0.95 \text{ m.}$$

---

Para el trazado del radio de curvatura que une el zampeado y la escarpa del Azud, existen muchos criterios, según los diversos autores. Schoklitsch recomienda que el radio de curvatura sea 0.15 veces la altura del Azud:

$$r = 0.15 A$$

---

Rehboch, que el radio sea 1.5 veces el espesor de la lámina vertiente:

$$r = 1.50 La$$

---

Como se puede observar, no existe similitud entre estos criterios y otros que se podría citar. La práctica aconseja adoptar un radio tal que se produzca una transición suave de la escarpa al zampeado del Azud.

Entonces puede utilizarse en este caso un radio un radio de 0.80 m., que satisface la indicación.- (Fig. 21 )

$$r = 0.80 \text{ m.}$$

---

La base del cuerpo del Azud, cuando la altura es 1.34 m., o sea el valor de "x", cuando "y" vale 1.34 m., será:

$$y = 0.3164 \cdot x^{1.80}$$
$$1.34 = 0.3164 \cdot x^{1.80}$$
$$x = 2.23$$

Pero a x habrá que sumar el valor  $0.3 h_0 = 0.492$  debido a que, según Creager, el eje de las ordenadas está en la cresta del Azud y no en el paramento vertical, como está dado en las Tablas.

$$x = 2.23 + 0.492 = 2.722$$

$$\underline{x = 2.72 \text{ m.} \dots\dots\dots y = 1.34 \text{ m.}}$$

La longitud total del Azud; teniendo en cuenta el colchón de aguas, será:

$$L_{\text{tot.}} = 2.72 + 0.95 + 0.33 = 4.00 \text{ m.}$$

$$\underline{L_{\text{tot.}} = 4.00 \text{ m.}}$$

Los 33 cm. se aceptó para la parte final del colchón de aguas.

### ESPESOR DEL COLCHON DE AGUAS

Para determinar el espesor "e" del Colchón de aguas, un factor importantísimo es la subpresión, y hay que tener en cuenta que el peso del hormigón será mayor que la subpresión.

Al considerar que el hormigón está sumergido en el agua, el peso específico del hormigón quedará disminuido en el peso específico del agua.

Y la ecuación de equilibrio, si se considera que el hormigón pesa  $\frac{1}{3}$  más que la subpresión.

$$e \gamma'_m = \frac{4}{3} S$$

$$e = \frac{4 S}{3 \gamma'_m}$$

S = Valor de la subpresión en metros de carga de agua.

$$\gamma'_{\text{hormigón}} = 2,3 - 1.0 = 1.3 \text{ Tn./m.}^3$$

El valor de la subpresión variará gradual -

ALTURAS CONJUGADAS: ESQUEMA

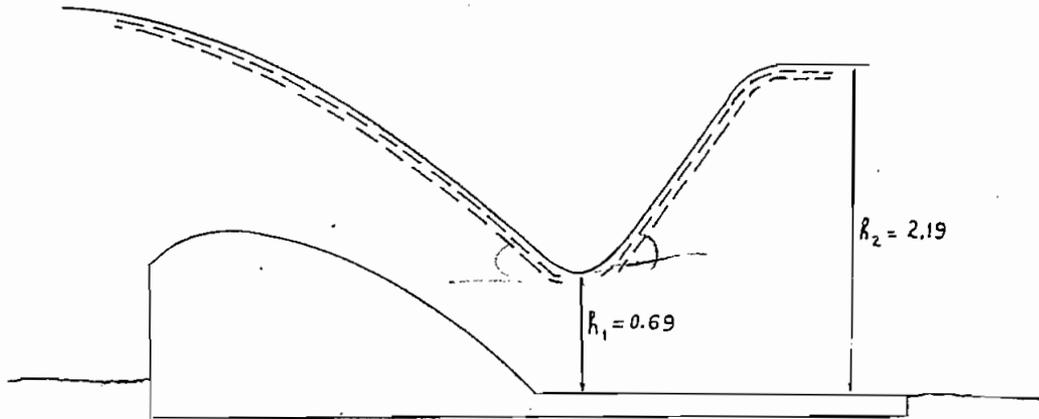
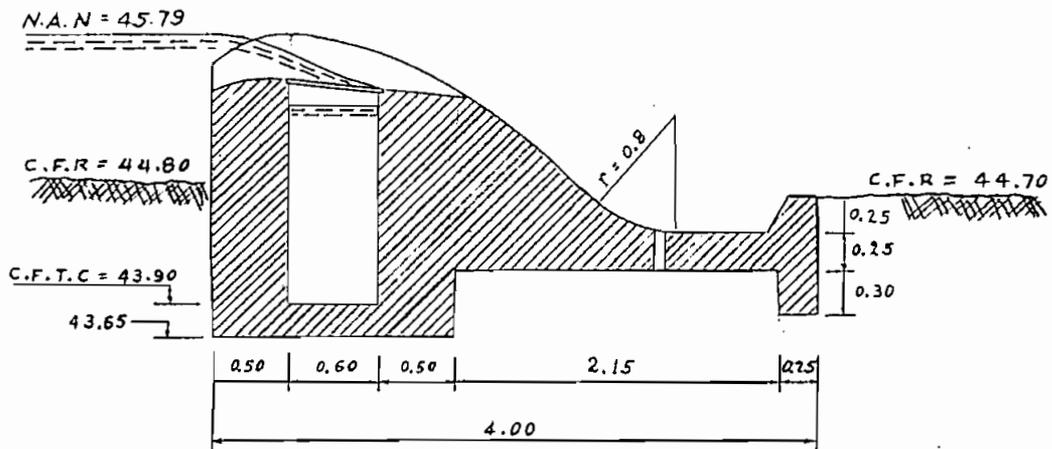


Fig. 20

CORTE DEL AZUD: PARTE FINAL DEL TUNEL



Escala: 1:50

Fig. 21

### SECCIONES TRANSVERSALES DEL AZUD

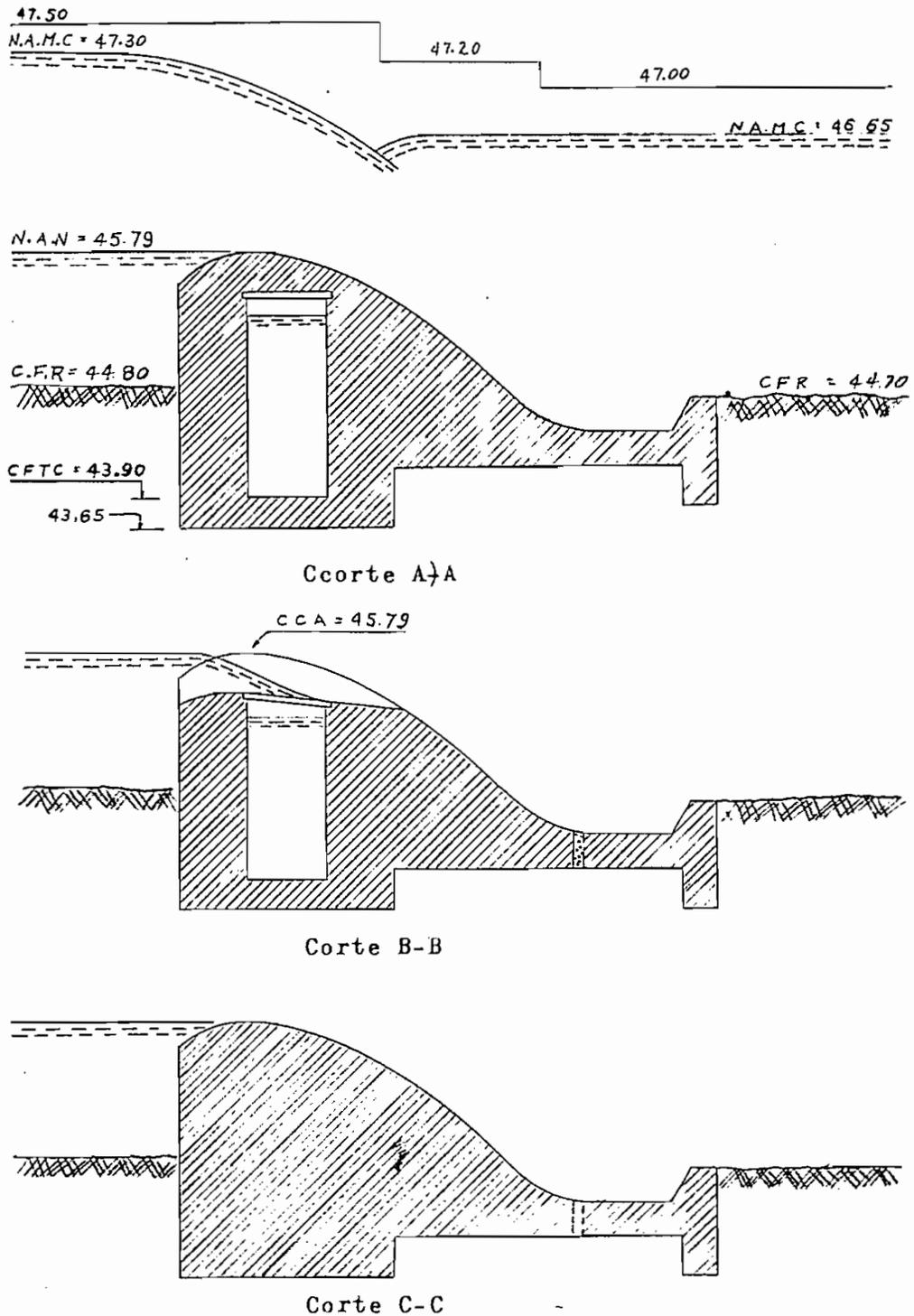


Fig. 22

Nota: Cortes relacionados con la Fig. 16.

mente, desde estiaje hasta los casos de máxima creciente. Para los casos de creciente, la subpresión estará contrarrestada gradualmente por el peso del agua. Conviene examinar los casos que generalmente son más desfavorables, para creciente máxima y para estiaje.

Para Máxima Creciente.- Fig. 23.-

$$S_a = \gamma H_a = 1000 \cdot 2.50 = 2500 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_b = \gamma \cdot H_b = 1000 \cdot 1.95 = 1950 \text{ Kg./m}^2$$

Para el Zampeado, gráficamente:

$$S_1 = 2150 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_2 = 2000 \text{ Kg./m}^2$$

Esto se comprueba después analíticamente, al estudiar la subpresión.

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{2150 + 2000}{2} = 2075 \text{ Kg./m}^2$$

Obtenido este valor promedio de la subpresión en el colchón, para el caso de máxima creciente, tocaría reemplazar los datos y obtener el espesor e :

$$e = \frac{4 \cdot s}{3 \cdot m}$$

Pero el peso del agua que hay sobre el colchón de aguas contrarrestará totalmente la subpresión, porque

$$C.N.A.M.C. = C.F.R. + 2.50 - 0.55 = 44.70 + 1.95 = 46.65 \text{ (Agua abajo)}$$

$$C.N.A.M.C. = C.F.R. + 2.50 = 44.80 + 2.50 = 47.30 \text{ (Agua arriba)}$$

$$h = 1.95 + Z = 1.95 + 0.25 = 2.20 \text{ m.}$$

$$w = 2 \cdot 20 \cdot 1000 = 2200 \text{ Kg./m}^2$$

O sea que el peso del agua que hay sobre el colchón de aguas es 2200 Kg./m<sup>2</sup>.

Como este peso es mayor que la subpresión, el zampeado y el colchón de aguas podrían ser de una capa fina de hormigón, por cuanto no necesitaría contribuir con peso para dar estabilidad.

En los casos de crecientes medias, también habrá agua en el zampeado, agua cuyo peso dará estabilidad y contrarrestará la subpresión. Por esto se ve claramente que el caso más deplorable sucederá en estiaje, cuando no habrá agua sobre el zampeado.

Para Estiaje.- Fig. 23.-

$$S_a = \gamma H_a = 1000 \cdot 0.99 = 990 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_b = \gamma H_b = 1000 \cdot 0.00 = 0$$

$$S_1 = 370 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_2 = 185 \text{ Kgr./m}^2$$

Gráficamente, ya que, para la presente necesidad, da con suficiente exactitud.

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{370 + 185}{2} = \frac{555}{2} = 277 \text{ Kg./m}^2$$

Como no hay contrapeso del agua, se debería aplicar la fórmula :

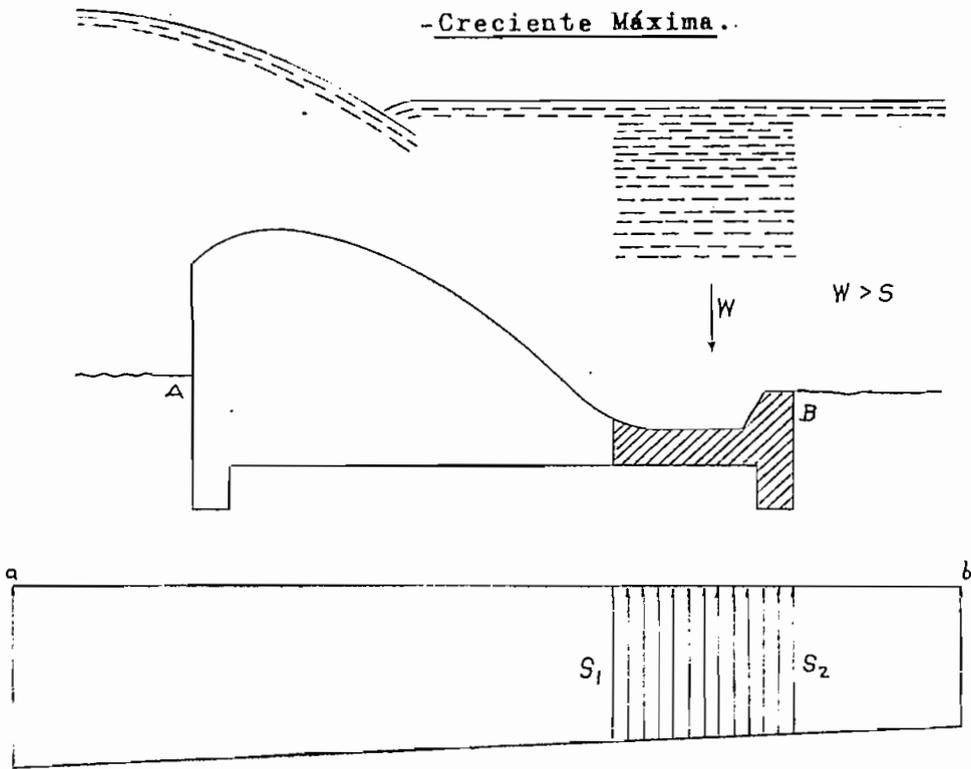
$$e = \frac{4 \cdot S}{3 \cdot 1300} = \frac{4 \cdot 277}{3 \cdot 1300} = 0.28 \text{ m.}$$

Teóricamente el colchón debería tener un espesor de 0.28 m. Pero esto es un tanto exagerado, considerando que se colocarán dispositivos de drenaje, que reducen la subpresión.- Los dispositivos de drenaje irán al principio del colchón de aguas y tendrán unos 8 cm de diámetro, y colocados a distancia de 80 cm. entre sí.

Obsérvese cómo disminuyen la subpresión tales dispositivos, siguiendo los gráficos y cálculos matemáticos dados por Hoffman, figura 23,

SUBPRESION EN EL COLCHON DE AGUAS

-Creciente Máxima..



-Estiaje.

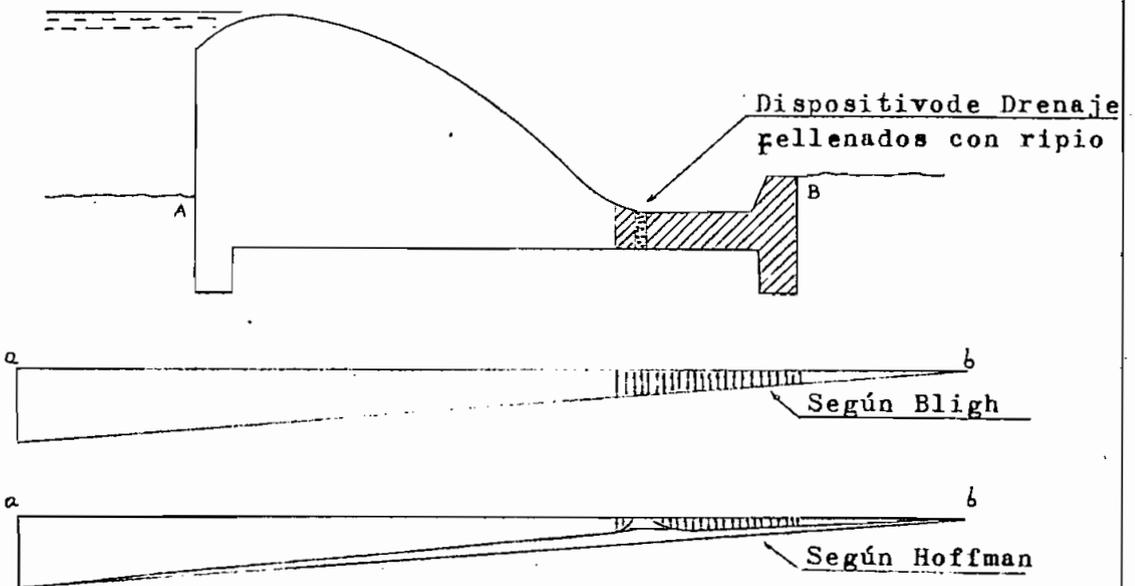


Fig. 23

Es cierto que por los dispositivos de drenaje se escapará agua, debido a la filtración; pero será en cantidad mínima, inferior al 1 o/oo; por tanto, no vale la pena de tomarlo en cuenta.

Por todos estos motivos, se ha estimado para este proyecto un espesor de colchón de 0.20 m.; pero, más como escrúpulo de seguridad, sería conveniente sobredimensionarlo con unos 0.05 m. más. Es decir, el espesor del colchón de aguas será:

$$e = 0.25 \text{ m.}$$

### FUERZAS QUE ACTUAN EN MAXIMA CRECIDA.

#### CALCULO DE LA SUBPRESION.

Debido a la permeabilidad del terreno, el agua es empujada por la presión hidrostática y se filtra a través de la solera, produciendo dos efectos: el primero un fenómeno de filtración, que puede producir el arrastre de partículas pequeñas y así, poco a poco, llegar al sifonamiento del terreno y destrucción de la obra; el segundo fenómeno, la subpresión o fuerza que trata de levantar el Azud.

Para evitar el sifonamiento de la obra, hay que dar el máximo recorrido a las aguas de filtración, para que la pendiente piezométrica disminuya, y así disminuya también la velocidad de filtración.  $U_f = KJ$ . - Al aumentar el recorrido de las aguas, disminuirá J.

También se puede hacer más compacto el terreno, mediante pilotaje, lo que disminuye la permeabilidad del terreno y, por consiguiente, la filtración.

Los investigadores ingleses Bligh y Lane, al igual que Gentilini, suponen que se disminuirá la velocidad de filtración, alargando el recorrido de las aguas subterráneas; pero los dos primeros difieren de Gentilini en la forma como está distribuido el diagrama de presiones.

Bligh, en observaciones hechas en la India, dice que la longitud de filtración más corta será mayor que :

$$L > m \cdot H_0$$

L = Longitud de filtración más corta

m = Coeficiente de filtración

H<sub>0</sub> = Diferencia de niveles

$$\begin{aligned} m &= 6 \text{ para cantos rodados mezclados con arena} \\ H_0 &= \text{C.N.A.M.C.} - \text{C.N.A.M.C.} = \\ &= 47.30 - 46.64 = 0.66 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$m H_0 = 6 \times 0.66 = 3.96 \text{ m.}$$

$$L = 0.80 + 2 \times 0.30 + 0.80 + 4.00 = 6.20 \text{ m.}$$

$$L > 3.96 \checkmark$$

Por tanto, la condición impuesta por Bligh se cumple en el caso del Azud calculado.

Se trata ahora de ver el valor de la subpresión, para poder realizar las comprobaciones de estabilidad del Azud.

En la Fig. 24, las subpresiones en los puntos "A" y "H", serán :

$$S_a = \gamma \cdot H = 1.000 \times 2.50 = 2.500 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_h = \gamma \cdot h_R = 1.000 \times 1.95 = 1.950 \text{ Kg./m}^2$$

$$\begin{aligned} h_R &= \text{C.N.A.M.C.} - \text{C.F.R.} = \\ &= 46.65 - 44.70 = 1.95 \text{ m.} \quad (\text{Porque se ha restado la profundidad del colchón de aguas.}) \end{aligned}$$

La diferencia de subpresiones aguas arriba y aguas abajo será:

$$\Delta S = S_a - S_h = 550 \text{ kg./m}^2$$

La longitud de recorrido de las aguas:

$$L = 0.90 + 2 \times 0.30 + 0.80 + 4.00 = \underline{6.30 \text{ m.}}$$

$$S_b = 2.500 - \frac{550 \times 0.90}{6.30} = 2.420 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_c = 2.500 - \frac{550 \times (0.90 + 0.25)}{6.30} = 2.396 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_d = 2.500 - \frac{550 \times (0.90 + 0.25 + 0.30)}{6.30} = 2.374 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_i = 2.500 - \frac{550 \times (0.90 + 0.25 + 0.30 + 2.47)}{6.30} = 2.108 \text{ Kg./m}^2$$

Prácticamente, las subpresiones  $S_c$  y  $S_d$  son iguales; por lo tanto se puede unir el gráfico de subpresiones, considerando un solo trapecio, de base mayor  $S_b = 2.440 \text{ kg./m}^2$  y de base menor  $S_i = 2.108 \text{ Kg./m}^2$ , siendo la altura  $h = 2.72$ .- Fig. 24.

$$S = \frac{2.420 + 2.108}{2} \times 2.72 \times 1 = 6.160 \text{ Kg./m.}$$

$$S = 6.16 \text{ Tn.}$$

Y el brazo de palanca de la supresión obtenido gráficamente:

$$x = 1.38 \text{ m.}$$

#### CALCULO DEL PESO DEL AGUA.

El peso de las aguas influye porque al sumergirse totalmente el Azud, desaparece totalmente el perfil Creager.

Se necesita el valor de las alturas de carga sobre la escarpa, para calcular el peso del agua, que ayudará a estabilizar el Azud.

Para los primeros valores de las abscisas  $x$ , la altura de carga se obtiene por la diferencia de ordenadas del perfil de la escarpa y perfil superior de la lámina líquida.

Para los otros valores de las abscisas, cuando se ha ahogado ya

SUBPRESION EN MAXIMA CRECIDA

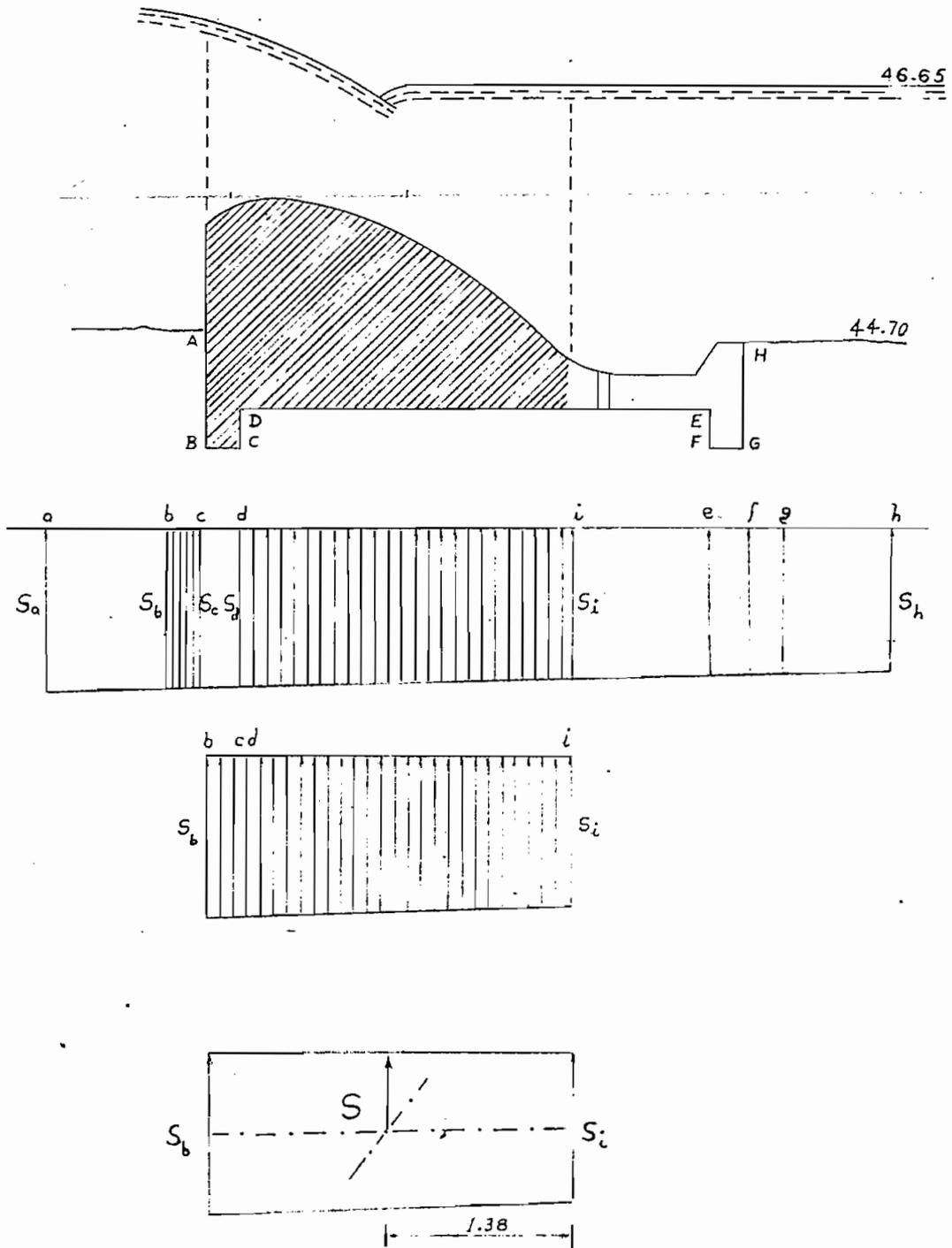


Fig. 24

x	h	$\frac{h}{\text{promedio}}$
0.000	1.571	1.423
164	1.376	1.326
328	1.277	1.231
492	1.214	1.188
656	1.162	1.128
820	1.115	1.112
984	1.108	1.098
1.148	1.079	1.074
1.312	1.069	1.005
1.476	1.060	1.10
1.640	1.14	1.26
1.804	1.38	1.44
1.968	1.50	1.57
2.13	1.63	1.71
2.30	1.78	1.82
2.46	1.86	1.95
2.62	2.04	2.08
2.72	2.12	

el Azud, la altura de carga se obtiene, restando la cota de la escarpa (C.E.A. = Cota Escarpa del Azud) de la cota C.N.A.M.C. = 46.65 m.

Para los primeros valores de x: h = lámina superior, - Perfil Creager =:

Para x cuando el Azud está ahogado: h = C.N.A.M.C. - C.E.A.

En el valor de x = 1.64, se ha añadido 10 cm. por la curva de aproximación.

La unidad de las abscisas ha sido x = 0.164 para obtener superficies y volúmenes unitarios.

$$v = h_{\text{media}} \cdot x \cdot l = h_{\text{med.}} \cdot 0.164 =$$

$$v = 0.164 h_{\text{med.}}$$

Sólo para el último disminuye el valor de x y dicho valor es: x = 0.10

y el volumen unitario:

$$v = h_{\text{med.}} \cdot 0.10 =$$

$$v = 0.10 h_{\text{med.}}$$

Conociendo los volúmenes, se obtendrá los pesos parciales, y luego el peso total; y aplicando la ecuación de momentos, se determinará el punto donde va aplicado el peso total del agua.

x	Brazo	h prom?	Peso m <sup>3</sup>	Peso Kg.	Momentos Kg. m.
0.000	0.082	1.423	0.233	233	19.1
0.164	0.246	1.826	0.217	217	53.5
0.328	0.410	1.231	0.202	202	83.0
0.492	0.574	1.180	0.195	195	112.0
0.656	0.738	1.138	0.187	187	138.0
0.820	0.902	1.112	0.182	182	164.4
0.984	1.066	1.093	0.179	179	191.0
1.148	1.280	1.074	0.176	176	216.0
1.312	1.334	1.065	0.174	174	243.0
1.475	1.557	1.10	0.180	180	280.0
1.640	1.722	1.26	0.207	207	357.0
1.804	1.886	1.44	0.236	236	445.0
1.968	2.050	1.57	0.258	258	530.0
2.13	2.212	1.71	0.281	281	622.0
2.20	2.382	1.82	0.298	298	714.0
2.46	2.542	1.95	0.320	320	813.0
2.62	2.670	2.08	0.208	208	555.0
2.72	-	-	-	-	-

$$\Sigma \text{ Momentos} = 5.536 \text{ Kg.m.}$$

$$\Sigma \text{ Pesos} = 3.733 \text{ Kg.}$$

La fuerza resultante distará del paramento vertical del Azud la distancia :

$$x = \frac{5536}{2733} = 1.485 \text{ m.}$$

Por tanto el peso actuante es:

$$\underline{\underline{P_{\text{agua}} = 3.733 \text{ Kg.}}}$$

Aplicado

a una distancia del paramento vertical del Azud

$$x = 1.485 \text{ m.}$$

<sup>y</sup> el brazo de palanca del peso del agua

$$\underline{\underline{W_x = 1.245 \text{ m.}}}$$

CALCULO DEL EMPUJE DE LAS AGUAS.

$$E = \frac{\left( A + h_0 + \frac{u^2}{2g} \right) + \left( h_0 + \frac{u^2}{2g} \right)}{2} A L \gamma$$

- A = altura del Azud ..... = 0.99 m.  
 h<sub>0</sub> = altura de la vena líquida ..... = 1,51 m.  
 $\frac{u^2}{2g}$  = altura de velocidad de llegada = 1.3 m.  
 L = longitud de azud = 1.0 m.  
 γ = peso específico del agua = 1.000 Kg.

$$E = \frac{A^2 + 2 A h_0 + 2 A \frac{u^2}{2g}}{2} L \gamma = \left( \frac{A^2}{2} + A h_0 + A \frac{u^2}{2g} \right) L \gamma$$

$$E = \left( \frac{0.980}{2} + 1.494 + 0.129 \right) \cdot 1 \cdot 1000 = \underline{\underline{2\ 113\ Kg.}}$$

El centro de presión del empuje estará a una distancia  
 y = 0.55 de la C. C. A. y el brazo de palanca:

$$\underline{\underline{b_y = 1.04\ m.}}$$

CALCULO DEL PESO DEL AZUD.

Superficie transversal del cuerpo del Azud =  
 = 5.4880 m.<sup>2</sup>

La superficie se ha obtenido dividiendo la superficie total en áreas parciales regulares. Además en cada una de las áreas regulares, se ha obtenido un centro de gravedad y, por composición de momentos, se ha obtenido el centro de gravedad total, que está a una distancia del paramento vertical igual a

- x = 1.02 m.  
 Superficie transversal = 5.4880 m.<sup>2</sup>  
 Peso de 1 metro del Azud = 8.03 Tn.  
 Distancia del paramento vertical = 1.02 m.

P = 8.08 Tn.

Y el brazo de palanca del peso del Azud:

p<sub>x</sub> = 1.70 m.

COMPROBACIONES DE LA ESTABILIDAD DEL AZUD.

Subpresión .....	S = 6.16 Tn.	.....s <sub>x</sub> = 1.38 m.
Empuje Hidrostático .....	E = 2.11 Tn.	.....s <sub>y</sub> = 1.04 m.
Peso del Agua .....	W = 3.73 Tn.	.....w <sub>x</sub> = 1.24 m.
Peso del Azud .....	P = 8.08 Tn.	.....p <sub>x</sub> = 1.70 m.

La suma de las fuerzas verticales es:

F = S + W + P = - 6.16 + 3.73 + 8.08 = 5.60 Tn

y el brazo de palanca que actuará en la fuerza resultante F es:

$$X = \frac{\sum M}{\sum F}$$

- S . s<sub>x</sub> + P . p<sub>x</sub> + W . w<sub>x</sub> = ΣM

ΣM = - 6.16 . 1.38 + 8.08 . 1.70 + 3.73 . 1.24 = 9.65 Tn.m.

$$x_b = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{9.65 \text{ Tn.m.}}{5.60 \text{ Tn.}} = 1.73 \text{ m.}$$

F = 5.60 Tn. ..... x<sub>b</sub> = 1.73 m.

Como se puede observar en la fig. # 25, la fuerza resultante total actúa dentro del tercio medio de la base. Por lo tanto el Azud trabajará solo a compre-

sión simple en todos sus puntos.

Comprobado gráficamente que la resultante cae en el centro del tercio medio de la base, habría que comprobar que el Azud resiste al volcamiento, al deslizamiento y a la trituración.

COMPROBACION de la RESISTENCIA  
CONTRA LA TRITURACION

$$\sigma = \frac{F}{l} \left( 1 \pm \frac{6d}{l} \right)$$

d = excentricidad desde el punto de aplicación de la resultante al varicentro de la base.

$$\begin{aligned} d &= 0.0 \\ l &= 2.72 \\ F &= 5.70 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{5.70}{2.72} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.0}{2.72} \right) = 2.10 \text{ Tn/m}^2 = 0.21 \text{ Kg/cm}^2$$

El terreno resiste perfectamente este de trabajo.

COMPROBACION DE LA RESISTENCIA  
CONTRA EL DESLIZAMIENTO

$$E < P \cdot f$$

Siendo

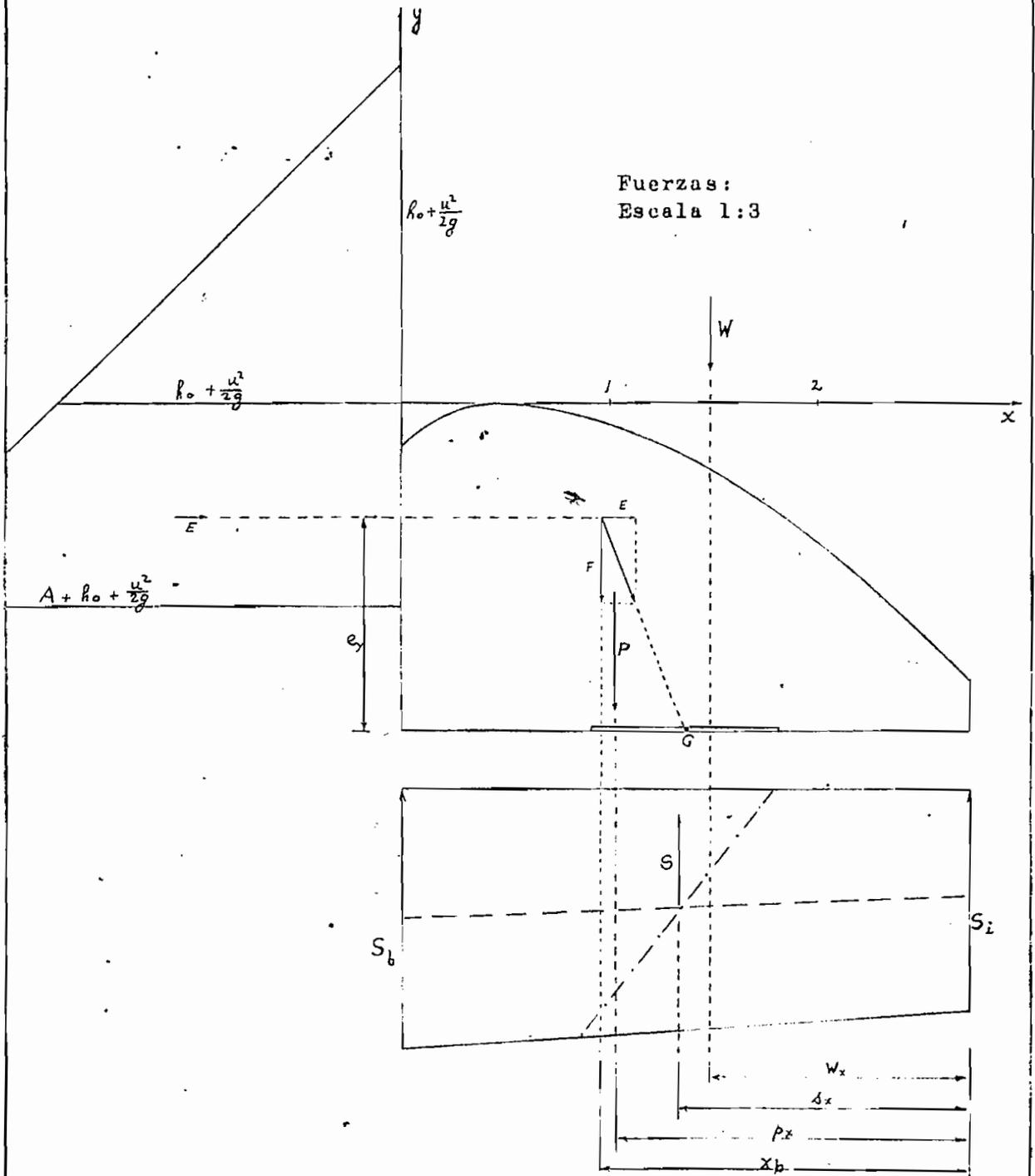
f = factor de rozamiento.- Para rozamiento entre mampostería y lecho de cantos rodados,

$$\begin{aligned} f &= 0.75 \\ E &= 2.11 \text{ Tn.} \\ P &= 8.03 \text{ Tn.} \end{aligned}$$

$$2.11 < 8.03 \times 0.75$$

COMPROBACION DE LA

ESTABILIDAD DEL AZUD EN MAX. CRECIDA



Escala 1:30

Fig. 25

COMPROBACION DE LA RESISTENCIA  
CONTRA EL VOLCAMIENTO.

$$E \cdot e_y + S \cdot s_x < P \cdot p_x$$

Al no tomar en cuenta el peso del agua, se deja un gran margen de seguridad, pues el agua ayudará con su peso a la estabilidad del Azud contra el volcamiento.

$$2.11 \cdot 1.04 + 6.16 \cdot 1.38 < 8.03 \cdot 1.70$$
$$10.70 < 13.70$$

Por tanto, el Azud, con las dimensiones aceptadas, resiste perfectamente, aún en el caso de máxima crecida, que generalmente es la más desfavorable.

En este proyecto, el Azud se ahoga en máxima crecida, razón por la cual se tomó en cuenta el peso del agua. Pero en crecientes medias, el Azud no se ahoga, y no existe el peso del agua que dé una fuerza estabilizadora. Entonces se comprobará también el cálculo estático para crecientes medias.

FUERZAS QUE ACTUAN EN CRECIENTE MEDIA.      $Q = 40 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ALTURAS CONJUGADAS  $h_1$  y  $h_2$ .-

Sobre la base de los datos obtenidos al estudiar las crecientes máximas, se puede obtener también las alturas conjugadas de crecientes medias y, en consecuencia, determinar las fuerzas de subpresión y empuje del agua.

En creciente máxima:

$$u = c_v \sqrt{2gH}$$

$$H = 1.51 + 0.99 = 2.50$$

$$u_1 = \frac{q}{h} = \frac{4.10}{0.69} = 5.94 \text{ m/seg.}$$

$$C_v = \frac{u_1}{\sqrt{2gH}} = \frac{5.94}{\sqrt{2g \cdot 2.50}} = 0.85$$

Para creciente media,  $Q = 40 \text{ m}^3/\text{seg.}$   
según Creager

$$Q = 2.22 L h^{3/2}$$

$$Q = 40 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 16 \text{ m.}$$

$$h = \left( \frac{Q}{2.22 \cdot L} \right)^{2/3} = \left( \frac{40}{35.5} \right)^{2/3} = 1.08 \text{ m.}$$

Pero debido a la  
velocidad de llegada:

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

$$u = \frac{Q}{L} = \frac{40}{16 \cdot 2.07} = 1.25 \text{ m/s.}$$

$$u^2 = 1.56$$

$$h' = \frac{1.56}{19.62} = 0.08 \text{ m.}$$

$$h_0 = h - h' = 1.00 \text{ m.}$$

$$h_0 = 1.00 \text{ m.}$$

$h_0 = 1.00 \text{ m.}$  altura de la vena líquida  
 $h' = 0.08 \text{ m.}$  altura de velocidad de  
llegada.

Con estos datos, se puede obtener las alturas conjugadas.

$$u_1 = c_v \sqrt{2gH}$$

$$H = 1.34 + 1.000 = 2.34 \text{ m.}$$

$$c_v = 0.85$$

$$u_1 = 0.85 \sqrt{2g \cdot 2.34} = 5.76 \text{ m/seg.}$$

$$h_1 = \frac{q_1}{u_1}$$

$$q_1 = \frac{40}{16} = 2.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h_1 = \frac{2.5}{5.76} = 0.434 \text{ cm.}$$

$$h_1 = 0.434 \text{ m.}$$

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2K^3}{h_1}}$$

$$K^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{6.25}{9.81} = 0.637$$

$$h_2 = -\frac{0.434}{2} + \sqrt{\frac{0.22}{4} + \frac{2 \cdot 0.637}{0.43}} = 1.51 \text{ m.}$$

$$h_2 = 1.51 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA SUBPRESION.

(Fig. 24)

$$S_a = \gamma H = 1000 \cdot 1.99 = 1990 \text{ Kg.}$$

$$H = h_0 + A = 1.00 + 0.99 = 1.99 \text{ m.}$$

$$S_h = \gamma h = 1000 \cdot 0.71 = 710 \text{ Kg.}$$

$$h = h_2 - z - 0.55 = 1.51 - 0.25 - 0.55 =$$

$$h = 0.71 \text{ m.}$$

La subpresión que actúa en el punto H queda disminuída debido a la grada que hay a continuación del Azud y a la profundidad del colchón de aguas, por cuya razón la altura que actúa es sólo 0.71 m.

Entonces la diferencia de subpresiones está representada:

$$\Delta S = S_a - S_b = 1280 \text{ Kg.}$$

La longitud del recorrido de las aguas:

$$L = 0.90 + 2 \cdot 0.30 + 0.80 + 4.00 = 6.30$$

$$S_b = 1990 - \frac{1280 \cdot 0.90}{6.30} = 1807 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_c = 1990 - \frac{1280 (0.90 + 0.25)}{6.30} = 1756 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_d = 1990 - \frac{1280 (0.90 + 0.25 + 0.30)}{6.30} = 1.695 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_i = 1990 - \frac{1280 (0.90 + 0.25 + 0.30 + 2.47)}{6.30} = 1204 \text{ Kg./m}^2$$

En la práctica se puede unir los dos trapecios de presión en uno solo, de bases  $S_b = 1807$  y  $S_i = 1204$ .

Entonces la subpresión total :

$$S = \frac{1807 + 1204}{2} \cdot 1 \cdot 2.72 \cdot 1000 = 4100 \text{ Kg.}$$

$$\underline{x = 4.10 \text{ Tn.}}$$

y el brazo de palanca:

$$\underline{S_x = 1.48 \text{ m.}}$$

#### CALCULO DEL EMPUJE DE LAS AGUAS

$$E = \left( \frac{A^2}{2} + Ah_o + A \frac{u^2}{2g} \right) L \gamma$$

CALCULO DEL EMPUJE DE LAS AGUAS

$$E = \left( \frac{A^2}{2} + A h_0 + A \frac{u^2}{2g} \right) L \gamma$$

$$A = 0.99$$

$$h_0 = 1.00$$

$$\frac{u^2}{2g} = 0.08$$

$$E = \left( \frac{0.980}{2} + 0.99 + 0.079 \right) 1 \cdot 1000 = 1560 \text{ Kg.}$$

$$\underline{E = 1.56 \text{ Tn.}}$$

Y el brazo de palanca :

$$\underline{e_y = 1.04 \text{ m.}}$$

PESO DEL AZUD

Es el mismo peso calculado antes,

$$\underline{P = 8.03 \text{ Tn.}}$$

y el brazo de palanca:

$$\underline{P_x = 1.70 \text{ m.}}$$

PESO DE LAS AGUAS

La componente vertical, debido al rozamiento de la vena líquida sobre la escarpa del perfil Creager, no se tomará en cuenta, por ser muy pequeña en relación a las otras fuerzas y a la dificultad de encontrarla.

Al no tomar en cuenta esta fuerza vertical,

se está aceptando ese valor como un coeficiente de seguridad.

Solamente en caso de comprobar inestabilidad del Azud, habría que optar por el procedimiento de Creager, que aconseja tomar la mitad del valor de la subpresión, considerando así todos estos factores favorables que no se tomaron en cuenta.

COMPROBACIONES DE LA ESTABILIDAD DEL AZUD.

(Fig. 26)

Subpresión .....	S =	4.10 Tn.....	S <sub>x</sub> =	1.46 m.
Empuje hidrostático.	E =	1.56 Tn. ....	e <sub>y</sub> =	1.04 m.
Peso del Azud .....	P =	8.03 Tn .....	P <sub>x</sub> =	1.70 m.

La suma de las fuerzas verticales es:

$$\sum F = S + P = - 4.10 + 8003 = 3.93 \text{ Tn.}$$

y el brazo de palanca que actuará:

$$x_b = \frac{\sum M}{\sum F}$$

$$\sum M = - S \cdot s + P \cdot p = - 4.10 \cdot 1.46 + 8.03 \cdot 1.70 = 7.67$$

$$x_b = \frac{\sum M}{\sum F} = \frac{7.67}{3.93} = 1.95 \text{ m.}$$

Al considerar la fuerza vertical producida por el rozamiento del agua, el brazo de palanca  $x_b$  disminuirá; pero la seguridad aumenta al considerarlo 1.95 m.

$$\underline{F = 3.93 \text{ Tn.}}$$

$$\underline{x_b = 1.95 \text{ m.}}$$

Como se observa en la Fig. 26, la resultante cae en el tercio medio de la base, a una distancia



COMPROBACION A LA TRITURACION

$$\sigma = \frac{F}{l} \left( 1 \pm \frac{6d}{l} \right)$$

$$F = 3.93 \text{ Tn.}$$

$$l = 2.72 \text{ m.}$$

$$d = 0.17 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{3.93}{2.72} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0.17}{2.72} \right) = 1.445 \cdot 1.625 = 2.35 \text{ Tn./m.}^2 = \\ &= 0.235 \text{ Kg./mm.}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{3.93}{2.72} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0.17}{2.72} \right) = 1.445 \cdot 0.375 = 0.54 \text{ Tn./m.}^2 = \\ &= 0.054 \text{ Kg./cm.}^2 \end{aligned}$$

Siendo estos  $\sigma$  perfectamente admisibles.

COMPROBACION AL DESLIZAMIENTO

$$E < P \cdot f$$

$$f = 0.75$$

$$E = 1.56 \text{ Tn.}$$

$$P = 8.03 \text{ Tn.}$$

$$1.56 << 8.03 \cdot 0.75$$

COMPROBACION AL VOLCAMIENTO

$$E \cdot e_y + S \cdot s_x < P \cdot p_x$$

$$1.56 \dots 1.04 + 4.10 \cdot 1.46 < 8.03 \cdot 1.70$$

$$7.62 < 13.70$$

Lo que representa un gran coeficiente de seguridad.

Hechas las comprobaciones para corriente media de 40 m<sup>3</sup>/seg., es natural y lógico que el Azud tiene garantía para resistir cualquier creciente inferior, ya que la subpresión irá disminuyendo cada vez y el Azud aumentando mayor solidez.

VOLUMEN DE HORMIGON Y EXCAVACION

1º- CUERPO DEL AZUD:

A.- Longitud:

Tramo sólido ..... 6 m.  
Tramo de la rejilla... 7 m.  
Galería interna ..... 3 m.

B.- Secciones Transversales:

Tramo sólido ..... = 3.4880 m<sup>2</sup>  
Tramo de la rejilla .... = 3.4880 - 0.35 - L<sub>x</sub> h<sub>me</sub>  
 $\Sigma h_x = 15.216$   
 $h_{med} = \frac{\Sigma h}{15} = \frac{15.21}{15} = 1.02$   
L = 0.60 m.  
 $\Omega = 3.49 - 0.35 - 1.02 .$   
= 2.33 m<sup>2</sup>

Tramo de Galería S = 3.4880 - 0.60 . 1.50 = 2.59

C.- Volúmenes.

Tramo sólido V = 3.4880 . 6.0 = 20.90 m  
Tramo de rejilla V = 2.33 . 7.0 = 16.30 m  
Tramo de galería V = 2.59 . 3.0 = 7.80 m  
V = 45.00 m

2º ZAMPRADO DEL AZUD:

= 0.29 m<sup>2</sup>

L = 16.0 m.

V = 0.29 . 16,0 = 4.64 m<sup>3</sup>

V<sub>tot.</sub> = V<sub>Azud</sub> + V<sub>Zam.</sub> = 45.0 + 4,64 = 49,64 = 50

V<sub>z.</sub> = 50 m<sup>3</sup>.

SUPERFICIE MEDIA APROXIMADA  
DE EXCAVACION:

$$= 2.86 \text{ m}^2$$

$$V = 2.86 \cdot 16 = 37.60 \text{ m}^3$$

Se puede considerar algo más, con  
limpieza:

$$\underline{V = 40.0 \text{ m}^3}$$

MURO LATERAL DEL AZUD.

Se calculará e l  
muro de contención más desventajoso y sujeto a las  
condiciones más desfavorables. Estas pueden pre-  
sentarse cuando el embalse está vacío, o cuando  
está lleno, en caso de máxima crecida.

Al trazar el diagrama de esfuerzos, se tendrá  
en cuenta que la resultante debe caer en el tercio  
medio de la base, para que no hayan esfuerzos nega-  
tivos.

Presión Hidrostática: Fig. 27.

$$E_{\text{agua}} = \frac{1}{2} H^2 \cdot l \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot (2.50)^2 \cdot 1 \cdot 1 = \underline{3.12 \text{ Tn.}}$$

El empuje del agua se ha considerado para  
embalse lleno (máxima crecida), pues, estando va-  
cío, no habrá presión hidráulica. Entonces el bra-  
zo de palanca será :

$$E_{y \text{ agua}} = \frac{2.50}{3} = \underline{0.84}$$

Peso del Muro: Fig. 27.

El muro será construido de hormigón:

$$\gamma = 2.3 \text{ Tn./m}^3$$

Franco del muro = 0.20 m.

Alto del muro h = 2.50 + 0.20 = 2.70 m.

Ancho de la base b = 1.50 m.

Inclinación del paramento externo,  $\alpha = 20^\circ$

Ancho de la coronación a = b - h . tg

$$a = 1.50 - 2.70 \cdot \text{tg. } 20^\circ$$

$$a = 1.50 - 1.00 = 0.50 \text{ m.}$$

$$\text{Superficie lateral } \Omega = \frac{1.50 + 0.50}{2} \cdot 2.70$$

$$= 2.70 \text{ m}^2$$

$$P = 2.70 \cdot 1 \cdot 2.30 = \underline{6.20 \text{ Tn.}}$$

Entonces el brazo de palanca:

$$P_x = 0.54 \text{ m.}$$

### Empuje de Tierras:

Se trata de hallar el empuje horizontal de las tierras sobre el muro. El empuje vertical, que está dado por el peso del triángulo de las tierras sobre el paramento inclinado del muro, se verá a continuación

$$E = \frac{1}{2} h^2 \gamma A$$

$\gamma$  = peso específico del terreno

h = altura total del muro

A = coeficiente de empuje de las tierras

El coeficiente A dependerá de las características del terreno y es función de los ángulos  $i$ ,

$\alpha = 20^\circ$  Inclinación del paramento externo del muro sea el paramento que está junto al terreno.

$i = 25^\circ$  Talud natural del terreno en donde se construye el

$\varphi = 35^\circ$  Angulo natural en que las tierras no resbalan. Depende del grado de humedad del terreno. Para el presente caso,  $= 35^\circ$  por tener una mezcla de tierra con arena arcillosa.

$$A = \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i + \cos^2 \varphi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i + \cos^2 \varphi}}$$

Hay Tablas cuyos valores corresponden a esta fórmula. Para las condiciones descritas arriba:

$$\begin{aligned} A &= 0.45 \\ \gamma &= 1.55 \text{ Tn/m}^2 \\ h &= 2.70 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$E = \frac{1}{2} h^2 \gamma A = \frac{1}{2} 7.30 \cdot 1.55 \cdot 0.45 = \underline{2.54 \text{ Tn.}}$$

y el brazo de palanca:

$$e_y \text{ tierra} = \frac{2.70}{3} = \underline{0.90 \text{ m.}}$$

#### Peso de la Tierra:

La componente vertical del empuje de la tierra es el peso del triángulo que está sobre el paramento inclinado.

$$\text{Superficie } \Omega = \frac{1}{2} 1.00 \cdot 2.70 = 1.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } G = 1.35 \cdot 1.0 \cdot 1.55 = 2.10 \text{ Tn.}$$

$$\underline{G = 2.10 \text{ Tn.}}$$

aplicado con un brazo de palanca

$$e_x = 1.17 \text{ m.}$$

Subpresión:

En el paramento vertical:

$$S_1 = h \cdot \gamma = 2.50 \cdot 1.00 = 2.50 \text{ Tn.}$$

Al fin del muro :

$$S_2 = 0 \text{ Tn.}$$

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} \cdot 1.50 = \frac{2.50 + 0}{2} \cdot 1.50 = 1.88 \text{ Tn.}$$

$$\underline{S = 1.88 \text{ Tn.}}$$

Y el brazo de palanca:

$$\underline{e_x = 0.50 \text{ m.}}$$

Conocidas todas las fuerzas que pueden actuar sobre el muro, puede deducirse la estabilidad en los dos casos más desfavorables:

- embalse lleno
- embalse vacío.

Fuerzas que actúan en Embalse l leno:

Presión hidrostática ..	$E_{\text{agua}}$	=	3.12 Tn. ....	$e_y$	=	0.84 m.
Empuje de tierras .....	$E_{\text{tierra}}$	=	2.54 Tn. ...	$e_y$	=	0.90 m.
Peso de tierras .....	$G$	=	2.10 Tn. ....	$e_x$	=	1.17 m.
Subpresión .....	$S$	=	1.88 Tn. ....	$e_x$	=	0.50 m.
Peso del muro .....	$P$	=	6.20 Tn. ....	$e_x$	=	0.54 m.

Fuerzas horizontales:

$$F_h = E_a + E_t = 0.58 \text{ Tn.}$$

$$\Sigma M = 3.12 \cdot 0.84 - 2.54 \cdot 0.90 = 0.35 \text{ Tn.}$$

$$Y_b = \frac{0.35}{0.58} = 0.61$$

$$\underline{F_h = 0.58 \text{ Tn.}}$$

Fuerzas verticales:

$$F_v = G + S + P = 6.42 \text{ Tn.}$$

$$\sum M = 2.10 \cdot 1.17 - 1.88 \cdot 0.50 + 6.20 \cdot 0.54$$

$$\sum M = 6.42 \text{ Tn.}$$

$$x_b = \frac{4.86}{6.42} = 0.76$$

$$\underline{F_v = 6.42 \text{ Tn.}}$$

$$\underline{x_b = 0.76 \text{ m.}}$$

Como se ve en la Fig. 27, la resultante pasa por el tercio medio de la base.

Fuerzas que actúan en Embalse vacío:

Empuje de tierras	E = 2.54 Tn.	....	e <sub>y</sub> = 0.84 m.
Peso de las tierras	G = 2.10 Tn.	....	g <sub>x</sub> = 1.17 m.
Peso del muro	P = 6.20 Tn.	....	P <sub>x</sub> = 0.54

Fuerzas horizontales: Sólo hay en empuje de las tierras.

Fuerzas verticales:

$$F_v = G + P = 8.30 \text{ Tn.}$$

$$\sum M = 2.10 \cdot 1.17 + 6.20 \cdot 0.54 = 5.86 \text{ Tn. m.}$$

$$x_b = \frac{5.86}{8.30} = 0.75 \text{ m.}$$

$$\underline{F_v = 8.30 \text{ Tn.}}$$

$$\underline{x_b = 0.75 \text{ m.}}$$

Para el caso de embalse vacío, la resultante pasa también por el tercio medio de la base. Por consiguiente las dimensiones adoptadas para el muro están correctas.

Volumen de hormigón en el muro lateral:

Superficie transversal promedio	$\Omega$	=	2.70 m <sup>2</sup>
Longitud lado de toma	$l_1$	=	13.0 m.
Longitud lado opuesto a la toma	$l_2$	=	15.0 m.

Volumen de hormigón a emplearse:

$$V = ( l_1 + l_2 ) \Omega = 28.0 \cdot 2.70 = 75.60 \text{ m}^3 \quad 76.00 \text{ m}^3$$

$$V = 76.00 \text{ m}^3$$

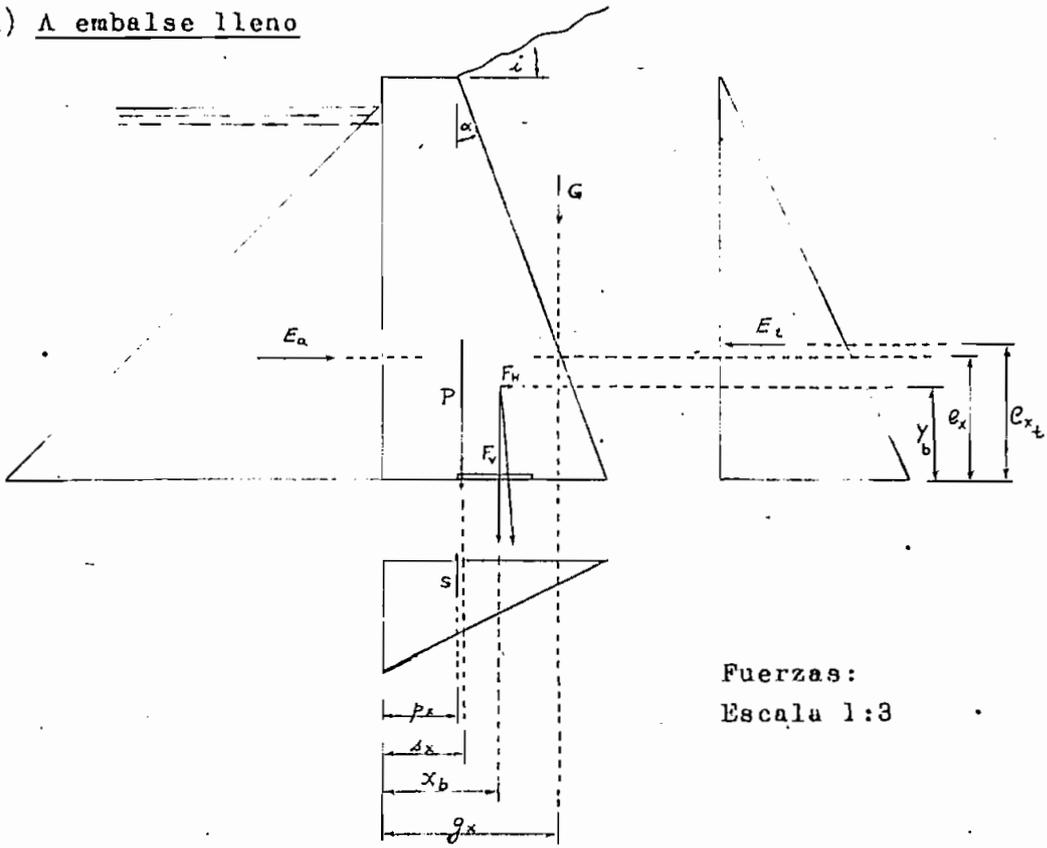
Cubicación total de la Bocatoma:

Volumen de Hormigón en el Azud .....	50.00	m <sup>3</sup>
Volumen de Hormigón en el Muro lateral	<u>76.00</u>	m <sup>3</sup>
Suman .....	<u>126.00</u>	m <sup>3</sup>
Volumen de excavación .....	<u>40.00</u>	m <sup>3</sup>

Entre estos volúmenes y los correspondientes de la toma tradicional de vertedero lateral, se hará una comparación de presupuesto, de la que puede deducirse conclusiones de veras interesantes.

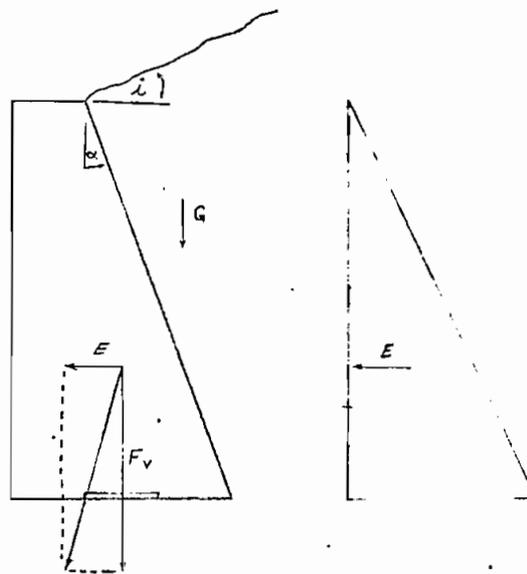
### MURO LATERAL

a) A embalse lleno



Fuerzas:  
Escala 1:3

b) A embalse vacío



Escala 1:50

Fig. 27

## CAPITULO SEGUNDO

### AZUD CREGER, TOMNALATERAL

---

Terminado el estudio del proyecto con una instalación de tipo Caucasiáno, el presente capítulo se ocupará del mismo proyecto con una instalación de tipo tradicional, el Azud Creger.

Igualmente que en el caso anterior, se dimensionará la Bocatoma para caudal mínimo, o sea para el tiempo de estiaje y, a continuación, se estudiará la Estabilización de Caudales para el caso de máxima crecida.

Los criterios para la localización del Azud son los mismos que en el caso anterior y que fueron precisados en el capítulo de Introducción al presente estudio.

#### CALCULO DE LA BOCATOMA

Para el caso de estiaje ( cuando se capta todo el caudal ), la bocatoma funcionará como vertedero de cresta ancha, de ancho  $b$ , longitud  $L$  y altura de carga  $H$ .- Esta altura  $H$  habrá que medirla a una distancia mínima de  $2.5H$ , aguas arriba del vertedero.

A causa de la arista viva de aguas arriba, se contrae el manto, comenzando la contracción de la superficie libre a poca distancia aguas arriba del vertedero.

Conviene notar que la bocatoma funcionará, en estiaje, como vertedero sumergido y, en creciente, como orificio sumergido.

Funcionará como vertedero sumergido porque, si funcionara como vertedero libre, a más de perder unos 30 cm. o más de altura, en caso de creciente, no se lograría una regulación de caudales en la bocatoma, y éste funcionaría únicamente como orificio libre o, a lo más, como orificio parcialmente sumergido.

Al considerar la bocatoma como vertedero sumergido, se considera dos partes en su fórmula para en caudal ( Fig. 1 ):

1ª El vertedero sumergido que, en su parte inferior, trabaja como orificio de carga  $h_2$  y dimensiones  $L \cdot h$ , y

2ª La parte superior del vertedero, que trabaja como vertedero de lámina libre y que, como altura de carga y espesor de lámina vertiente, tiene  $h_2$ .

Por tanto, la ecuación de aplicación será com -  
puesta:

$$Q = Q_{\text{vert.}} + Q_{\text{orif.}}$$

$$Q = \frac{2}{3} m_1 L h_1 \sqrt{2gh_2 + u^2} + \frac{2}{3} m_2 L \sqrt{2g} \left[ \left( h_2 + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

$$\frac{2}{3} m_1 = c_1$$

$$\frac{2}{3} \sqrt{2g} m_2 = c_2$$

$$Q = c_1 L h_1 \sqrt{2gh_2 + u^2} + c_2 L \sqrt{2g} \left[ \left( h_2 + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Siendo

$Q$  = Caudal de estiaje

$L$  = Longitud del vertedero

$h_2$  = Altura para funcionamiento como vertedero

$h_1$  = Altura para funcionamiento como orificio

$u$  = Velocidad de llegada

$c_1$  = Coeficiente de contracción para orificio

$c_2$  = Coeficiente de contracción para vertedero

Para el caso presente, la velocidad de llegada  $u$  produce una altura de velocidad muy pequeña, como se comprobará cuando se tenga las secciones de llegada a la bocatoma y las respectivas cotas, por lo cual se desprecia  $u$ .

Entonces la fórmula de aplicación queda:

$$Q = c_1 L h \sqrt{2 g h_2} + c_2 L h_2^{3/2}$$

Despejando L,

$$L = \frac{Q}{c_1 h \sqrt{2 g h_2} + c_2 h_2^{3/2}}$$

$c_1$  = Coeficiente de contracción para orificios.  
El Manual de King, en la Tabla # 23, según los experimentos de Fanning:

$$c_1 = 0.61$$

$c_2$  = Coeficiente de contracción para vertederos de cresta fina. A pesar de que la pared de la bocatoma es gruesa, el coeficiente será bastante alto por cuanto, por debajo circula agua que ayuda al funcionamiento del vertedero.

El Tratado de Rubio Sanjuan aconseja para este caso un coeficiente  $c_2 = 2.0$

El Manual de King, según experimentos de Francis y Bekbock (Tablas 33 y 34) da un coeficiente  $c_2 = 1.84$ .

Para la práctica, lo aconsejable será un promedio aproximado:

$$c_2 = 1.95$$

La altura  $h$  de la bocatoma hay que imponerse y, consecuentemente, las alturas  $h_1$  y  $h_2$  según la altura de carga que se quiera perder. Para este caso, sea:  $h = 0.30$  m. Se ha esgogido este valor de  $h$ , considerando que estos 30 cm. superiores de agua tendrán poco material sólido, que vaya por la bocatoma; ya que mientras mayor sea la altura de carga de la bocatoma, mayor será el porcentaje de material sólido que éntre.

Impuesto el valor de  $h = 0.30$  m. ,

$$h_1 = 0.20 \text{ m.}$$

$$h_2 = 0.10 \text{ m.}$$

aceptando que habrá una diferencia de nivel de 0.10 m. entre los dos lados de la bocatoma.

Con todos los datos obtenidos, se puede ya calcular la longitud de la bocatoma:

$$L = \frac{Q}{c_1 h_1 \sqrt{2 g h_2} + c_2 h_2^{3/2}}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$c_1 = 0.61$$

$$c_2 = 1.95$$

$$h_1 = 0.20 \text{ m.}$$

$$h_2 = 0.10 \text{ m.}$$

$$L = \frac{1.6}{0.61 \cdot 0.20 \sqrt{2 g \cdot 0.1} + 1.95 \cdot 0.1^{3/2}} = \frac{1.6}{0.172 + 0.063} = \underline{\underline{6.80 \text{ m.}}}$$

PERDIDA EN LA REJILLA.

En la bocatoma hay que colocar una reja para evitar la entrada de materiales gruesos, como ramas de árboles y basura grande. Al colocar esta reja, se producirá una pérdida de carga, y, para compensar dicha pérdida de modo que pase todo el caudal requerido, habrá que agrandar la logitud de la bocatoma.

La pérdida de carga es :

$$h_f = \frac{u^2}{2g} \cdot \lambda$$

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1.6}{0.30 \cdot 6.80} = 0.785 \text{ m/seg.}$$

La superficie es aproximada, ya que la longitud del aliviadero, como se dijo, va a ser mayor. Pero este incr

mento de superficie hará variar muy poco la velocidad, y menos aún la pérdida  $h_f$ . Por este motivo, no se necesita repetir otro cálculo de aproximación.

$\lambda$  = Coeficiente dado por Francisco X. Domínguez que, multiplicado por la altura de velocidad, dará la pérdida de carga.

Domínguez, para hallar  $\lambda$ , considera las siguientes pérdidas de carga (Cap. VI, # 53) :

- 1.<sup>a</sup> Entre los barrotes, un ensanche de reacción  $\lambda_1$  ;
- 2.<sup>a</sup> El ensanche brusco a la salida de la reja, que da un factor de resistencia  $\lambda_2$ .

1.<sup>a</sup> Entre los barrotes,  
Ensanche de reacción  $\lambda_1$

$$\lambda_1 = \left( \frac{1}{\mu} - 1 \right)^2 \left( \frac{s+t}{s} \right)$$

s = espacio libre entre reja y reja

t = espesor de la reja

$\mu$  = coeficiente para contracciones incompletas de contornos cerrados, dado en función de las anchuras  $\frac{s}{s+t}$

Como esta reja es para que contenga únicamente material sólido grueso, es aconsejable dejar una luz entre reja y reja, bastante amplia, como unos 0.20 m. Las rejas serían, para este caso, rieles, cuyo espesor es de solo 0.08 m. Se usará rieles por ser el único hierro existente en el mercado.

2.<sup>a</sup> Ensanche brusco a la salida  $\lambda_2$  :

$$\lambda_2 = \left( \frac{s+t}{s} - 1 \right)^2 = \frac{t^2}{s^2}$$

= Coeficiente total.- El coeficiente total

será:

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 \left(\frac{s+t}{s}\right)^2 + \frac{t^2}{s^2}$$

$$s = 0.20 \text{ m.}$$

$$t = 0.08 \text{ m.}$$

$\mu$  = estará en función de  $\frac{s}{s+t}$ . Pero

$$\frac{s}{s+t} = \frac{0.20}{0.28} = 0.72 \dots \mu;$$

En el Tratado de Domínguez, pág. 177,

$$\mu = 0.68$$

$$\lambda = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 \left(\frac{s+t}{s}\right)^2 + \frac{t^2}{s^2}$$

$$\lambda = \left(\frac{1}{0.68} - 1\right)^2 \left(\frac{0.28}{0.20}\right)^2 + \frac{0.08^2}{0.20^2} = 0.221 \cdot 1.96 + 0.16 =$$

$$\underline{\lambda = 0.59}$$

$$h_f = \frac{u^2}{2g} \lambda = \frac{0.785^2}{2g} \cdot 0.59 =$$

$$\underline{h_f = 0.037 \text{ m.}}$$

### LONGITUD REAL DE LA BOCATOMA

A la altura de carga perdida  $h_f$  corresponde igualmente un caudal de pérdida  $Q_f$ :

$$Q_f = c L h_f^{3/2}$$

considerando únicamente como vertedero

$$c = 1.50$$

Tabla # 44, Manual de King para vertederos de cresta ancha.- Se considera co-

mo vertedero, solamente para calcular el Q de pérdida, porque, aunque hay un error, éste es muy pequeño con relación al caudal total  $Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$Q_f = c L h_f^{3/2} = 1.50 \cdot 6.80 (0.037)^{3/2} = \underline{0.07 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

$$Q_{\text{tot}} = 1.6 + 0.07 = \underline{1.67 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

Con este caudal imaginario, se calcula la verdadera longitud de la Bowstoma.

$$L = \frac{Q}{c_1 h_1 \sqrt{2 g h_2} + c_2 h_2^{3/2}}$$

$$Q = 1.67 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$c_1 = 0.61$$

$$c_2 = 1.95$$

$$h_1 = 0.20 \text{ m.}$$

$$h_2 = 0.10 \text{ m.}$$

$$L = \frac{1.67}{0.61 \cdot 0.20 \cdot \sqrt{2 g 0.1} + 1.95 \cdot 0.1^{3/2}} = \frac{1.67}{0.235}$$

$$\underline{L = 7.10 \text{ m.}}$$

Pero en esta longitud de 7.10 m., no está incluida la suma de los espesores de las rejillas.-

Para tomar en cuenta estos espesores:

$$N \text{ de espacios o claros de } 0.20 \text{ m. c/u.} = 7.10 \text{ m.}$$

$$N \text{ de rejillas de } 0.08 \text{ m. c/u.} = \text{espacios ocupados por las rejillas.}$$

Si se considera que, en la rejilla, primero se coloca una reja, se tiene que el número de espacios vacíos o claros es igual al número de rejillas:

$$N \text{ espacios} = N \text{ rejillas} = N$$

$$\text{Espacio entre reja y reja} = S = 0.20 \text{ m.}$$

$$\text{Espesor de cada reja} = t = 0.08 \text{ m.}$$

$$N . s = 7.10 \text{ m.}$$

$$N = \frac{7.10}{0.20} = 36 \text{ espacios} = 36 \text{ rejas}$$

Espacio total ocupado por las rejas:

$$N . t = 36 . 0.08 = \underline{2.88 \text{ m.}}$$

y la longitud de construcción de la

Bocatoma :

$$L_{\text{construc.}} = 7.10 + 2.88 = 10.0 \text{ m.}$$

$$L_{\text{construc.}} = 10.0 \text{ m.}$$

$$\underline{N = 36 \text{ rejas}}$$

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL CANAL

Se adoptará en el presente caso las mismas dimensiones básicas de la sección del canal de la toma Caucásiana y con iguales características, lo cual permitirá una mejor apreciación de los dos tipos de Bocatoma.

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = 1.20 \text{ m/seg.}$$

$$\Omega = \frac{Q}{u} = \frac{1.6}{1.2} \cong 1.334 \text{ m}^2$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$h_c = 1.334 \text{ m.}$$

$$P = 2 . 1.334 + 1.00 = 3.668 \text{ m.}$$

$$R = \frac{\Omega}{P} = \frac{1.334}{3.668} = 0.364 \text{ m.}$$

BOCA TOMA : ESQUEMA

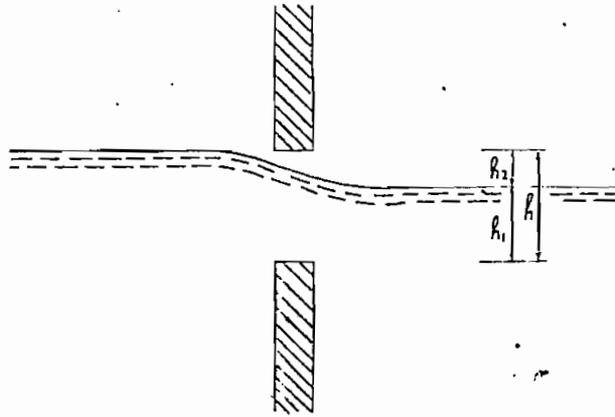
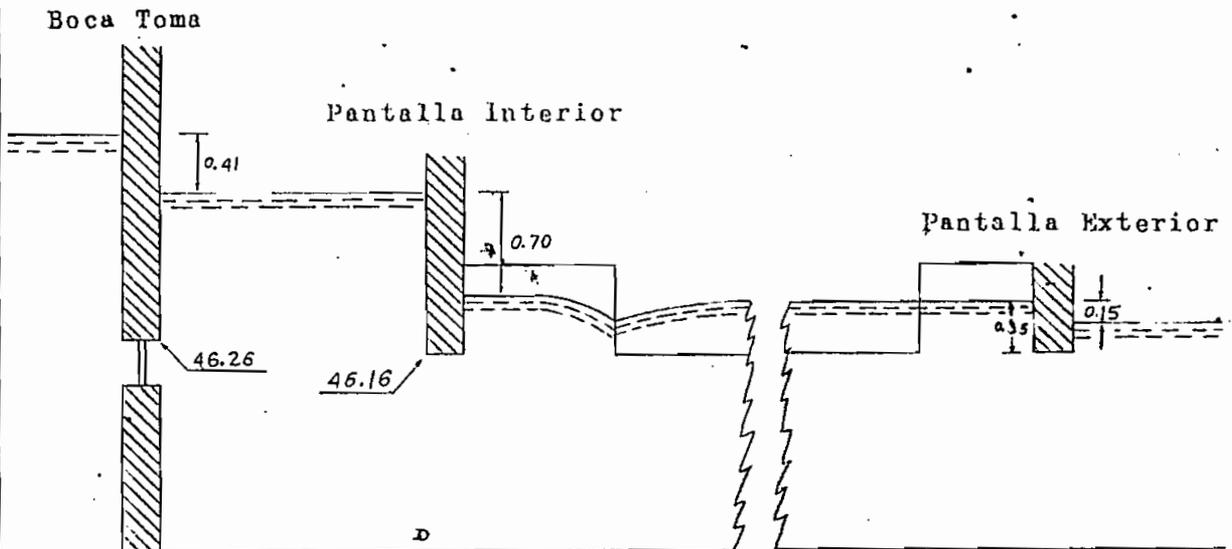


Fig. 1

PANTALLAS REGULADORAS, ALIVIADERO Y BOCA TOMA : ESQUEMA.



Escala vertical 1:50

Fig. 2

$$\sqrt{R} = 0.603$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{f}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.603}} = \frac{87}{1.497} = 58.1$$

$$c^2 = 3.380$$

$$i = \frac{u^2}{c^2 \cdot R} = \frac{1.44}{3380 \cdot 0.364} = 0.00117$$

$$\underline{i = 1.17 \text{ 0/00}}$$

El criterio para imponerse la velocidad del agua en el canal ha sido el mismo que para fijarla en la del canal de la Toma Caucasiana, y también las características son iguales.

#### DETERMINACION DE COTAS

La nomenclatura conocida es:

C.F.R.	=	Cota Fondo del río
C.S.C.	=	Cota Solera del canal
C.S.C.P.(D)	=	Cota Solera del canal punto (D)
C.N.A.N.C.	=	Cota nivel aguas normales del canal
C.N.A.M.C.	=	Cota nivel aguas de máx. crecida
C.U.T.	=	Cota umbral de la toma
C.C.A.	=	Cota cresta del Azud.

La altura del Azud (A) se hallará restando de la C.C.A. la C.F.R.

La cota C.S.C.P.(D). es la cota que hay que imponerse y, a partir de ésta, calcular las demás cotas. Los criterios para la determinación de dicha cota constan inmediatamente a continuación de los valores obtenidos para las

$$\begin{aligned} \text{C.F.R.} &= 44.80 \\ \text{C.S.C.P.(D)} &= 44.80 \text{ Cota impuesta para este caso.} \\ \text{C.N.A.N.C.} &= 44.80 + 1.33 = 46.13 \\ \text{C.U.T.} &= \text{C.N.A.N.C.} + i \cdot \text{longitudinal} - h_1 = \\ &= 46.13 + 0.00117 \cdot 25 - 0.20 = \\ &= 46.13 + 0.03 - 0.20 = 45.96 \\ \text{C.C.A.} &= \text{C.U.T.} + h = 45.96 + 0.30 = 46.26 \text{ m} \end{aligned}$$

Los criterios que se han tenido en cuenta son:

- 1º La cota del umbral de la toma debe estar por lo menos de 0.80 m. a 1.00 m. sobre la cota del Fondo del Río para evitar que el acumulo de materiales sólidos moleste en la, bocatoma. Para el presente caso, la diferencia de altura es correcta, pues:  
$$\text{C.U.T.} - \text{C.F.R.} = 45.96 - 44.80 = 1.16 \text{ m.}$$
- 2º La cota de la solera del canal hay que imponerse y probar luego si se cumple el criterio anterior. Si la diferencia de nivel entre el Umbral de la Toma y el Fondo del Río fuera menor que 1.00 m., habría que subir la cota impuesta a la Solera del Canal. Igualmente, si esta diferencia resulta demasiado grande, habrá que bajar la cota de la Solera del Canal.
- 3º Para hallar la cota C.U.T., se resta la altura  $h_1 = 0.20 \text{ m.}$ , ya que se aceptó que la diferencia de niveles entre los dos lados de la bocatoma era solamente de 0.10 m., y la altura total de entrada de la bocatoma es  $h = 0.30 \text{ m.}$

Conocidas las cotas C.F.R. y C.C.A., se tiene la altura del Azud..

$$A = \text{C.C.A.} - \text{C.F.R.} = 46.26 - 44.80 = 1.46 \text{ m.}$$

$$A = 1.46 \text{ m.}$$

CALCULO PARA MAXIMA CRECIDA

ESTABILIZACION DE CAUDALES:

Igual que en el cálculo anterior, se acepta para el canal un incremento de nivel de 0.20 m., en el caso de máxima crecida.

$$\begin{aligned}h_0 &= 1.334 \text{ m.} \\ \Delta h &= 0.20 \text{ m.} \\ h_{\text{máx. crec.}} &= 1.534 \text{ m.} \\ b &= 1.0 \text{ m.} \\ \omega &= 1.534 \text{ m.}^2 \\ p &= 4.068 \text{ m.} \\ R &= \frac{\omega}{p} = 0.377 \\ \sqrt{R} &= 0.614\end{aligned}$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.614}} = 58.5$$

$$u = c \sqrt{R \cdot i} = 58.5 \cdot 0.614 \cdot \sqrt{0.00117} = 1.23 \text{ m./seg.}$$

$$Q_{\text{máx.}} = \omega u = 1.534 \cdot 1.23 = 1.886 \text{ m.}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{exc.}} = 0.286 \text{ m.}^3/\text{seg.} \quad 18 \%$$

Aceptado este incremento para máxima crecida, se procederá a colocar pantallas reguladoras y un aliviadero de excesos, siguiendo un proceso igual al anterior.

PANTALLA REGULADORA EXTERIOR :

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \cdot \rho^2 \cdot 2g}$$

$c = 0.687$  Contracción en orificios parcialmente guiados

$$Q = 1.886 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\rho = 1.334 \cdot 1.0 = 1.334 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{1.886^2}{0.687^2 \cdot 1.334^2 \cdot 2g} = \frac{3.56}{0.472 \cdot 1.78 \cdot 19.62} = 0.216 \text{ m.}$$

Pero de este valor se descontará el de  $h'$  debido a la velocidad de llegada.

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

$$u = \frac{Q}{\rho}$$

$$Q = 1.886 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$\rho$  incierto; se obtiene por medio de aproximaciones.

1.ª Aproximación:

$$h_c = 1.334 + 0.20 + 0.216 = 1.75 \text{ m.}$$

$$b = 1.0 \text{ m.}$$

$$\rho = 1.75 \cdot 1.0 = 1.75 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{Q}{\rho} = \frac{1.886}{1.75} = 1.077 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 1.16$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{1.16}{19.62} = 5.92 \text{ cm.}$$

2.ª Aproximación:

$$h_c = 1.75 - 0.059 = 1.691 \text{ m.}$$

$$b = 1.0 \text{ m.}$$

$$\rho = 1.691 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{Q}{\rho} = \frac{1.886}{1.691} = 1.115 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 1.24$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{1.24}{19.62} = 0.063 \text{ cm.}$$

$$h = h - h' = 0.216 - 0.063 = 0.153 \text{ m.}$$

$$\underline{h = 0.153 \text{ m.}}$$

Por tanto, para que, en máxima crecida, pase por debajo de esta pantalla el caudal  $Q = 1.116 \text{ m}^3/\text{seg.}$  se necesita una diferencia de nivel de 15.3 cm.

ALIVIADERO :

Según las fórmulas empíricas de Balmaceda y González:

$$Q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot l \cdot h^{3/2}$$

$$m = 0.324 + \frac{0.000387}{h^{1/2} + l^{1/2}}$$

$$h = 0.853 \text{ m.}$$

$$l = 6.0 \text{ m., longitud impuesta para este caso.}$$

Como la bocatoma va a funcionar como aliviadero, hay dos posibilidades al imponerse la longitud: la primera posibilidad sería construir un aliviadero bastante largo para evitar la necesidad de otra pantalla reguladora. La segunda posibilidad colocar otra pantalla reguladora y construir un aliviadero corto, disminuyendo el costo de esta obra.

Si se construyera un aliviadero de 15 m. de largo, el caudal que evacua sería todavía insuficiente para obtener sobre el azud la altura necesaria para máxima crecida. Por esto resulta mejor (más económico) un aliviadero corto y dos pantallas reguladoras a más de la bocatoma.

$$m = 0.324 + \frac{0.000387}{h^2 + 1^{1/2}} = 0.324 + \frac{0.000387}{0.125 + 6^{1/2}} = 0.325$$

$$Q = m \sqrt{2g} \cdot l \cdot h^{3/2} = 0.325 \cdot 4.43 \cdot 6 \cdot 0.353^{3/2} = 1.805 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Pero este resultado, según sus autores, tiene un error probable hasta del 6 %. Para máxima seguridad, se disminuirá del caudal obtenido el error probable.

$$Q_{\text{error}} = 6\% \text{ de } 1.805 = 0.108 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{aliviad.}} = 1.805 - 0.108 = 1.797 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{\text{aliviad.}} = 1.797 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

El caudal que pasará por la segunda pantalla:

$$Q_{2^{\text{a}} \text{ pant.}} = Q_{\text{canal}} + Q_{\text{aliviad.}} = 1.886 + 1.797 = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

PANTALLA REGULADORA INTERIOR:

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \cdot D^2 \cdot 2g}$$

$$Q = 1.797 + 1.886 = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$D = 1.0 \cdot 1.334 = 1.334 \text{ m}^2$$

$$c = 0.687 \text{ Coeficiente para prificios parcialmente guiados.}$$

$$h = \frac{3.683^2}{0.687^2 \cdot 1.334^2 \cdot 2g} = \frac{13.56}{0.472 \cdot 1.78 \cdot 19.62} = 0.828 \text{ m.}$$

Pero de esta altura se restará la altura debida a la velocidad, h' :

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

$$u = \frac{Q}{D}$$

$$Q = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = \text{incierta.}$$

1.ª Aproximación:

$$h_c = 1.334 + 0.20 + 0.153 + 0.823 = 2.510$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$D = 2.51 \text{ m}^2$$

$$Q = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = \frac{Q}{D} = \frac{3.683}{2.510} = 1.468 \text{ m/seg.}$$

$$u^2 = 2.15$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{2.15}{19.62} = 10.95 \text{ cm.} \quad \underline{\underline{11.00 \text{ cm.}}}$$

2.ª Aproximación:

$$h_c = 2.51 - 0.11 = 2.40 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$D = 2.40 \cdot 1.00 = 2.40 \text{ m}^2$$

$$Q = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = \frac{Q}{D} = \frac{3.683}{2.40} = 1.534 \text{ m. /seg.}$$

$$u^2 = 2.35$$

$$h' = \frac{u^2}{2g} = \frac{2.35}{19.62} = 11.97 \approx \underline{\underline{12.0 \text{ cm.}}}$$

$$\Delta h = h - h' = 0.823 - 0.12 = 0.70 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{\Delta h = 0.70 \text{ m.}}}$$

**BOCATOMA: FUNCIONAMIENTO COMO PANTALLA:**

$$h = \frac{Q^2}{c^2 \Omega^2 2g}$$

$$\Omega = h \cdot L = 0.30 \cdot 7.10 = 2.13 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.886 + 1.797 = 3.683 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$c = 0.61$  ... Coeficiente para orificios con contracción en las cuatro paredes.- No es como en los casos anteriores, coeficiente para orificios parcialmente guiados; por esto no influye en éste el factor 1.1250 que indica Soares Branco.

$$h = \frac{3.683^2}{0.61^2 \cdot 2.13^2 \cdot 2g} = \frac{13.56}{0.372 \cdot 4.54 \cdot 19.72} = 0.41 \text{ m.}$$

Aquí no influye para nada la velocidad de las aguas, ya que la corriente del río va en otra dirección. Por tanto, no hay que restar de 41.0 cm. ninguna altura de velocidad.

---

$$h = 0.41 \text{ m.}$$

#### ALTURA DE CARGA SOBRE EL AZUD:

Se sumará los 0.20 m. que se aceptó para máxima crecida en el canal, con las diferencias de altura obtenidas en las dos pantallas y en la bocatoma y con la pérdida de carga en la rejilla. De esta suma se restará los 0.10 m. que resultan de la diferencia de alturas entre los niveles libres a los lados de la bocatoma.

$$h = 0.200 + 0.153 + 0.700 + 0.410 + 0.037 - 0.100 = 1.40 \text{ m.}$$

---

$$h = 1.40 \text{ m.}$$

CAUDAL DE MAXIMA CRECIDA:

QUE SOPORTA EL AZUD:

CAUDAL DE MAXIMA CRECIDA  
QUE SOPORTA EL AZUD;

$$Q = 2.22 \cdot L \left( h + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2}$$

Esta es la fórmula dada para hallar el caudal que pasa por un Azud con perfil Creager.

$$L = 16.0 \text{ m.}$$

$$h = 1.40 \text{ m.}$$

$$\frac{u^2}{2g} = 0.10 \text{ m}$$

Altura impuesta para el cálculo, que habrá que comprobarla a continuación, una vez obtenido el caudal.

$$Q = 2.22 \cdot 16.0 \cdot (1.40 + 0.10)^{3/2} = 2.22 \cdot 16.0 \cdot 1.838 = 65.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 65.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Con el caudal máximo que pasará por el río es de 65.0 m./seg., el cálculo hecho es co-

rrrec

Comprobación:

$$\frac{u^2}{2g}$$

$$Q = 65.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = L (A + h) = 16 (1.46 \cdot 1.40) = 16 \cdot 2.86 = 45.7 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{65.5}{45.7} = 1.434 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 =$$

$$\frac{u^2}{2g} = 10.3 \approx 10 \text{ cm.}$$

En la máxima crecida que se va por la bocatoma es: Q = 65.5 m³/seg., que da un factor de seguri-

dad para una crecida mayor.

PERFIL CREAGER DEL AZUD.

Altura del Azud ..... A = 1.46 m.

Altura de la Vena líquida h = 1.40 m.

Altura de Velocidad .....  $\frac{u^2}{2g} = 0.10$  m.

Altura de carga que actúa  $h_0 = 1.40 + 0.10 + 1.8$  m.

El Azud se construirá para la máxima carga prevista para que nunca haya depresiones y no se produzca la Cavitación de la obra.

Según Creager, el perfil de l Azud es :

$$\frac{y}{h_0} = 0.47 \left( \frac{x}{h_0} \right)^{1.80} \text{ que da el perfil para la mampostería.}$$

Scimemi da un perfil similar al Creager para la lámina inferior de la vena líquida:

$$\frac{y}{h_0} = 0.50 \left( \frac{x}{h_0} \right)^{1.85}$$

El perfil de la mampostería estará dado por:

$$\frac{y}{1.50} = 0.47 \left( \frac{x}{1.50} \right)^{1.80}$$

$$\underline{y = 0.84 x^{1.80}}$$

Y para los valores negativos de x , un arco de circunferencia que pase por los puntos (1) y (2), de radio  $R = 0.4 h_0$

$$R = 0.4 h_0 = 0.60$$

Puntos	[	(1)	x = 0.45	y = 0.189
		(2)	x = 0.0	y = 0.0

Igualmente el perfil de la lámina inferior de la vena líquida, según Scimemi:

$$\frac{y}{1.50} = 0.50 \left( \frac{x}{1.50} \right)^{1.85}$$

$$y = 0.354 x^{1.85}$$

Los valores negativos serán los mismos que del perfil Creager:

$$R = 0.4 \quad h_0 = 0.60$$

$$\text{Puntos} \quad \left[ \begin{array}{ll} (1) & x = -0.45 \quad y = 0.189 \\ (2) & x = 0.0 \quad y = 0.0 \end{array} \right.$$

El Manual de Hidráulica de Mostkov ahorra los cálculos y da una Tabla para los perfiles superior e inferior de la vena líquida, y también para el perfil de la mampostería. Para facilidad de la construcción, traslada, como se vio antes, el eje de ordenadas al paramento vertical del Azud.

Siendo  $h_0 = 1.50$ , todos los valores de la Tabla, o sea  $x$ ,  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_3$ , se multiplicarán por 1.50

- $y_1$  = perfil de la lámina inferior de la vena líquida (Seimemi).
- $y_2$  = perfil de la mampostería (Creager)
- $y_3$  = Perfil superior de la vena líquida.

x	$y_1$	$y_2$	$y_3$	Cotas para la Mampostería
	Lámina inferior	Perfil de mampostería	Lamina superior	
0.000	0.189	0.189	- 1.248	46.07
.150	.054	.054	+ 1.207	46.21
.300	.010	.010	- 1.160	46.25
.450	.000	.000	- 1.110	46.26
.600	.010	.009	- 1.051	46.25
.750	.041	.037	- 0.983	46.22
.900	.005	.090	- 0.930	46.17
1.050	.154	.147	- 0.840	46.11
1.200	.229	.221	- 0.766	46.04
1.350	.309	.297	- 0.675	45.96
1.500	.396	.364	- 0.570	45.88
1.650	.583	.483	- 0.435	45.78
1.800	.615	.589	- 0.328	45.67
1.950	.745	.715	- 0.150	45.54
2.100	.887	.847	- 0.045	45.41
2.250	1.076	.992	+ 0.135	45.27
2.400	1.200	1.144	+ 0.300	45.12
2.550	1.378	1.308	+ 0.457	44.95
2.700	1.532	1.480	+ 0.607	44.78
2.850	1.760	1.660	+ 0.810	44.60
3.000	1.965	1.885	+ 1.080	44.38

CALCULO DEL COLCHON DE AGUAS Fig. 4

Alturas Conjugadas  $h_1$  y  $h_2$   
para máxima Crecida.- Salto de Bidone.

La diferencia de cotas entre la  
cresta del Azud y el Fondo del Río aguas abajo  
del Azud:

$$C.C.A. - C.F.R. = 46.26 - 44.70 = 1.56$$

En el perfil Creager, para:

$$x = 2.70 \dots\dots y_2 = 1.48 \quad \text{el más aproximado a } 1.56$$

$$\left[ \begin{array}{l} y_1 = 1.532 \\ y_3 = 0.607 \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned} \Delta y &= y_1 - y_2 \\ &= 1.532 - 0.607 = \underline{0.925 \text{ m.}} \end{aligned}$$

La tangente del ángulo de la escar  
en ese punto, aproximadamente será:

$$\text{tag. } \alpha = \frac{y_2 - y'_2}{x - x'} = \frac{1.660 - 1.308}{2.85 - 2.55} = \frac{0.352}{0.30} = 1.17$$

$$\text{tag. } \alpha = 1.17 \quad \alpha = \underline{49^\circ 30'}$$

$$\underline{90^\circ - \alpha = 40^\circ 30'}$$

$$h_1 = \Delta y \cdot \text{sen} (90^\circ - \alpha) = 0.925 \cdot \text{sen. } 40^\circ 30' = 0.60 \text{ m.}$$

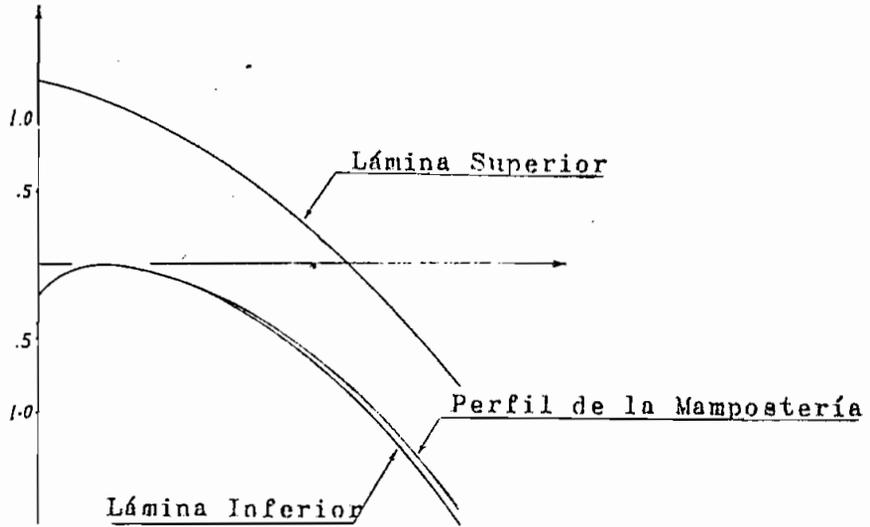
$$\underline{h_1 = 0.60 \text{ m.}}$$

La altura conjugada  $h_2$ , según Nebbia, para  
régimen tranquilo, es:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2 K^3}{h_1}}$$

$$K^3 = \frac{q^2}{g}$$

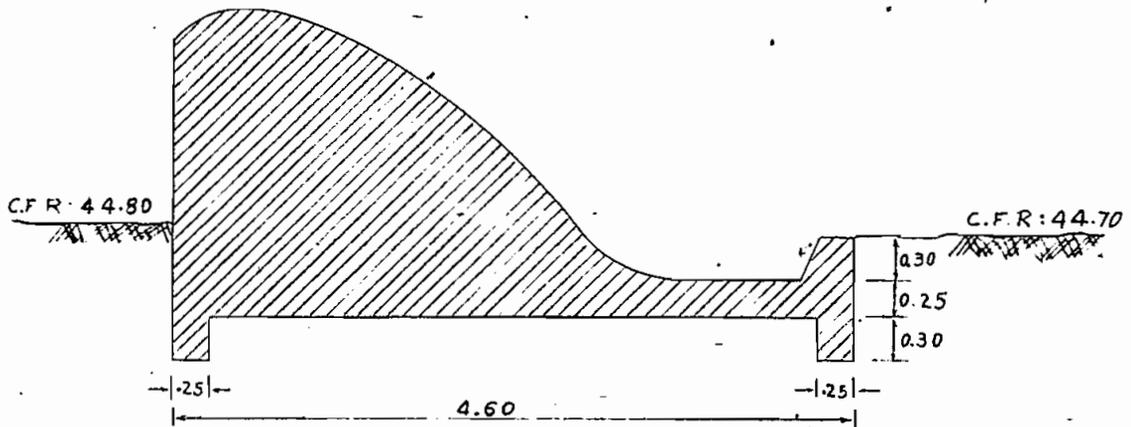
PERFILES DE LA MAMPOSTERIA  
Y LAMINAS SUPERIOR E INFERIOR/



Escala 1:50

Fig. 3

CORTE TRANSVERSAL DEL AZUD



Escala 1:50

Fig. 4

$$q = \frac{65.5}{16} = 4.10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$K^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{16.80}{9.81} = 1.72$$

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2K^3}{h_1}} = -\frac{0.6}{2} + \sqrt{\frac{0.36}{4} + \frac{3.44}{0.6}} =$$

$$\underline{h_2 = 2.15 \text{ m.}}$$

La altura del río en máxima crecida es de 2.50 m., según los datos; pero, como a continuación del Azud viene una grada de 55 cm. de alto, la altura del río queda en :

$$h_{\text{máx. crec.}} = 2.50 - 0.55 = 1.95 \text{ m.}$$

$$h_2 = 2.15$$

$$h_2 - h_{\text{máx. crec.}} = 2.15 - 1.95 = 0.20 \text{ m.}$$

Esta diferencia de alturas produce energía que se disipará en el colchón de aguas. Por tanto, la profundidad requerida para el colchón de aguas sería:

$$z = 2.15 - 1.95 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\underline{z = 0.20 \text{ m.}}$$

Aunque los 20 cm. son suficiente altura para el colchón, para máxima seguridad, se aumentará unos 10 cm. para el caso de las crecientes medias. Nótese que el colchón para el Azud Caucasiense tenía 25 cm. de profundidad; para éste están bien los 30 cm., a pesar de que la altura  $h_0$  de la vena líquida es menor; pero la del Azud es mayor.

Mas al aumentar a 30 cm. la profundidad del

colchón, variarán las alturas conjugadas  $h_1$  y  $h_2$   
El desnivel entre el fondo del colchón de aguas y  
la cresta del Azud es :

$$y = 1.46 + 0.10 + 0.30 = 1.86$$

$$\text{Para } x = 3.00 \dots y_2 = 1.88 \dots \text{aproximado a } 1.96$$

$$\begin{array}{l} \overline{y_1} = 1.96 \\ \overline{y_3} = 1.08 \end{array}$$

$$\Delta y = 1.96 - 1.08 = \underline{0.88 \text{ m.}}$$

$$\text{tag. } \alpha = \frac{y_2 - y_1}{x - x'} = \frac{1.88 - 1.48}{3.00 - 2.70} = \frac{0.40}{0.30} = 1.33$$

$$\text{tag. } \alpha = 1.33$$

$$\alpha = 53^\circ$$

$$\underline{90^\circ - \alpha = 37^\circ}$$

$$h_1 = \Delta y \cdot \text{sen} (90^\circ - \alpha) = 0.88 \cdot \text{sen } 37^\circ = 0.59 \text{ m.}$$

$$\underline{h_1 = 0.59 \text{ m.}}$$

$$K^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{16.80}{9.81} = 1.72$$

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{h_1^2}{4} + \frac{2K^3}{h_1}} = -\frac{0.59}{2} + \sqrt{\frac{0.35}{4} + \frac{3.44}{0.59}}$$

$$h_2 = 2.17 \text{ m.}$$

$$h_{\text{río máx. crec.}} = 2.50 - 0.55 = 1.95 \text{ m.}$$

$$z = h_2 - h_{\text{máx. crec.}} = 2.17 - 1.95 = 0.22 \text{ m.}$$

Por tanto, la profundidad de 0.30 m. escogida para el colchón satisface plenamente.

$$\underline{z = 0.30 \text{ m.}}$$

Para hallar la longitud del colchón, se aplicará la fórmula de Schoklitsch :

$$L = c H$$

$$\frac{2}{3} \leq c \leq \frac{3}{4}$$

H = altura desde la cresta del Azud hasta el fondo del zampeado

$$C.C.A. - C.F.Z. = 46.26 - 44.40 = 1.86 \text{ m.}$$

$$L_z = 0.70 \cdot 1.86 = 1.30 \text{ m.}$$

$$\underline{L_z = 1.30 \text{ m.}}$$

La curva de unión entre la escarpa y el colchón puede tener un radio de 0.90 m. aproximadamente, según el criterio examinado en el estudio del Azud Caucasiano.

$$\underline{r = 0.90 \text{ m.}}$$

La base del cuerpo del Azud, cuando la altura es 1.86 m. , o sea el valor de  $x$  cuando  $y_2$  vale 1.34, es:

$$y = 0.34 \cdot x$$

$$1.86 = 0.34 \cdot x$$

$$x = 2.55$$

Pero a este valor se sumará

$$0.3 h_0 = 0.3 \cdot 1.50 = 0.45 \text{ m.} \quad \text{por la traslación del eje de ar- de nadas.}$$

$$x = 2.55 + 0.45 = 3.00 \text{ m.}$$

$$\underline{x = 3.02 \text{ m.}} \quad \dots \quad y_2 = 1.86 \text{ m.}$$

Y la longitud total del Azud, teniendo en cuenta el colchón, es :

$$L_x = x + L_z + 0.28 = 3.02 + 1.30 + 0.28 = 4.60 \text{ m}$$

Los 0.28 m. son para la parte final del colchón.

$$\underline{L_x = 4.60 \text{ m.}}$$

Espesor del Colchón de Aguas:- Fig. 4.

Igualmente que en el Azud Tirolés, para determinar el espesor del colchón, se deberá aplicar la fórmula para el caso más desfavorable:

$$e = \frac{4 \cdot S_1}{3 \cdot \gamma'_m}$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_n = \gamma_m - 1000$$

$$\gamma_{\text{hormigón}} = 2300$$

$$\gamma'_m = 2300 - 100 = 1300$$

S = variará para las épocas de estiaje y de máxima crecida.

Para Máxima Creciente, Fig. 5

$$S_a = \gamma H_a = 1000 \cdot 2.86 = 2.860 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_b = \gamma H_b = 1000 \cdot 1.95 = 1950 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_1 = 2300 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_2 = 2100 \text{ Kg./m}^2$$

Gráficamente Fig. 5

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{2300 + 2100}{2} = 2200 \text{ Kg./m}^2$$

siendo 2200 Kg./m<sup>2</sup>

valor promedio de la subpresión en el colchón. Teóricamente, con esta subpresión se debería encontrar el espesor del colchón; pero no es así; pues, el peso del agua que hay sobre el colchón contrarresta totalmente la subpresión.

$$\text{Aguas abajo: C.N.A.M.C.} = \text{C.F.R.} + 2.50 - 0.55 = 46.65 \text{ m.}$$

$$h = 2.50 - 0.55 + z = 1.95 + 0.25 = 2.20 \text{ m.}$$

$$W = 2.20 \cdot 1000 = 2200 \text{ Kg./m}^2$$

Como se ve, en este caso, el peso del agua con-

contrarresta íntegramente la subpresión. Cualquier espesor que tenga el colchón, será sola seguridad.

El caso más desfavorable será en estiaje, cuando no hay agua en el colchón.

Para estiaje.- Fig. 5.

$$S_a = \gamma H_a = 1000 \cdot 1.46 = 1460 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_b = \gamma H_b = 1000 \cdot 0.00 = 0$$

$$S_1 = 550 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_2 = 250 \text{ Kg./m}^2$$

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{550 + 250}{2} = 400 \text{ Kg./m}^2$$

Y el espesor sería:

$$e = \frac{4 S}{3 \gamma_m} = \frac{4 \cdot 400}{3 \cdot 1300} = \frac{1600}{3900} = 0.40 \text{ m.}$$

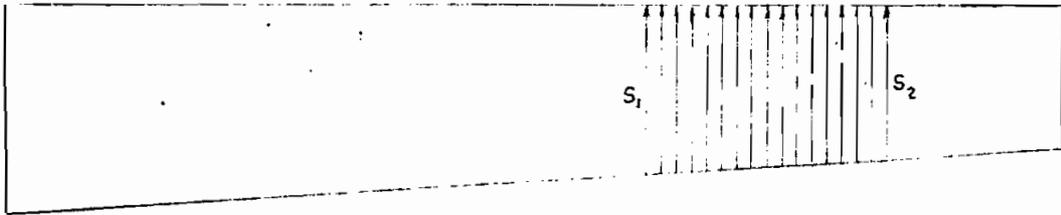
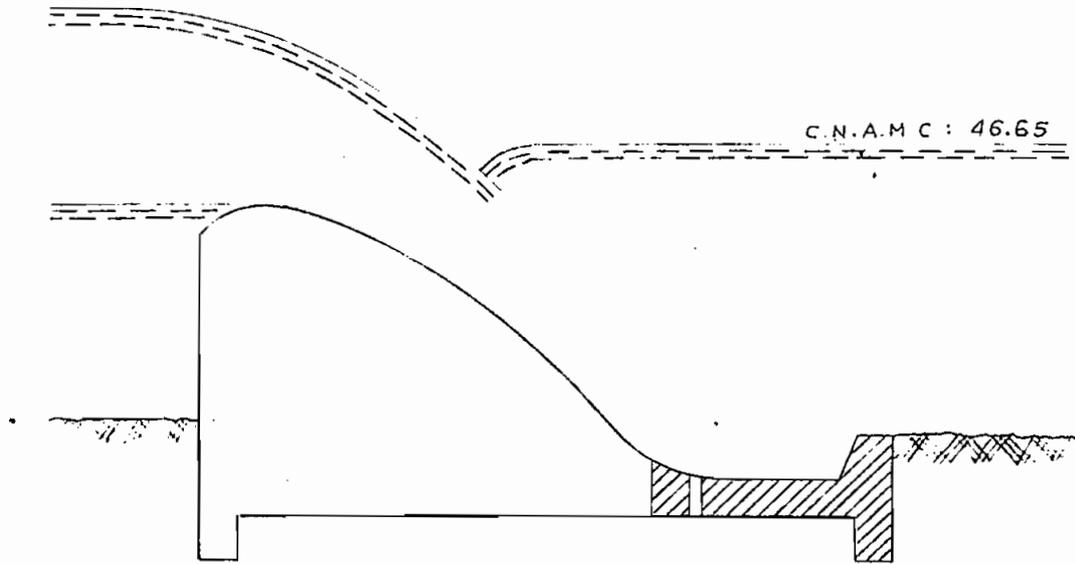
Igual que en el Azud anterior, sería aceptable este espesor, si no hubieran los Dispositivos de Drenaje, que disminuyen la subpresión grandemente.

Los dispositivos de drenaje irán colocados al principio del colchón en una hilera, a todo lo largo del Azud. Tendrían 0.08 m. de diámetro y estarían a 0.80 m. de separación.

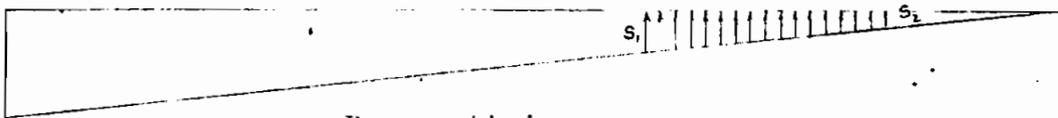
Obsérvese en la Fig. 5 cómo disminuye la subpresión en el gráfico de Hoffman.

Por este motivo se ha considerado...

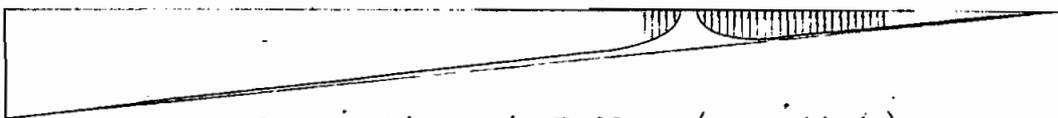
SUBPRESION SOBRE EL COLCHON DE AGUAS



Para máxima crecida



Para estiaje



Subpresión según Hoffman (en estiaje)

bién para este Azud es aceptable un espesor de 0.25 m.

$$\underline{e = 0.25 \text{ m.}}$$

Nótase que los dispositivos de drenaje irán llenos de ripio, para evitar el arrastre y la salida del material fino

### FUERZAS QUE ACTUAN EN MAXIMA CRECIDA.-

#### Cálculo de la Subpresión.-

Igual que en el capítulo anterior, la longitud de filtración L, según Bligh, :

$$L > m H_0$$

$$L = 0.95 + 2 \cdot 0.30 + 0.85 + 4.60 = 7.00 \text{ m.}$$

$$m = 6 \text{ (para cantos rodados y arena)}$$

$$H_0 = \text{Diferencia de niveles}$$

$$\text{Antes d'Azud : C.N.A.H.C.} = \text{C.F.R.} + 2.86 = 47.66 \text{ m.}$$

$$\text{Después " " : C.N.A.M.C.} = \text{C.F.R.} + 2.50 - 0.55 = 46.65 \text{ m.}$$

$$H_0 = 47.66 - 46.65 = 1.01 \text{ m.}$$

$$L > 6 \cdot 1.01 = 6.06 \text{ m.}$$

$$7.00 > 6.06 \text{ m}$$

Lo que es correcto.

Entonces el valor de la subpresión será:

$$S_a = \gamma \cdot H = 1000 \cdot 2.86 = 2,860 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_h = \gamma \cdot h = 1000 \cdot 1.05 = 1,050 \text{ Kg./m}^2$$

$$\Delta S = S_a - S_h = 910 \text{ Kg./m}^2$$

$$L = 0.95 + 2 \cdot 0.30 + 0.85 + 4.60 = 7.00 \text{ m.}$$

$$S_b = 2860 - \frac{910 \cdot 0.95}{7.0} = 2737 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_c = 2860 - \frac{910 \cdot (0.95 + 0.25)}{7.0} = 2718 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_d = 2860 - \frac{910 \cdot (0.95 + 0.25 + 0.30)}{7.0} = 2676 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_i = 2860 - \frac{910 \cdot (0.95 + 0.25 + 0.30 + 2.77)}{7.0} = 2335 \text{ Kg./m}^2$$

Para tener solo un trapecio de subpresiones, se considera iguales las subpresiones  $S_c$  y  $S_d$ .

$$S_b = 2737 \text{ Kg./m}^2$$

$$S_i = 2335 \text{ Kg./m}^2 \quad (\text{Fig. 6})$$

Y la subpresión total:

$$S = \frac{S_b + S_i}{2} \cdot x \cdot L \cdot \gamma$$

Siendo

$$L = 1.0 \text{ m.}$$

$$x = 3.02$$

$$\gamma = 1000 \text{ /Kg./m}^2$$

$$S = \frac{2737 + 2335}{2} \cdot 3.02 = 7.65 \text{ Tn./m.}$$

$$S = 7.65 \text{ Tn.}$$

Y el brazo de palanca de la subpresión obtenido gráficamente es:

$$S_x = 1.55 \text{ m.}$$

Cálculo del empuje de las aguas.-

Fig. 7.

$$\begin{aligned} E &= \frac{1}{2} \left( A + h_0 + \frac{u^2}{2g} + h_0 + \frac{u^2}{2g} \right) A \cdot L \cdot \gamma = \\ &= \left( \frac{A^2}{2} + A h_0 + A \frac{u^2}{2g} \right) L \cdot \gamma = \\ &= ( 1.07 + 2.04 + 0.146 ) 1 \cdot 1 = 3.26 \text{ Tn.} \end{aligned}$$

E = 3.26 Tn.

Y el brazo de palanca actuará

e<sub>y</sub> = 1.60 m.

Peso de las aguas.

Por cuanto el Azud está sumergido, las aguas ejercerán presión vertical sobre el Azud, ayudando esta fuerza a la estabilidad de la obra.

Pero en este caso, el peso no podrá considerarse igual que en el caso anterior. El Azud anterior es de menor altura y, al sumergirse, prácticamente desaparece el perfil de la lámina superior de las aguas y, por tanto, la presión del agua actuaba en todos los puntos de la escarpa hasta la cresta del Azud.

En el Azud Creger no sucede lo mismo. Al sumergirse el Azud, sólo queda influida una tercera parte de la escarpa.- Fig. 6.- Indudablemente que ese peso ayudará a la estabilidad del Azud, pero, por lo expuesto, no vale la pena considerarlo y así se dejará un gran coeficiente de seguridad.

Peso del Azud.

SUBPRESION EN MAXIMA CRECIDA

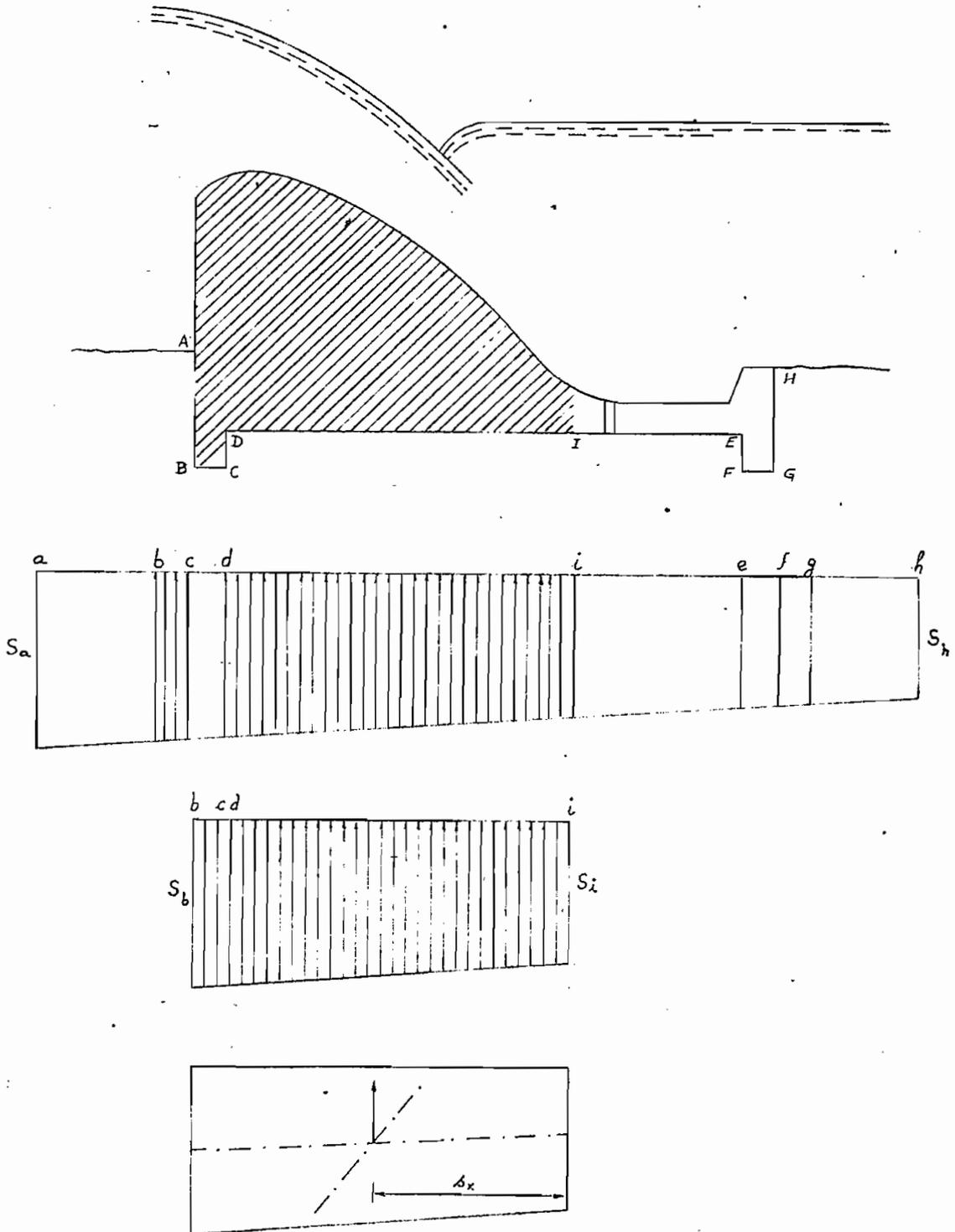


Fig. 6

Peso del Azud.

Area transversal del cuerpo del Azud,  $S = 4.75 \text{ m}^2$

y el peso del Azud, por metro  $P = 4.75 \cdot 2.3 = 10.93 \text{ Tn.}$

$P = 10.93 \text{ Tn.}$

Y el brazo de palanca

$P_x = 1.89 \text{ m.}$

COMPROBACIONES DE LA ESTABILIDAD  
DEL AZUD.

Sobresión .....	$S = 7.65 \text{ Tn.}$	.....	$s_x = 1.55 \text{ m.}$
Empuje del agua .	$E = 3.26 \text{ Tn.}$	.....	$e_y = 1.60 \text{ m.}$
Peso del Azud ...	$P = 10.93 \text{ Tn.}$	.....	$P_x = 1.89 \text{ m.}$

La suma de las fuerzas verticales es:

$$\Sigma F = S + P = - 7.65 + 10.93 = 3.28 \text{ Tn.}$$

Entonces el brazo de palanca de esta fuerza resultante será:

$$X_b = \frac{\Sigma M}{\Sigma F}$$

$$\Sigma M = - S \cdot s_x + P \cdot P_x$$

$$\Sigma M = - 7.65 \cdot 1.55 + 10.93 \cdot 1.89 = 8.70 \text{ Tn. m.}$$

$$X_b = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{8.70}{3.28} = 2.65 \text{ m.}$$

$X_b = 2.65 \text{ m.}$

$F = 3.28 \text{ Tn.}$

Con todos estos datos, se comprueba gráficamente que la resultante cae dentro del tercio medio de la base, a una distancia de 0.13 m. del baricentro. Fig. 7. Por tanto, todas las fuerzas que actúan harán trabajar el Azud a compresión y no habrá tracción en ningún punto.

Este caso de máxima creciente que se ha considerado, es el caso más desfavorable, pues los valores de la subpresión y empuje hidrostático disminuirán para todos los demás casos de creciente media o de estiaje, mientras el peso del Azud sigue constante.

A continuación se comprobará la estabilidad del Azud contra el volcamiento, deslizamiento y trituración.

Estabilidad del Azud

contra la fuerza de trituración:

$$\sigma = \frac{F}{L} \left( 1 \pm \frac{6d}{L} \right)$$

$$d = \text{excentricidad} = 0.13 \text{ m.}$$

$$L = 3.02 \text{ m.}$$

$$F = 3.28 \text{ Tn.}$$

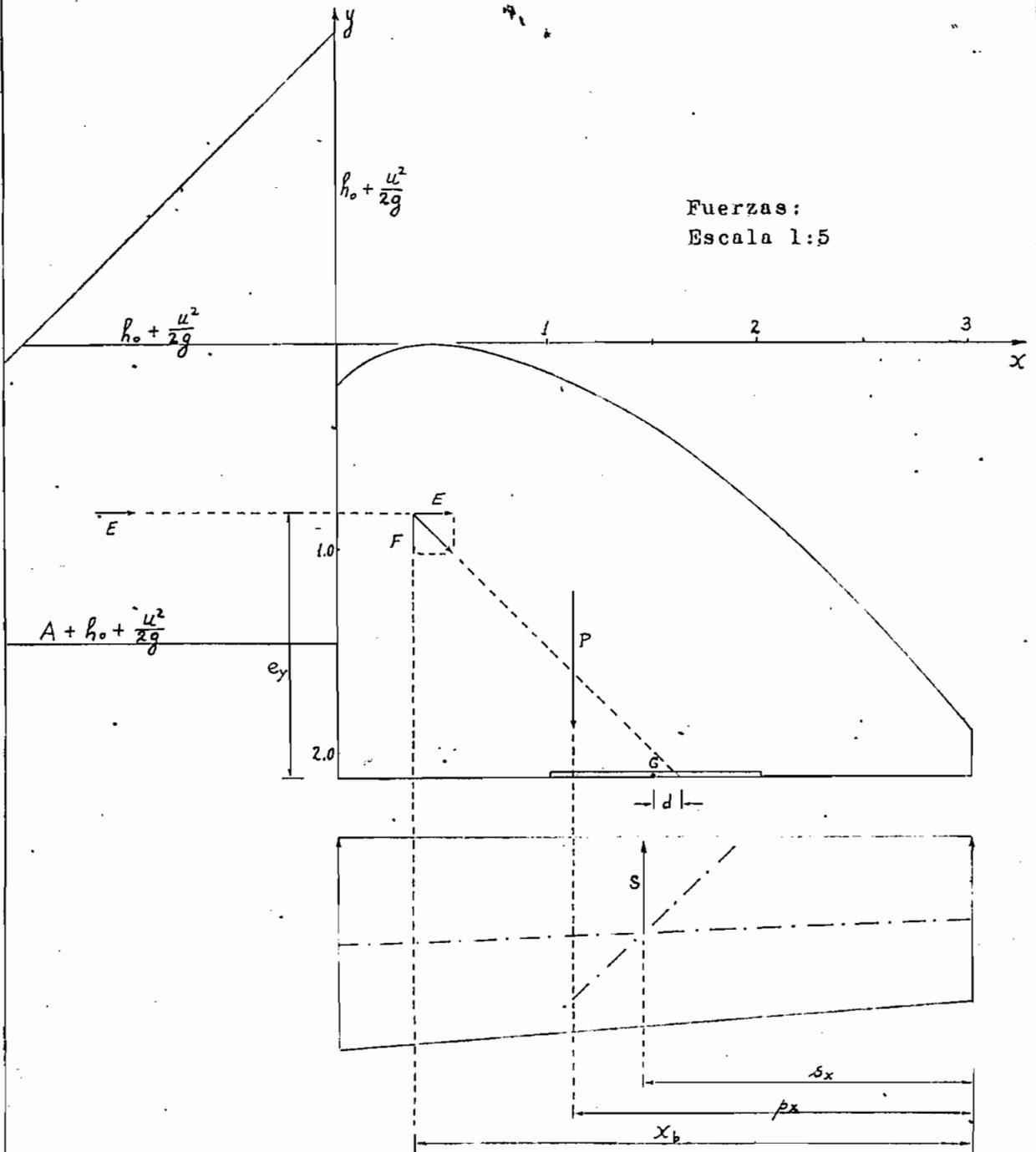
$$\sigma = \frac{3.28}{3.02} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0.13}{3.02} \right) = 1.368 \text{ Tn./m}^2 = 0.1368 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\sigma = \frac{3.28}{3.02} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0.13}{3.02} \right) = 0.806 \text{ Tn./m}^2 = 0.0806 \text{ Kg./cm}^2$$

Comprobación contra  
el deslizamiento:

ESTABILIDAD DEL AZUD EN MAXIMA CRECIDA

Fuerzas:  
Escala 1:5



Escala 1:30

Fig. 7

Estabilidad del Azud

contra la fuerza de Deslizamiento:

$$E < P \cdot f$$

Siendo

$f = 0.75$  para rozamiento entre  
mampostería y lecho de  
cantos rodados con arena.

$$E = 3.26$$

$$P = 10.95$$

$$P \cdot f = 10.95 \cdot 0.75 = 8.20 \text{ Tn.}$$

$$3.26 \ll 8.20$$

Lo que prueba su estabilidad.

Estabilidad del Azud

contra el Volcamiento:

$$E \cdot e_y + S \cdot s_x < P \cdot p_x$$

$$3.26 \cdot 1.60 + 7.05 \cdot 1.55 < 10.95 \cdot 1.89$$

$$5.22 + 11.86 < 20.70$$

$$17.08 < 20.70$$

VOLUMEN DE HORMIGON Y EXCAVACION.

Sección del cuerpo del Azud	=	4.75 m <sup>2</sup>	
Sección del Zampeado .....	=	0.35 m <sup>2</sup>	
Sección total .....	$\Omega$ =	5.10 m <sup>2</sup>	
Longitud del Azud .....	L =	16.0 m.	
Volumen de la obra .....	V =	81.50 m <sup>3</sup>	$\approx 82 \text{ m}^3$

Superficie media aproximada de excavación,  $\Omega = 2.76 \text{ m}^2$

$V_{\text{excavac.}} = 2.67 \cdot 16.0 = 43.50 \text{ m}^3 \approx 45.0 \text{ m}^3$

$V_{\text{exc.}} = 45.0 \text{ m}^3$

MURO LATERAL DEL AZUD.

Igual que en el Azud Caucasiano, hay que calcular el muro más desventajoso y sujeto a las condiciones más desfavorables.

Presión Hidrostática. Fig. 8.

$E_{\text{agua}} = \frac{1}{2} H^2 \cdot 1 \cdot \gamma = \frac{1}{2} (2.86)^2 \cdot 1 \cdot 1 = \underline{4.15 \text{ Tn.}}$

y el brazo de palanca:

$e_{\text{y agua}} = \frac{2.86}{3} = \underline{0.95 \text{ m.}}$

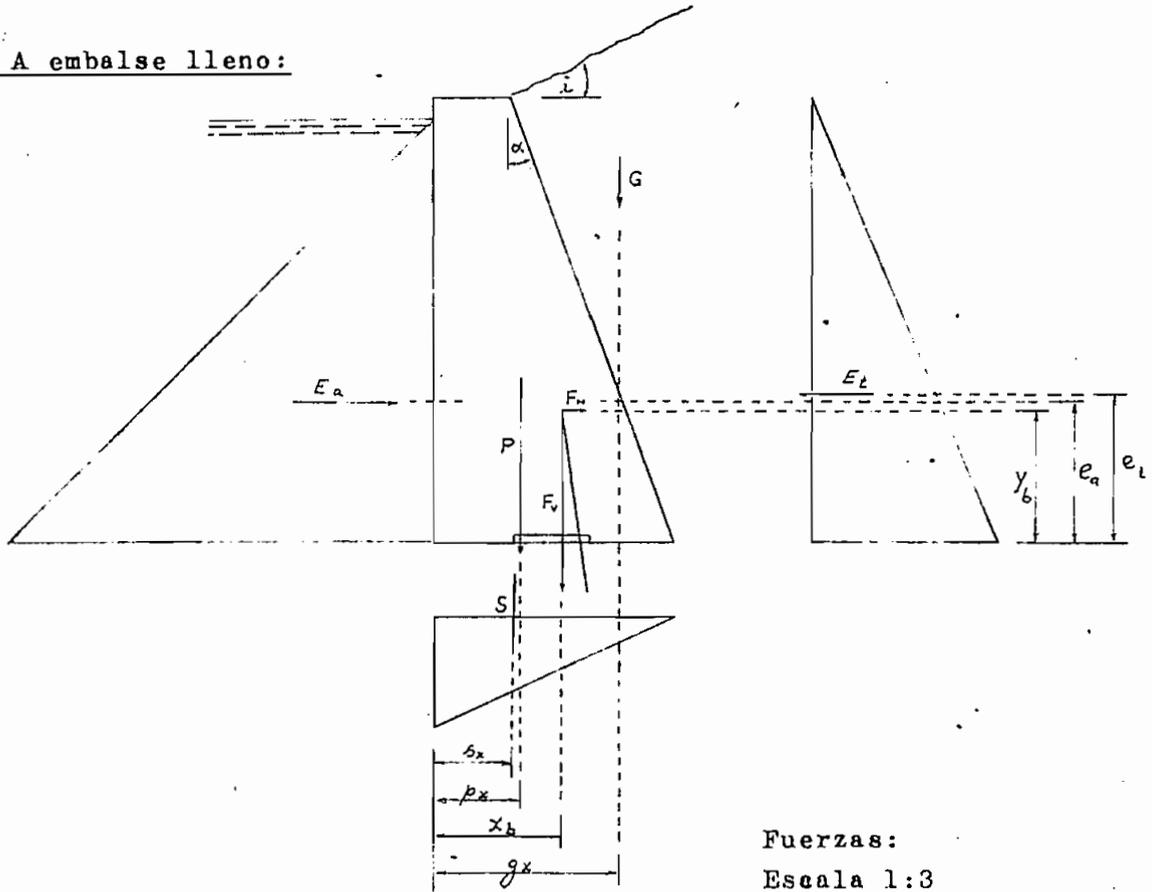
Peso del muro. Fig. 8.

$\gamma = 2.3 \text{ Tn./m}^2$

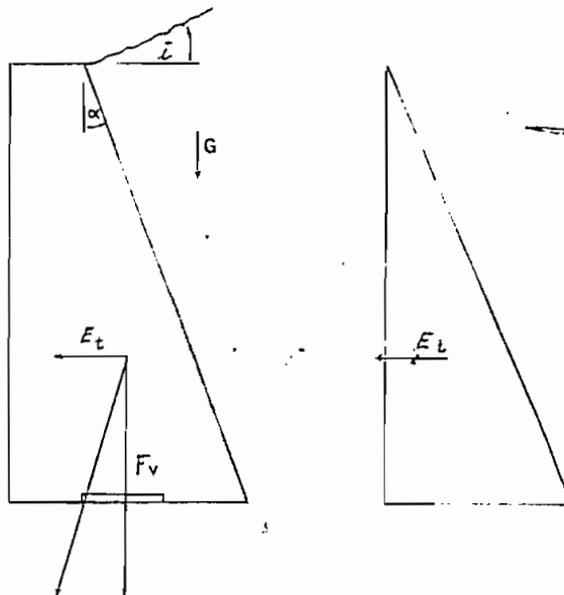
- Franco del muro .....  $f = 0.14 \text{ m.}$
- Alto del muro .....  $h = 2.86 + 0.14 = 3.0 \text{ m.}$
- Ancho de la base .....  $b = 1.00 \text{ m.}$
- Inclinación del paramento ext.  $\alpha = 20^\circ$
- Ancho de la coronación .....  $a = b - h \cdot \text{tag.}$   
 $= 1.00 - 3.0 \cdot \text{tg. } 20^\circ =$   
 $= 1.00 - 1.10 = 0.50 \text{ m.}$
- Superficie lateral .....  $\Omega = \frac{1.00 + 0.50}{2} \cdot 3.60$   
 $= 3.15$
- Peso .....  $P = 3.15 \cdot 1 \cdot 2.30 = \underline{7.25}$
- y el brazo de palanca .....  $P_x = \underline{0.58 \text{ m.}}$

### MURO LATERAL

a) A embalse lleno:



b) A embalse vacío:



Escala 1:50

Fig. 8

Empuje de tierras.

Es el empuje horizontal de las tierras sobre el muro lateral.

$$E = \frac{1}{2} h^2 \gamma A$$

A = función de  $\alpha, i, \varphi$

$\alpha = 20^\circ$       Inclinación del parámetro exterior

$i = 25^\circ$       Talud del terreno

$\varphi = 35^\circ$       Angulo natural que soportan las tierras sin resbalar.

Para estos valores de  $\alpha, i, \varphi$

$$A = 0.45$$

$$\gamma = 1.55 \text{ Tn./m}^2$$

$$h = 3.0 \text{ m.}$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot 9.0 \cdot 1.55 \cdot 0.45 = \underline{3.10 \text{ Tn./}}$$

Y su brazo de palanca:

$$e_y \text{ tierr.} = \frac{3.0 \text{ m.}}{3} = \underline{1.00 \text{ m.}}$$

Peso de la tierra.

$$\text{superficie } \Omega = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 1.10 = 1.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } G, \quad G = 1.65 \cdot 1.10 \cdot 1.55 = \underline{2.55 \text{ Tn.}}$$

$$\text{Brazo } g_x = \underline{1.24 \text{ m.}}$$

Subpresión.

$$S_1 = h = 2.86 \cdot 1.0 = 2.86 \text{ Tn.}$$

$$S_2 = 0.0 \text{ Tn.}$$

Fuerzas que actúan  
a embalse lleno:

Presión hidrostática:	$E_{\text{agua}} = 4.15 \text{ Tn.}$	.....	$e_y \text{ agua} = 0.95 \text{ m}$
Empuje de tierras:	$E_{\text{tierr.}} = 3.10 \text{ Tn.}$	....	$e_y \text{ tierr.} = 1.00 \text{ m}$
Peso de tierras:	$G = 2.55 \text{ Tn.}$	....	$s_x = 1.24 \text{ m}$
Subpresión:	$S = 2.28 \text{ Tn.}$	....	$s_x = 0.58 \text{ m}$
Peso del muro:	$P = 7.25 \text{ Tn.}$	....	$P_x = 0.58 \text{ m}$

Fuerzas horizontales:

$$F_h = E_a + E_t = 1.05 \text{ Tn.}$$

$$\Sigma M = 4.15 \cdot 0.95 - 3.10 \cdot 1.0 = 0.94 \text{ Tn. m.}$$

$$x_b = \frac{0.94}{1.05} = 0.89$$

$$\underline{F_h = 1.05 \text{ Tn.}}$$

$$\underline{x_b = 0.89 \text{ m.}}$$

Fuerzas verticales:

$$F_v = G + S + P = 7.52 \text{ Tn.}$$

$$\Sigma M = 2.55 \cdot 1.24 - 2.28 \cdot 0.58 + 7.25 \cdot 0.58 = \underline{6.16 \text{ Tn. m.}}$$

$$x_b = \frac{6.16}{7.52} = 0.82 \text{ m}$$

$$\underline{F_v = 7.52 \text{ Tn.}}$$

$$\underline{x_b = 0.82 \text{ m.}}$$

Fuerzas que actúan  
en embalse vacío;

Empuje de tierras  $E_t = 9.10 \text{ Tn.} \dots\dots\dots e_y = 1.00 \text{ m.}$

Peso de las tierras  $G = 2.35 \text{ Tn.} \dots\dots\dots g_x = 1.24 \text{ m.}$

Peso del muro  $P = 7.25 \text{ Tn.} \dots\dots\dots P_x = 0.58 \text{ m.}$

Fuerzas horizontales : sólo el empuje de tierras  $E_t.$

Fuerzas verticales :  $F_v = G + P = 9.80 \text{ Tn.}$

$$\Sigma M = 2.55 \cdot 1.24 + 7.25 \cdot 0.58 = 7.42 \text{ Tn.}$$

$$x_b = \frac{7.42}{9.80} = 0.76 \text{ m.}$$

---

$$F_v = 9.80 \text{ Tn.}$$

---

$$x_b = 0.76 \text{ m.}$$

Como se ve, la resultante también en embalse vacío pasa por el tercio medio de la base. Así, pues, las dimensiones del muro son correctas.

**VOLUMEN DE HORMIGÓN  
EN EL MURO LATERAL.**

Superficie transversal promedio  $\dots\dots\dots \Omega = 3.15 \text{ m}^2$

Longitud del muro, lado de toma  $\dots\dots\dots l_1 = 25.0 \text{ m.}$

Longitud del muro, lado opuesto a la toma  $\dots\dots l_2 = 15.0 \text{ m.}$

Volumen de hormigón

$$V = \Omega ( l_1 + l_2 ) = 3.15 \cdot 40.0 = 126.00 \text{ m}^3$$

---

$$V = 126.00 \text{ m}^3$$

VOLUMEN TOTAL DE LA BOCATOMA.

Volumen del Azud .....	82.00 m <sup>3</sup>	
Volumen del muro lateral .....	126.00	
		<hr/>
S UMAN.....	208.00 m <sup>3</sup>	
		<hr/>
Volumen de excavación .....	45.00 m <sup>3</sup>	

Debe tenerse en cuenta además la necesidad de un desripador y de un zampeado, lo que significa una gran cantidad de hormigón.

Asimismo es necesaria la compuerta de purga que, con el desripador y el zampeado, pesa considerablemente en el costo de la obra.

Para aclarar el concepto del costo del Azud Creager, se hará a continuación un breve cálculo del desripador y de la compuerta de purga y del zampeado del Azud.- Fig. 8 y 9.

COMPARACION DEL AZUD CON TOMA LATERAL  
CON EL AZUD TIROLES O CAUCASIANO.

Volumen del Azud .....	82.00 m <sup>3</sup>	
" " Muro Lateral .....	126.00 "	208.00 m <sup>3</sup>
Volumen del Azud Tirolés .....	50.00 m <sup>3</sup>	
" " Muro Lateral .....	76.00 "	126.00 m <sup>3</sup>
ECONOMIA de hormigón en el Azud Tirolés .....		<u>82.00 m<sup>3</sup></u>
que representan 32.42 % de economía.		

VALOR de 208.0 m <sup>3</sup> de hormigón, a S/ 400.00 c/u. .S/. 83.200.00	
" " 126.0 " " " " 400,00 " ....	<u>50.400.00</u>

ECONOMIA del Azud Tirolés sobre el Creager de Toma Lateral .....	<u>S/ 82.800.00</u>
---	---------------------

En busca de estos resultados se encaminó el presente estudio, tratando de saber si la aplicación de este sistema al medio ecuatoriano, era ventajoso para su economía.

Las últimas cifras hablan en forma elocuente en favor del Azud Tirolés. Las condiciones topográficas e hidrográficas de la sierra ecuatoriana ofrecen favorables circunstancias para adoptar el Azud Tirolés a la solución de las muchas necesidades de energía eléctrica, en forma apreciablemente más económica que con el Azud de Toma Lateral.

#### Z A M P E A D O

#### Figura 9

Para la protección del pie de las presas se han hecho muchos estudios para evitar que en el carce del río, aguas abajo de la presa, se produzca erosión.

Una gran variedad de soluciones han sido encontradas. La tendencia actual en los métodos de protección es crear un resalto o desviar la corriente de gran velocidad de modo que no éntre en contacto con el fondo cuya erosión se pretende evitar.

El mejor modo de realizar con pérdida de energía el paso del régimen rápido a lento es el formar un resalto hidráulico. El ideal sería el proyectar la estructura de modo que en todos los casos se produjera el resalto hidráulico en su pie, con lo que se conseguiría disminuir la protección solamente a ese punto; mas esto no es posible mas que en rarísimo caso, en que el calado del río aguas abajo es el conjugado de la lámina vertiente en el pie de la presa.

Es esto lo que se hizo, al colocar el colchón de aguas al pie del azud, pero su cálculo fue unicamente para el caso de máxima crecida. Sin embargo, la velocidad del río será grande a

continuación del colchón de aguas y también para los casos de crecientes medias, habrá que proteger el hecho del río para la erosión, prolongando el zampeado del azud.

No sería eficaz ni recomendable únicamente el zampeado a continuación del azud, si no se determina también la formación del resalto, que es en definitiva, lo que producirá la disminución de la energía. Por esto la conveniencia de colocar primero el colchón de aguas, y luego prolongar el zampeado.

Para presas y azudes con grandes caudales, conviene además dar al zampeado, una contrapendiente, de aproximadamente un 10% con el fin de aniquilar la energía.

Para el presente proyecto, con prolongar el zampeado unos pocos metros será suficiente, ya que el caudal es pequeño, y el lecho del río es lo suficientemente fuerte, como para soportar corrientes sumamente fuertes.

Para determinar el espesor del zampeado, al igual que se hizo en el colchón de aguas la ecuación teórica de equilibrio sería:

$$e \cdot \gamma'_m = \frac{4}{3} S$$

siendo  $e$  = espesor del zampeado

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_{\text{agua}} = 0 \text{ sea}$$

la diferencia de los pesos específicos del hormigón y el agua.

$S$  = la subpresión.

Teóricamente, el espesor así calculado, no bajaría de 80 a 90 cm. Pero para la práctica, considerando todos los factores anotados antes en el cálculo del colchón de aguas, este espesor bajaría hasta 20 cm.

En el presente proyecto, lo recomendable es, iniciar el zampeado con un espesor de 50 cm. y que varía a lo largo de su longitud hasta llegar al final a 20 cm.

No es necesario ningún cálculo de los dados por Bligh o Nebbia, para ver la longitud del recorrido de las aguas, ya que con el cuerpo del azud y el colchón de aguas se obtendría ya una longitud suficiente ( $L > m H_0$ ) como para que la velocidad de filtración traiga peligro de erosión.

Por tanto el espesor del zampeado será:

$$\text{Al principio del zampeado} \quad \underline{e_z = 0.50 \text{ m.}}$$

$$\text{Al final del zampeado} \quad \underline{e_z = 0.20 \text{ m.}}$$

Para el cálculo de la longitud del zampeado, se tendrá en cuenta únicamente los criterios dados por el mismo Bligh o Nebbia, basándose en el sitio en que se puede formar el Salto de Biddons.

Según los experimentos hecho por Bligh, se obtiene una fórmula empírica que es:

$$L_z = 4m \sqrt{\frac{H}{43}}, \text{ siempre que se cumpla la condición}$$

$$L > m H_0$$

$L_z$  = longitud del zampeado

$m$  = coeficiente del terreno, dado por Bligh, según experimentos realizados en la India.

Para cantos rodados mezcla dos con arena ordinaria:

$$m = 6$$

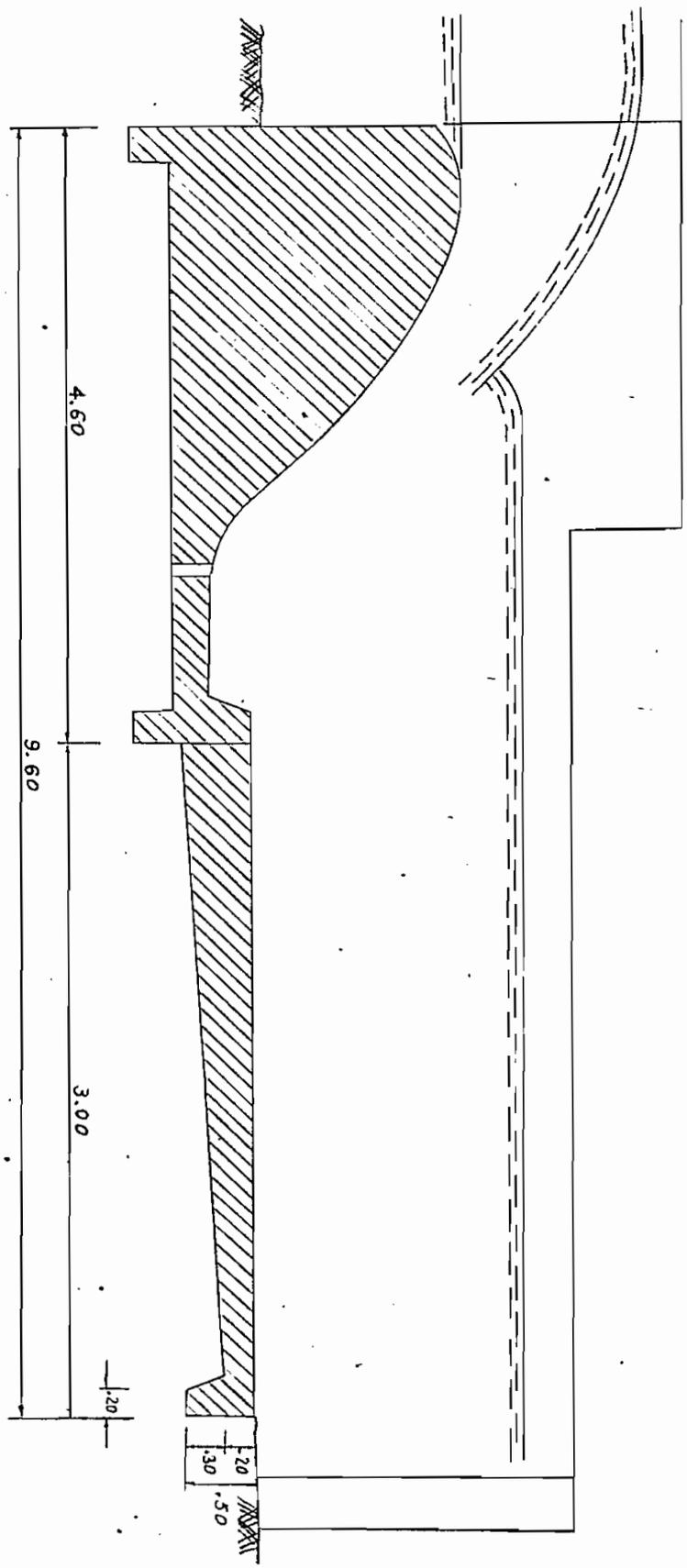
$H$  = diferencia de altura entre la c-c. A y la cota del colchón de aguas.

$$H = 1.46 + 0.10 + 0.30 = 1.86 \text{ m.}$$

$$L_z = 4 \times 6 \times \sqrt{\frac{1.86}{43}} = 24 \times 0.205 = 4.92 = \underline{5.0}$$

$$\underline{L_z = 5.00 \text{ m}}$$

CORTE TRANSVERSAL DEL AZUD Y DEL ZAMPEADO



Escala 1:50

FIG. 9

Longitud del zampeado . . . . .	5 m
Espesor medio . . . . .	0.35 m
Sección longitudinal	$5 \cdot 0.35 = 1.75 \text{ m}^2$
Ancho aproximado del zampeado . . . . .	17 m
Volúmen de hornigón . . . . .	$30 \text{ m}^3$
Costo (a \$ 400,00 $\text{€/m}^3$ ) . . . . .	\$ 12.000.00

Este costo del zampeado, es otro factor que pesa en contra de este Azud y a favor del Azud Tirolés.

COMPUERTA DE PURGA.

Aunque existen, según la teoría, muchos procedimientos y criterios a seguirse, para el cálculo y dimensionamiento de las compuertas de purga, ninguno de esos criterios puede generalizarse ya que, la mayoría de los casos, dejan mucho que desear.

Por este motivo mas que criterios o procedimiento de cálculo, existen consideraciones prácticas propias del medio geográfico, y dependientes del tipo del río.

En el proyecto del Río Coyoctor, se observa que es un río cuyo caudal de estiaje es reducido, pero con grandes crecientes. Por tanto, en sus crecientes grandes, arrastrará consigo inmensa cantidad de materiales sólidos y piedras sumamente grandes. Al hacer estas consideraciones en el Azud Tirolés, se fijó que el río, en épocas de crecidas, podría traer consigo piedras de hasta 1.00 m de diámetro. Por lo tanto, la compuerta de purga habrá que dimensionar con la suficiente seguridad, como para que puedan pasar por dicha compuerta y por el canal de desfogue piedras de ese tamaño.

Para facilitar la purga de piedras de 1.00 m de diáme -

tro, será aconsejable unos 10 cm de seguridad a cada lado. Por tanto la compuerta tendrá 1.20 m de ancho y 1.20 m de alto.

Por tanto, las dimensiones de la compuerta son:

$$b = \underline{1.20 \text{ m.}}$$

$$h = \underline{1.20 \text{ m.}}$$

Se debería dimensionar el espesor de la platina, en caso de ser compuerta de acero, y el espesor de la madera, en caso de ser compuerta de madera.

Las compuertas de acero son muy costosas. La ejecución más común y técnicamente aceptable, es una compuerta de madera colocada en un marco de acero. Esta compuerta será manejada mediante un sistema de cremallera, y encima de la loza colocada para el objeto. (Fig. # 11)

El espesor de la compuerta dado en milímetros es:

$$e = 35 b \sqrt{H}$$

Siendo  $b$  = ancho en metros

$H$  = altura del agua en metros añadida la altura debida a la presión de los sedimentos.

$$H \text{ agua} = 1.46 + 1.40 + 0.10 = 2.86 \text{ m}$$

$$= 1.46 = \text{altura del azud}$$

$$1.40 = \text{altura de la vena líquida en máx. crecida}$$

$$0.10 = \text{altura correspondiente a la velocidad.}$$

$$H \text{ sedimento} = 50\% H \text{ agua} = 1.43 \text{ m.}$$

$$H = H \text{ agua} + H \text{ sedimentos} = 4.29 \text{ m.}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$e = 35 b \sqrt{H}$$

$$e = 35 \cdot 1.20 \cdot \sqrt{4.29} = 87 \text{ mm} = 90 \text{ mm.}$$

$$\underline{e = 90 \text{ mm.}}$$

Una compuerta de estas características o sea:

$$H = 1.20 \text{ m.}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$e = 90 \text{ m m.}, \text{ costará en el orden de los } \$ 20\,000.00$$

La pendiente del Canal de desfogue será grande. Existe un desnivel entre los lados del azud de 10 cm. La longitud del canal para atravesar el Azud es 4.50 m.

Por tanto, la pendiente será:

$$\text{En } 450 \quad - \quad - \quad 10 \text{ cm.}$$

$$100 \quad \quad \quad 1$$

$$i = \frac{1000}{450} = 2.22\%$$

$$\underline{i = 2.22\%}$$

Un nuevo costo que se añadiría al azud con toma lateral en caso de construirse ésta, e igualmente un nuevo factor a favor del Azud Tirolés.

### DESRIPIADOR.

En la parte inicial, inmediatamente después de la Boca-Toma, habrá que disponerse de un depósito en donde se ascienten los rípicos y cuerpos pesados sólidos, mayores de 3 cm.

Las dimensiones que se necesita para el Desripiador, en la práctica no se calcula, sino que se traza en el plano (vista de planta) curvas aerodinámicas de aproximación, hasta llegar al ancho del canal.

Conviene además dar fuertes pendientes al fondo del desripiador, para que el agua se lleve todo el material sólido sedimentado en el menor tiempo y también con el menor gasto.

Para el proyecto, las pendientes de fondo, y las cotas de los puntos señalados son:

$$\text{Cota del punto D : CP (D) = } 44.80 \text{ m.}$$

$$\text{Cota del punto C : CP (C) = } 44.30 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota del punto A : CP (D) + L . i =} \\ = 44.80 + 25 \text{ m.} \cdot 1.17 \text{ } \text{‰} = \\ = 44.80 + 0.030 = 44.83 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Cota del punto B : CP (B) = CP (A) = } 44.83 \text{ m.}$$

CAPITULO TERCERO

DESARENADOR.

CAPACIDAD Y DIMENSIONES DEL DESARENADOR.

Es necesario eliminar los materiales finos que arrastra consigo la corriente, a fin de evitar daños en las turbinas. Los materiales gruesos fueron detenidos anteriormente en la rejilla de la Bocatoma. Para eliminar los materiales finos, se necesita el Desarenador.

Las normas prácticas para la construcción del desarenador se podría resumir en las siguientes:

1ª. La capacidad del desarenador debe ser de 300 a 400 veces el caudal de agua.

2ª. La sección transversal del desarenador será tal que permita al agua adquirir la velocidad necesaria para que las partículas sólidas pequeñas se sedimenten y manteniendo la misma velocidad durante el tiempo necesario para lograr la sedimentación.

3ª. El fondo del desarenador debe tener las mayores pendientes posibles y ser absolutamente liso para ayudar la evacuación de la arena. Se acostumbra para pendiente longitudinal el 5 % y, para transversal, el 15 % , más o menos.- No debe haber ángulos en la sección del desarenador.

4ª. El desarenador eliminará hasta partículas correspondientes a la arena fina.

Los materiales sólidos finos que existen son: arena gruesa, arena fina, arcilla plástica y el limo.- La arcilla plástica y el limo no ocasionan daños en la turbina y, por lo tanto, no interesa eliminarlos. Al contrario, la arena producirá daños, entonces su eliminación es necesaria.

Para eliminar la arena, es necesario que el agua en el desarenador vaya lentamente. Según DU BUAT, las velocidades longitudinales límites para que se asienten los materiales son:

Arena gruesa ..... 0.216 m/seg.

Arena fina ..... 0.160 "

Arcilla plástica .. ..... 0.081 "

..... 0.000 " Necesita ser la ...

24 horas de reposo absoluto.

Por tanto, la velocidad longitudinal admisible en el desarenador, será la suficiente para eliminar la arena menuda, o sea:

$$u = 0,16 \text{ m/seg}$$

Pero no es suficiente que la velocidad descienda a 0,16 m./seg., sino es necesario que se mantega así por cierto tiempo, según la profundidad del desarenador, el tiempo necesario para que la arena se asiente en el fondo.

Para una profundidad media de 3 m., se necesita 5 minutos

" " " " " 2 m., " " 4 "

La profundidad media del desarenador en el presente proyecto, será aproximadamente de 2 m; por lo tanto, el tiempo de sedimentación durará 4 m., o sea 240 segundos.

Por último, para comprobar el procedimiento, se puede efectuar el cálculo con las velocidades verticales de sedimentación, dadas por M. A. Mostkov, en su Manual de Hidráulica, siendo  $d$  = diámetro de las partículas en m/m., y  $u$  = velocidad vertical de sedimentación:

$d$ (m/m)	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
$u$ (cm/seg)	0.173	0.692	1.56	2.16	2.70

CALCULO DE LA SECCION Y DE LA LONGITUD  
del DESARENADOR

$$Q = \Omega \cdot u$$

$$\Omega = \frac{Q}{u} = \frac{1.6}{0.16} = 10 \text{ m}^2$$

$$\underline{\underline{\Omega = 10 \text{ m}^2}}$$

Pero, como se dijo antes, es necesario que la velocidad  $u = 0.16 \text{ m./seg.}$  se mantega por un tiempo medio de 4 minutos.- Por tanto, la longitud que necesitarán recorrer los cuerpos sólidos ha-

ta descender al fondo, será:

$$L = u \cdot t$$

$$u = 0.16 \text{ m./seg.}$$

$$t = 4 \text{ minutos} = 240 \text{ seg.}$$

$$L = 240 \cdot 0.16 = 38,40 \text{ m.}$$

Debido a las curvas de transición a la entrada y salida del desarenador, conviene añadir unos 6.00 metros aproximadamente. Por tanto,

$$L = 38.40 + 6.60 = 45.0 \text{ m.}$$

$$\underline{L = 45.0 \text{ m.}}$$

#### CAPACIDAD UTIL DEL DESARENADOR

$$V_u = Q \cdot L = 45 \cdot 10 = 450 \text{ m}^3$$

#### ANCHO DEL DESARENADOR

$$Q = H \cdot b$$

$$b = \frac{Q}{H}$$

$$Q = 10.0 \text{ m}^2$$

H = altura media del Desarenador

La altura de la entrada será la misma que trae el agua en el canal, o sea, 1.38 m. Luego descendiende a lo largo de 45 m., con una pendiente de longitudinal de 5 %; por tanto la altura final será:

$$h = 1.33 + 5\% \cdot 45 = 1.33 + 2.25 = \underline{3.58 \text{ m.}}$$

$$h_0 = 1.33 \text{ m.}$$

$$H = \frac{3.58 + 1.33}{2} = 2.45 \text{ m.}$$

Siendo  $H = 2.45 \text{ m}$ , están bien indicados 4 minutos como tiempo de sedimentación.

Ahora el ancho:

$$b = \frac{Q}{H} = \frac{10}{2.45} = 4.08$$

Pero este ancho de desarenador de longitud 45.0 m., es pequeño. Además, lo económicamente aceptable es que el desarenador se purgue cada 3 días, como promedio, en tiempo de estiaje. Por tanto la capacidad del desarenador debe ser suficiente para alojar los sedimentos de 3 días, sin llenarse el 1/3 de su capacidad total. Por estas razones, es posible que haya que aumentar el ancho del desarenador.

### VOLUMEN DE SEDIMENTACION

El río CAÑAR arrastra, en tiempo normal material sólido un promedio de 0.3 o/oo a 0.4 o/oo; en creciente llega hasta el 1,0 o/oo.

El cálculo de volumen de sedimentos se hará para tiempo normal, o sea para un arrastre de 0.4 o/oo

$$V_B = Q \cdot t \cdot \text{o/oo}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$t = 3 \text{ días} = 3 \cdot 86400 \text{ seg.}$$

$$\text{o/oo} = 0.4 \text{ o/oo} = 0.0004$$

$$V_B = 1.6 \cdot 3 \cdot 86400 \cdot 0.0004 = 166 \text{ m}^3$$

Este cálculo es para estiaje, con una purga cada tres días. Para el tiempo de creciente, cuando el río acarrea más arena, se dejará libre una purga continua, abriendo la compuerta unos 2 cm. de alto, o algo más, según la creciente, como se verá más adelante.

El volumen de sedimentación que es 166 m<sup>3</sup> ocupará más de la tercera parte del desarenador, lo que no es aceptable de ninguna manera.

Por tanto, lo aconsejado será aumentar el ancho b del desarenador para aumentar su capacidad.

DIMENSIONES CORREGIDAS  
DEL DESARENADOR.

Longitud ..... L = 45.00 m.  
Profundidad media . H = 2.43 m.  
Ancho ..... b = 5.00 m. - Siguien  
do el consejo de la  
observación, se aumenta a 5.00 m. el ancho para  
ver si aumenta suficientemente la capacidad.

Sección transversal .....  $\Omega$  = 5 . 2.43 = 12.15 m<sup>2</sup>  
Capacidad total ..... V = 12 . 45  $\approx$  540 m<sup>3</sup>  
Profundidad inicial .....  $h_0$  = 1.83 m.  
Profundidad final ..... h = 3.58 m.

Siendo el volumen de sedimentación, en 3 días, 166 m<sup>3</sup>, está bien estimada la capacidad total en 540<sup>3</sup>

PURGA DEL DESARENADOR  
EN TIEMPO DE CRECIENTE.

En creciente, el agua viene sucia y arrastra mayor cantidad de partículas sólidas, hasta el 1 ‰.- Entonces, el volumen de sedimentación en un día es :

$$V_s = 1.6 . 86400 . 1 \text{ ‰} = 140 \text{ m}^3$$

Por tanto, es aconsejada la purga continua, dejando en la compuerta una pequeña abertura, de 1 a 5 cm., según los casos de creciente.

En el caso de máxima creciente, el caudal de exceso será:

$$Q_{ex.} = 0.286 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

La altura final del desarenador en el sitio de la compuerta, será:

$$h_f = 3.58 \text{ m.}$$

El ancho de la compuerta:

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

El caudal máximo de agua que puede salir es  $0.286 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ; hay que determinar entonces la altura de compuerta que puede abrirse.

$$Q = c \cdot \Omega \sqrt{2gh}$$

$$Q = c \cdot h_c \cdot b \cdot \sqrt{2gh}$$

$c = 0.687$  para orificios de contracción in completa, parcialmente guiados por las paredes laterales y el fondo

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$Q = 0.286 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h = 3.58 + 0.20 - 0.03 = 3.75$$

En esta altura, se está tomando en cuenta los 0.20 m. aceptados para máxima crecida y un descuento de 0.03 m. aproximadamente, ancho de la rendija que queda al levantar la compuerta.

$$h_c = \frac{Q}{c b \sqrt{2gh}} = \frac{0.286}{0.687 \cdot 1 \cdot \sqrt{19.62 \cdot 3.75}} = \frac{0.286}{5.84} = 0.049 \text{ m.}$$

Por tanto, en máxima crecida, lo aconsejado es una abertura de compuerta de 3 cm., que deja un margen de seguridad contra un excesivo escape de agua en la purga; en crecientes menores, la abertura será proporcional, siendo la mínima abertura de 0.5 cm. - Resumiendo:

Para crecientes menores, una abertura de compuerta de 0.5 cm. a 1.0 cm.  
para crecientes mayores, " " " " " 1.0 " " 3.0 "

COMPROBACION DE LAS DIMENSIONES  
DEL DESARENADOR.

Según M. A. Mostkov, las partículas de sedimentación tienen un diámetro hasta  $d = 0.12$  mm, que corresponden a arena fina.

La velocidad longitudinal de sedimentación ...  $u = 0.16$  m./seg

La velocidad vertical " " ...  $u = 0.00864$  "  
para partículas de 0.12 mm. de diámetro.

La longitud del desarenador será:

$$L = u_L \cdot t$$

$$t = \frac{L}{u_L}$$

La altura media:

$$H = u_v \cdot t$$

$$t = \frac{H}{u_v}$$

Igualando los tiempos:

$$\frac{L}{u_L} = \frac{H}{u_v}$$

$$L = \frac{u_L}{u_v} H$$

$$\begin{aligned} H &= 2.48 \text{ m.} \\ u_L &= 0.16 \text{ m./seg.} \\ u_v &= 0.00864 \text{ m./seg.} \end{aligned}$$



Cálculo del Vertedero:

El vertedero captará el agua superficial del desarenador, que no tiene impurezas ni cuerpos sólidos finos. El vertedero estará colocado al final del desarenador para verter el agua pura al canal.

Para que el agua que sale por el vertedero sea lo suficientemente limpia, se debe coger la capa superficial del agua lo más delgada posible. Lo aconsejado en este caso es aceptar una altura de vertedero de 0.20 m.

El vertedero será parcialmente sumergido para perder lo mínimo de altura de carga, o sean los 8 cm. aceptados. Además será vertedero de pared gruesa.- Altura total de la lámina en el vertedero 20 cm.

Se aplicará la fórmula para vertederos parcialmente sumergidos, ya estudiada en el capítulo anterior, con la Toma Lateral:

$$Q = c_1 L h_1 \sqrt{2 g h_2} + c_2 L h_2^{3/2}$$

$$L = \frac{Q}{c_1 h_1 \sqrt{2 g h_2} + c_2 h_2^{3/2}}$$

$c_1$  = coeficiente de contracción para orificios.

Según experimentos de Fanning, en el Manual de Hidráulica de King, se tiene :

$$c_1 = 0.61$$

$c_2$  = coeficiente de contracción para vertederos

$$c_2 = 1.95$$

$h_1$  = altura para funcionamiento como orificio

$$h_1 = 0.12 \text{ m.}$$

$h_2$  = altura para funcionamiento como vertedero, o sea la pérdida aceptada para el paso del desarenador al canal.

$$h_2 = 0.08 \text{ m.}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$l = \frac{Q}{c_1 h_1 \sqrt{2 g h_2} + c_2 h_2^{3/2}}$$

$$l = \frac{1.6}{0.61 \cdot 0.12 \cdot \sqrt{2g \cdot 0.08} + 1.95 (0.08)^{3/2}} = \frac{1.6}{0.091 + 0.045} = \frac{1.6}{0.136}$$

$$l = 12.0 \text{ m.}$$

### Cálculo de Aliviadero:

El Aliviadero es indispensable para evacuar el caudal de máxima crecida en caso de daño en el desarenador. Por tanto se debe calcular para evacuar los 1.6 m<sup>3</sup>/seg. más el caudal de exceso en máxima creciente 0.266 m<sup>3</sup>/seg.

Como en este caso, no habrá circulación de agua, el cálculo se hará como para un vertadero de lámina libre.

La cota del umbral del aliviadero será la del nivel de las aguas en el desarenador, o sea:

$$C.U.A. = C.N.A.N.D. = 45.08 \text{ m.}$$

Si, como altura de carga, se toma los 20 cm. aceptados para máxima crecida, más unos 10 cm. aproximadamente por la altura perdida en el canal a lo largo de 93.0 m. (desde el punto (D) ), la altura de carga en el aliviadero será 30 cm.

$$Q = c_2 \cdot l \left[ \left( h + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Pero, como no existe velocidad, la fórmula se simplifica, como se vio en el capítulo anterior de la toma lateral.

$$Q = c_2 \cdot l \cdot h^{3/2}$$

$$l = \frac{Q}{c_2 \cdot h^{3/2}}$$

$$Q = 1.862 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h = 0.30 \text{ m.}$$

$c_2$  = Coeficiente de contracción para vertederos de pared gruesa

$$c_2 = 1.95$$

$$l = \frac{1.862}{1.95 \cdot (0.30)^{3/2}} = \frac{1.862}{0.32} = 5.85 \quad 6.00 \text{ m.}$$

$$\underline{l = 6.0 \text{ m.}}$$

El aliviadero irá colocado inmediatamente antes del desarenador, junto a la compuerta de entrada.

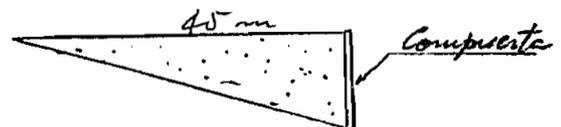
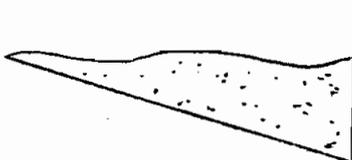
### Cálculo de la Compuerta de Furga:

Para determinar las dimensiones de la compuerta, hay que encontrar antes los esfuerzos que actúan sobre ésta y la altura máxima a que llegarán los sedimentos, para que no cubran a la compuerta.

El ancho de la compuerta será de 1.0 m., pues <sup>ese</sup>es el ancho del canal de limpieza del fondo.- La altura estará dada por la altura de la máxima de los sedimentos que se acumulan.

El cálculo hay que hacerlo según la Ley de Precipitación y Repartición de las Partículas, conocida como la LEY DE STOKES.

Pero esta Ley es sumamente complicada y se la puede reemplazar con la suficiente seguridad, considerando la arena sedimentada como un prisma de base de triangular.



El volumen máximo de arena que puede sedimentarse al cabo de 3 días, es :

$$V_s = 166.0 \text{ m}^3$$

$$l = 45.0 \text{ m.}$$

$$b = 5.0 \text{ m.}$$

$$V_s = \frac{l \cdot h}{2} b$$

$$h = \frac{2 \cdot V_s}{l \cdot b} = \frac{2 \cdot 166}{45 \cdot 5} = 1.47 \text{ m.}$$

Esta es la altura máxima de los sedimentos.

Para la compuerta sería conveniente tomar una altura algo mayor, considerando, a la vez, un coeficiente de seguridad.- Pero esto resultaría muy caro porque sería muy grande la presión que soportaría, y el mecanismo para levantar y bajar la compuerta aumentaría el costo a más del doble.

Por consiguiente la altura de la compuerta no puede ser mayor que la altura de los sedimentos, sino únicamente mayor que la altura del canal de desfogue.

Para el canal de desfogue bastará una altura de 50 cm., como se comprobará a continuación; por tanto la altura de la compuerta de purga será de 58 cm.

$$\underline{h = 0.58 \text{ m.}}$$

El ancho b será:

$$\underline{b = 1.00}$$

Tiempo de vaciado del Desarenador:

Para calcular el tiempo de vaciado del desarenador...

Tiempo de Vaciado del Desarenador:

Para calcular el tiempo de vaciado del desarenador, se supondrá que la sección horizontal del desarenador permanece constante a lo largo del descenso de nivel de agua, a pesar de que en la realidad, desde que la altura desciende 1.33 m., la sección horizontal varía debido a la pendiente del fondo del desarenador. Como la sección disminuye, se ha tomado un factor de seguridad favorable.

También es verdad que las consideraciones tomadas en cuenta a continuación, son para orificios de fondo horizontales y no verticales, como en el presente caso; pero estas pequeñas diferencias quedan contrapesadas con el anterior factor de seguridad.

Sea  $Q_1$  el caudal inicial que sale al abrir la compuerta de sección  $\Omega$ , con la carga inicial  $H$ ,

$$Q_1 = c \cdot \Omega \sqrt{2 g H}$$

Un momento después,  $H$  habrá disminuido y consecuentemente  $Q$ .

Supongamos un plano de carga inicial, de altura  $z$ , que varía desde  $H$  hasta  $0$ .

El volumen líquido que saldrá en un tiempo  $dt$ , será :

$$dv = c \cdot \Omega \sqrt{2 g z} \cdot dt$$

Pero en un tiempo  $dt$ , el nivel baja  $dz$  y siendo  $s$  la superficie horizontal del desarenador,

$$dv = s \cdot dz$$

Igualando los segundos miembros de  $dv$  :

$$s \cdot dz = c \cdot \Omega \sqrt{2 g z} \cdot dt$$

$$dt = \frac{s}{c \cdot \Omega \sqrt{2 g}} \cdot \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$t = \int_0^T dt = \frac{s}{c \Omega \sqrt{2g}} \int_0^H \frac{dz}{\sqrt{z}}$$

$$t = \frac{s}{c \Omega \sqrt{2g}} \left[ 2 \sqrt{z} \right]_0^H$$

$$t = \frac{2 s H}{c \Omega \sqrt{2g}}$$

$$s = 5 \cdot 45 = 225,0 \text{ m}^2$$

$$H = 3.58 - 0.50 = 3.08 \text{ m.}$$

$$\Omega = 1.0 \cdot 0.50 = 0.50 \text{ m}^2$$

c = Coeficiente para orificios de fondo, con  
contracción incompleta, según el Manual  
de King

$$c = 0.635$$

$$t = \frac{2 \cdot 225 \cdot 3.08}{0.635 \cdot 0.50 \cdot \sqrt{2g \cdot 3.08}} = 564 \text{ seg.}$$

El volumen de agua que  
sobra hasta este instante es muy pequeño, de 50  
cm. de alto, en una longitud de 10.0 m. del des-  
arenador. Esto puede vaciarse aproximadamente  
en 20 o 30 segundos. Por tanto, el tiempo total  
de vaciado será:

$$t = 564 + 30 \approx 600 \text{ seg.}$$

$$t = 10 \text{ minutos.}$$

Canal de Desfogue

Canal de Desfogue:

El caudal inicial que sale es :

$$Q = c \cdot \Omega \sqrt{2 g H}$$

$$c = 0.635$$

$$\Omega = 0.50 \text{ m}^2$$

$$H = 3.08 \text{ m.}$$

$$Q_i = 0.635 \cdot 0.50 \cdot \sqrt{2 g \cdot 3.08} = 2.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\underline{Q_i = 2.45 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

Este será el caudal máximo que saldrá por el canal de desfogue. Por tanto, el canal de desfogue será calculado para este caudal.

$$Q = \Omega \cdot u$$

$$Q = 2.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = 1.00 \cdot 0.50 \text{ m.} = 0.50 \text{ m}^2$$

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{2.45}{0.50} = 4.90 \text{ m/seg.}$$

$$u^2 = 24$$

$$p = 1 + 2 \cdot 0.50 = 2.0 \text{ m.}$$

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{0.50}{2.0} = 0.250$$

$$\sqrt{R} = 0.50 \quad f = 0.30$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{f}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.50}} = \frac{87}{1.600} = 53.2$$

$$c^2 = 2920$$

$$i = \frac{u^2}{c^2 \cdot R} = \frac{24}{2920 \cdot 0.25} = 0.03$$

$$i = 3 \%$$

Y las dimensiones del canal:

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$h = 0.50 + 0.20 = 0.70 \text{ m.}$$

$$\text{Altura de seguridad} = 0.20 \text{ m.}$$

Empuje del Agua:

Altura del agua al final del desarenador ... H = 3.58 m.

Altura de la compuerta ... h = 0.58 m.

Area lateral del prisma de presiones :

$$D = \frac{3.58 + (3.58 - 0.58)}{2} \cdot 0.58 = 1.91 \text{ m}^2$$

Entonces el empuje será:

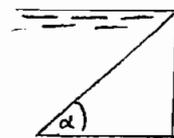
$$E_{\text{agua}} = 1.91 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \text{ Tn./m}^3$$

$$\underline{E_{\text{agua}} = 1.91 \text{ Tn./}}$$

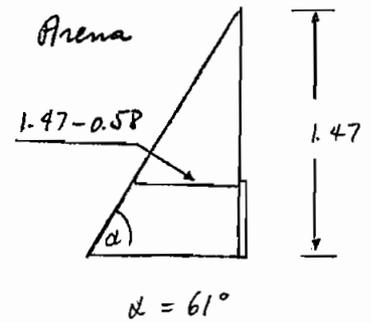
Empuje de los sedimentos:

El triángulo de presiones de los sedimentos no es isósceles como el triángulo del empuje del agua, en que el peso específico = 1

$$\gamma = 1 = \text{Tg. } \alpha = \text{tg. } 45^\circ$$



Agua



En el caso de la arena:

$$\gamma = 1.80 = \text{tg. } \alpha = \text{tg. } 61^\circ$$

$$\gamma = 61^\circ$$

La altura de los sedimentos es 1.47 m.

El área lateral del prisma de presiones será:

$$D = \frac{B + b}{2} h$$

$$D = \frac{\frac{1.47}{\text{tg. } 61^\circ} + \frac{1.47 - 0.58}{\text{tg. } 61^\circ}}{2} \cdot 0.58 = \frac{1.47 + 1.47 - 0.58}{2 \cdot 1.80} \cdot 0.58 =$$

$$D = 0.88 \text{ m}^2$$

Y el empuje de sedimentos:

$$E_s = 0.88 \text{ m}^2 \cdot 1.0 \text{ m} \cdot 1.80 \text{ Tn./m}^2 = 0.69 \text{ Tn.}$$

$$E_s = 0.69 \text{ Tn.}$$

Empuje total:

$$E_{\text{tot.}} = E_a + E_s$$

$$E_{\text{tot.}} = 1.91 + 0.69$$

$$E_{\text{tot.}} = 2.60 \text{ Tn.}$$

Espesor de la Compuerta

Espesor de la Compuerta:

La ejecución más común y técnicamente más aceptable es una compuerta de madera, colocada en un marco fijo de acero.

El espesor de la compuerta  $e$ , dado en milímetros, es:

$$e = 35 \cdot b \cdot \sqrt{H}$$

Siendo:

$b$  = ancho en metros

$H$  = altura del agua en metros.- A esta altura se añadirá la altura correspondiente a la presión de los sedimentos.

$$h_{\text{agua}} = 3.58$$

$h_{\text{sed.}}$  = se relacionará el empuje del agua y el empuje de los sedimentos, para determinar la altura aproximada que les corresponde.

$$h_a = 3.58 \quad \dots \quad E_a = 1.91 \text{ Tn.}$$

$$h_s = ? \quad \dots \quad E_s = 0.69 \text{ Tn.}$$

$$h_s = \frac{0.69 \cdot 3.58}{1.91} = 1.40 \text{ m.}$$

$$H = 3.58 + 1.40 = 4.98 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$e = 35 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{4.98} = 78 \text{ mm.} \quad \approx 80 \text{ mm.}$$

$$\underline{e = 80 \text{ mm.}}$$

CAPITULO CUARTO

C A N A L

El estudio del Canal en el presente trabajo se reducirá a calcular la pendiente, su sección más económica y a trazar el eje en los planos topográficos.

El Canal irá revestido de hormigón y su sección se calculará según la economía de la obra,

La pendiente aconsejada para estos casos será aproximadamente de 1°/00, porque, siendo pequeña la caída, no se puede perder altura, aunque el costo de la obra sea menor.

CALCULO DE LA PENDIENTE.

$$Q = \Omega \cdot u$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = 1.3 \text{ m}^2$$

Sección impuesta.

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1.6}{1.3} = 1.23 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 1.52$$

$$Q = b' h$$

$$h = 0.80 \text{ altura impuesta}$$

$$b' = \frac{Q}{h^2} = \frac{1.30}{0.80} = 1.6225 \text{ m.}$$

Las paredes laterales tendrán un talud de 4 : 1 .

El ancho del canal en la solera:



### CALCULO DE LA SECCION MAS VENTAJOSA

El cálculo de la Sección más ventajosa se reducirá en este trabajo (se reducirá) a un estudio económico aproximado, que mostrará de una amnera general el procedimiento que debe seguirse en estos casos, más que ver un cálculo preciso de movimiento de tierras y cubicación del hormigón con que se revestirá e l canal. Las compuertas que irán junto a los aliviaderos, a lo largo del canal, también tendrán un precio aproximado.

Examinando los planos topográficos, se observa cinco tipos de pendiente, a lo largo del canal:

La 1.<sup>a</sup> una pendiente fuerte que va desde el final del desarenador hasta la la carretera al Cañar, o sea la estación de la poligonal 0 + 533.06 m. ;

La 2.<sup>a</sup> una pendiente muy suave que va desde la estación de la poligonal 0 + 533.06 hasta la estación 1 + 416.32 m.

La 3.<sup>a</sup>, nuevamente una fuerte pendiente, que va hasta la estación 1 + 591.<sup>m</sup>95

La 4.<sup>a</sup> no es muy fuerte y va de la estación 1 + 591.95 hasta la estación 1 + 885.92 m.

Por último viene una parte muy abrupta, donde será necesario excavar un túnel desde la estación 1 + 885.92 hasta la estación 2 + 072.97 m.

Para cada uno de estos tramos se hará un cálculo aproximado del volumen de excavación y corte, según las diversas alturas de franco que se haya dejado. Agrupando los costos de los cinco tramos de diferente pendiente y añadiendo el costo de los aliviaderos para cada caso se escogerá la sección más económica.

Se puede también, para mayor exactitud, trazar un gráfico del costo en función de las alturas de franco.

#### A.) Primer tramo del terreno:

Va desde el desarenador hasta la estación de la poligonal de abscisa 0 + 533.06 m. La pendiente promedio de este tramo es de 50 %, que corresponde a un ángulo de la inclinación del terreno de  $i = 26^{\circ} 36'$  - La longitud aproximada es 420 m.

La figura 1 indica el área de excavación para el primer tramo de pendiente aproximada del 50 % y los seis posibles cortes, según el franco correspondiente al canal.

Junto a la peña, irá una bancada de un metro. 1.00 m. de ancho.

Al lado opuesto, la bancada del canal debe ser de 3.00 metros de ancho, por lo menos, para que pueda servir de camino carrozable. Pero, considerando que junto al canal anda la carretera, la bancada puede reducir su ancho a 1.50 m.

Como la pendiente en este tramo es muy fuerte, todo el ancho de bancada será por excavación de terreno. En pendientes de inclinación menor, parte de la bancada puede hacerse de relleno, con la tierra de la excavación del canal.

La sección del canal es:

$$Q = \frac{B + b}{2} \cdot H$$

$$b = 1.42 + 2 \cdot 0.15 = 1.72 \text{ m.}$$

$$H = 0.80 + 0.10 + f$$

$$B = 1.82 + 2 \cdot 0.15 + \frac{f}{2} = 2.12 + \frac{f}{2}$$

Siendo  $f$  altura de franco.

Los 10 cm. que se aumenta en la altura y los 15 cm. que se añade a cada lado de  $b$  y  $B$ , se debe a las capas de revestimiento de hormigón que lógicamente se cabará.

El precio de excavación se ha calculado en \$/ 5.00 por  $m^3$ .

El volumen de hormigón para el revestimiento del canal es el mismo con cualquier altura de franco. La comparación económica para determinar la sección más conveniente se reduce prácticamente a relacionar el costo de excavación con el costo de los aliviaderos y compuertas. El volumen de hormigón por metro de canal es  $0.481 m^3$ . El costo, \$/ 400.00  $c/m^3$ .

Franco.	Solera.	Plataforma	Altura.	Sección.	Area de	Volumen de	Costo de	Volumen de	Costo de	Costo
$f$	$b$	$B$	$H$	parte trapezoide	excavación	excavación	excavación	de hormigón	del hormigón	total
m.	m.	m.	m.	$m^2$	$m^2$	$m^3$	\$/	$m^3$	\$/	\$/
0.40	1.72	2.32	1.30	2.64	9.30	8900	19500	202	81000	100500
0.60	1.72	2.42	1.50	3.11	10.07	4250	21200	202	81000	102200
0.80	1.72	2.52	1.70	3.62	10.87	4570	22800	202	81000	103800
1.00	1.72	2.62	1.90	4.12	11.60	4860	24400	202	81000	105400
1.20	1.72	2.72	2.10	4.66	12.60	5290	26500	202	81000	107500
1.40	1.72	2.82	2.30	5.22	13.57	5610	28200	202	81000	109200

SECCIONES DE EXCAVACION PARA LOS  
TRAMOS PRIMERO Y TERCERO DEL CANAL

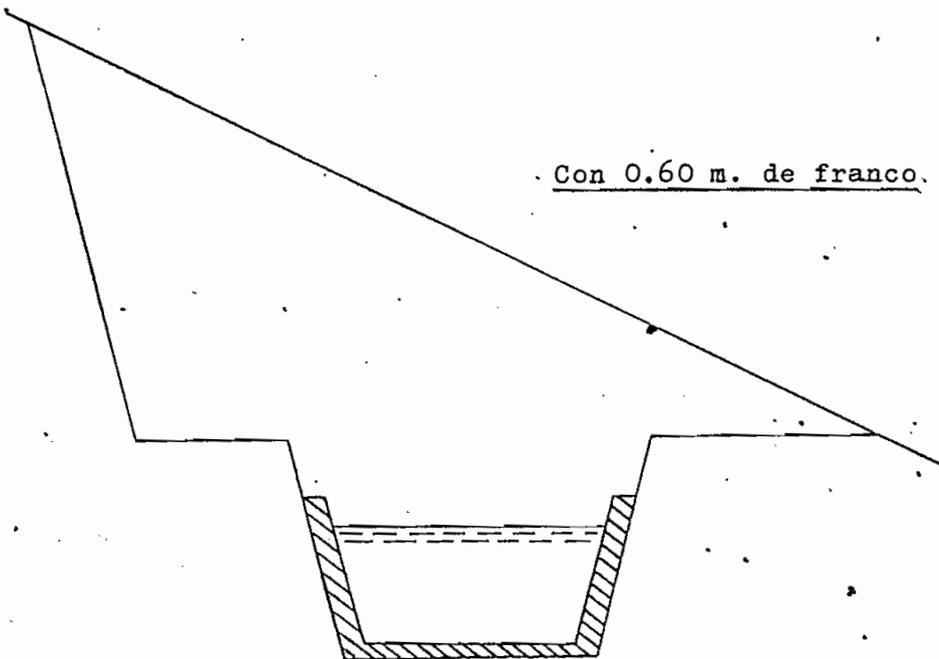
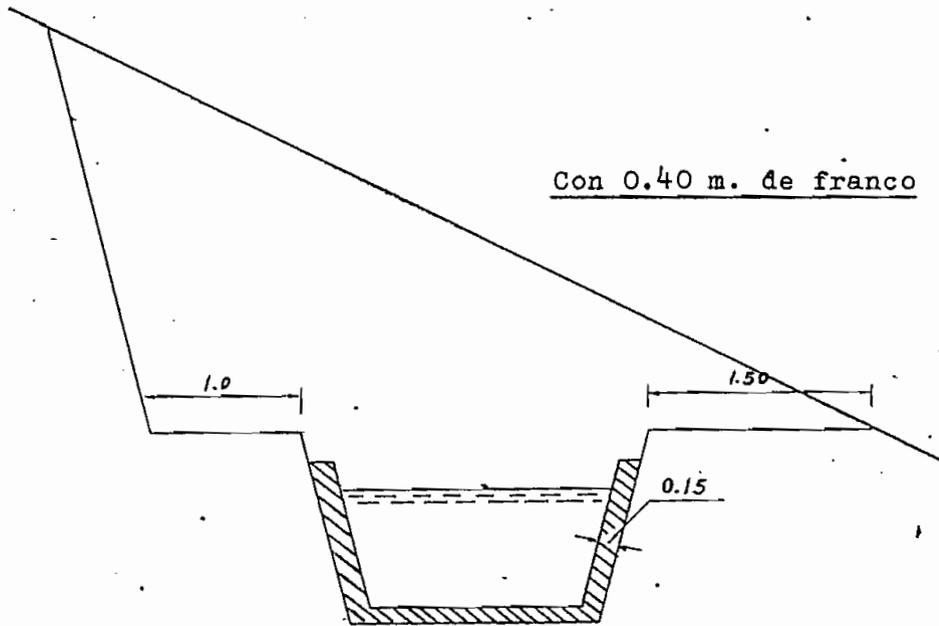


Fig. 1 (Continúa.)

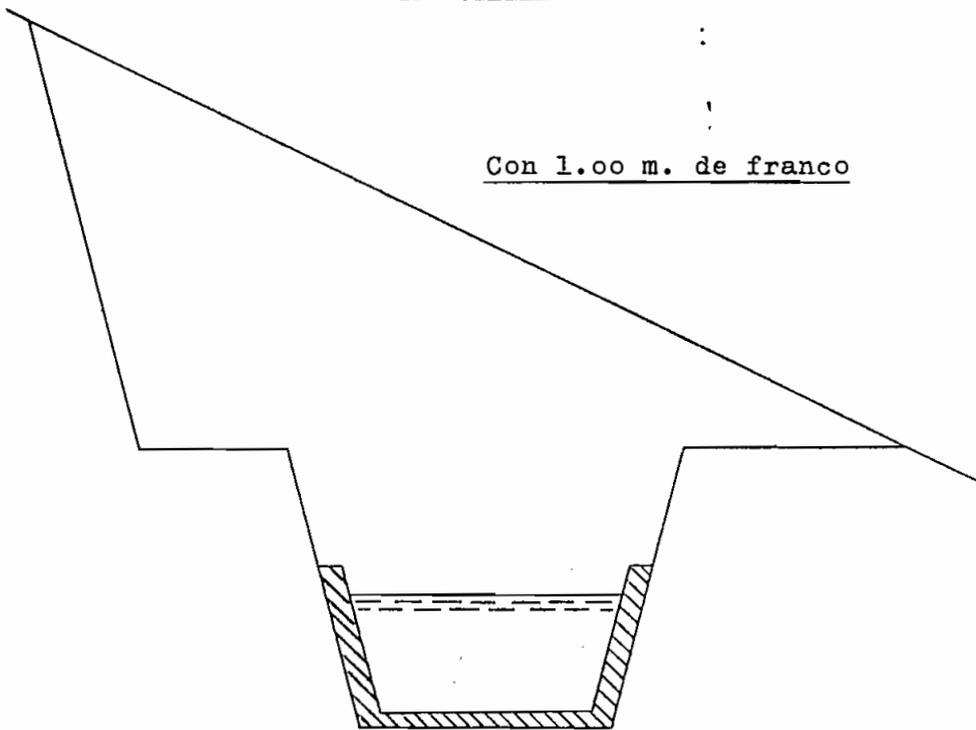
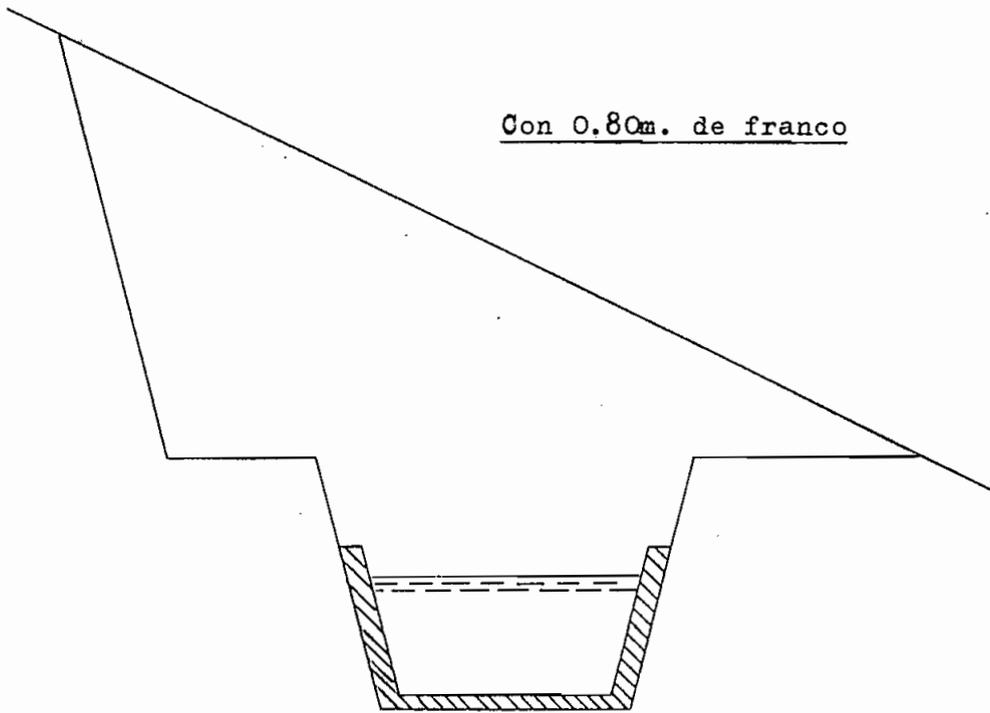
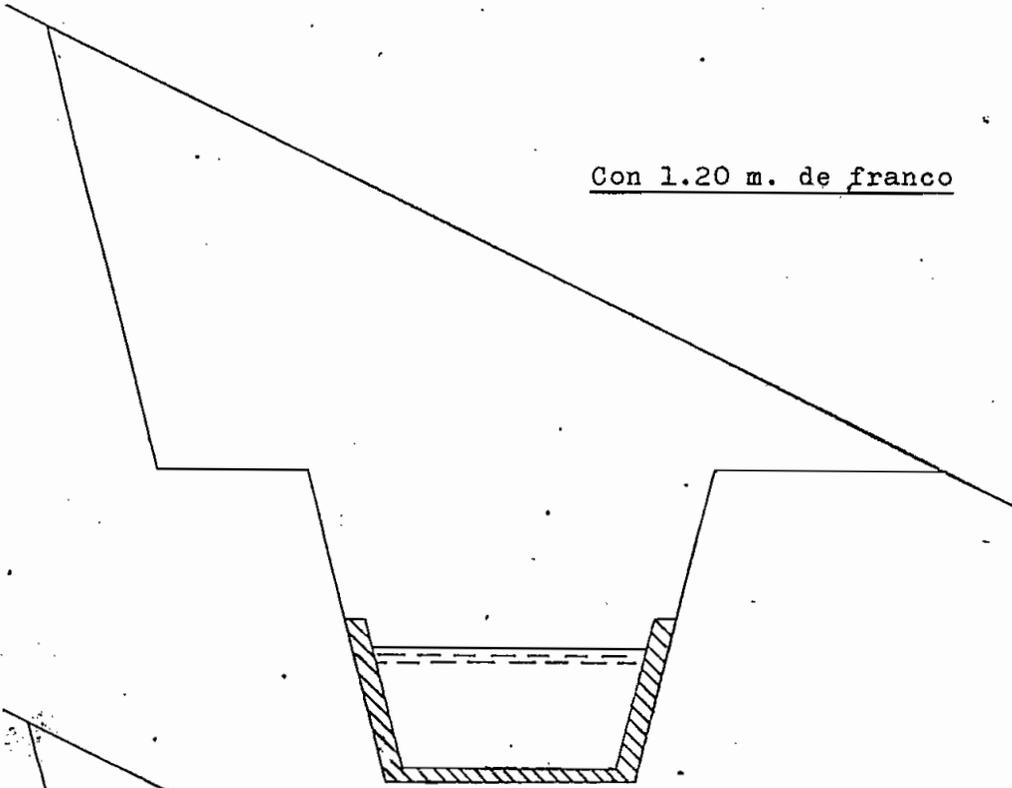


Fig. 1 (Continúa)

Con 1.20 m. de franco



Con 1.40 m. de franco

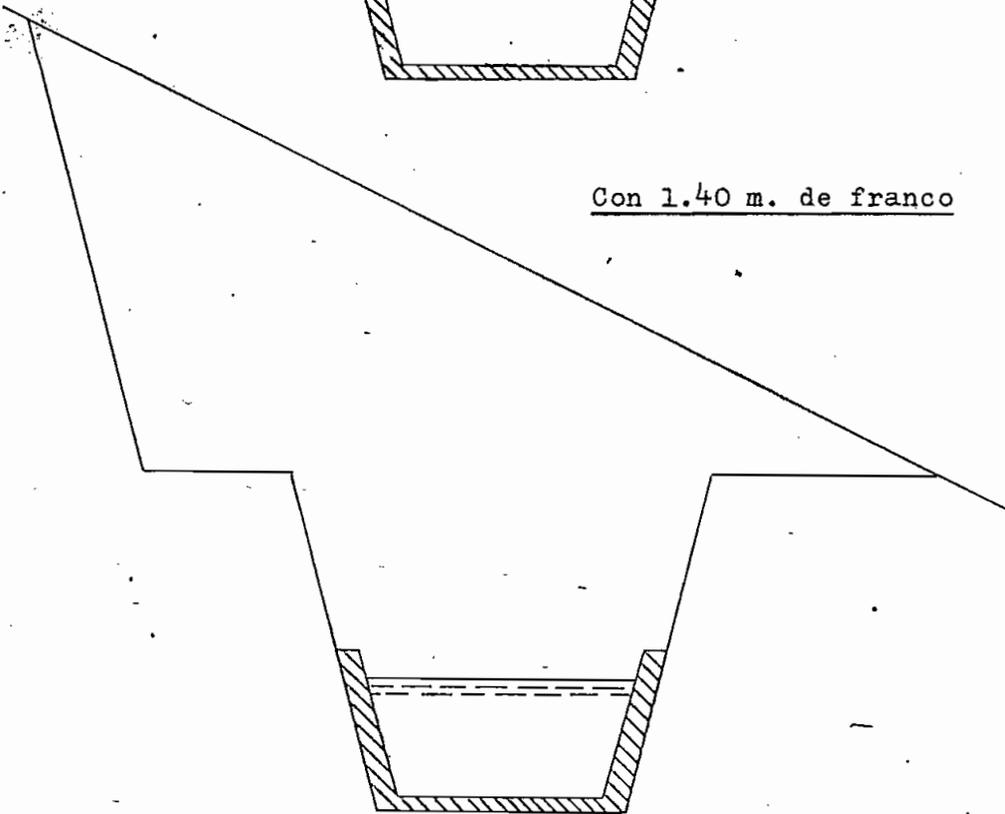


Fig. 1

B.) Segundo Tramo del Terreno:

Va desde la estación de la poligonal de abscisas 0 + 538.06 hasta la estación de la poligonal 1 + 416.32 m. La pendiente promedio en este tramo es de 11 %, que corresponde a un ángulo de inclinación del terreno  $i = 6^{\circ} 18'$ . - La longitud aproximada de este tramo es 920.0 m.

La figura 2 indica el área de excavación para este tramo, con los seis posibles cortes, según el franco que correspondería al canal.

Junto a la peña irá una bancada de 0.50 m. de ancho; al lado opuesto, la bancada será de 1.50 m. de ancho, siendo toda por relleno.

El costo del hormigón,  $920.0 \text{ m} \cdot 0.481 \text{ m}^3 / . 400.0 = \text{\$/} 177000.$

Franco	Solera	Plata-Altura	Sección	Area d'	Volumen	Costo de	Costo	Costo	
f	b	B	H	parte	excava	de	del	total	
m.	m,	m.	m.	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\\$/	\\$/	
0.40	1.72	2.32	1.30	2.64	3.50	3 220	16 100	177 000	193 100
0.60	1.72	2.42	1.50	3.11	4.00	3 680	18 400	177 000	195 400
0.80	1.72	2.52	1.70	3.62	4.54	4 170	20 850	177 000	197 850
1.00	1.72	2.62	1.90	4.12	5.07	4 660	23 300	177 000	200 300
1.20	1.72	2.72	2.10	4.66	5.61	5 170	25 850	177 000	202 850
1.40	1.72	2.82	2.30	5.22	6.27	5 780	28 900	177 000	205 900

C.) Tercer Tramo del Terreno:

Va desde la estación de la poligonal de abscisas 1.416.32 m. hasta la estación de la poligonal 1+591.95 m. La pendiente promedio en este tramo del canal es igual a la del primer tramo, o sea, 50 %, que corresponde a un ángulo de inclinación del terreno  $i = 26^{\circ} 36'$ .

La longitud aproximada del canal es 180.0 m.

Junto a la peña irá una bancada de 1.0 m. de ancho para proteger los derrumbes. Al lado opuesto la bancada será de 1.50 m. y totalmente por excavación, pues la pendiente es fuértísima.

Las secciones de excavación están en la figura 1, ya que son iguales a las del primer tramo del canal. Lo único que varía es la longitud y

Franco f	Solera b	Plata- forma B	Altura H	Sección de la parte trape- zoidal	Area de excava- ción	Volumen de excava- ción	Costo de excava- ción	Costo del hormigón	Costo total
m.	m.	m.	m.	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$/	\$/	\$/
0.40	1.72	2.32	1.30	2.64	9.30	1 670	8 350	34 600	42 950
0.60	1.72	2.42	1.50	3.11	10.07	1 810	9.050	34 600	43 650
0.80	1.72	2.52	1.70	3.62	10.87	1 960	9.900	34 600	44 500
1.00	1.72	2.62	1.90	4.12	11.60	2 080	10 400	34 600	45 000
1.20	1.72	2.72	2.10	4.66	12.60	2 260	11 300	34 600	45 900
1.40	1.72	2.82	2.30	5.22	13.37	2 400	12 000	34 600	46 600

D.) Cuarto Tramo del Terreno:

Va desde la estación de la poligonal de abscisas 1 + 591.95 m. hasta la estación de abscisa 1+885.92, en la que aproximadamente comenzará el túnel.

Es verdad que este tramo no es muy uniforme en su pendiente; pero para el estudio que se está realizando, es suficiente tomar un promedio, como en los casos anteriores. La pendiente promedia en este tramo es 26 %, que corresponde a un ángulo de inclinación del terreno de  $i = 14^{\circ} 36'$ . La longitud aproximada del canal será 280.00 m.

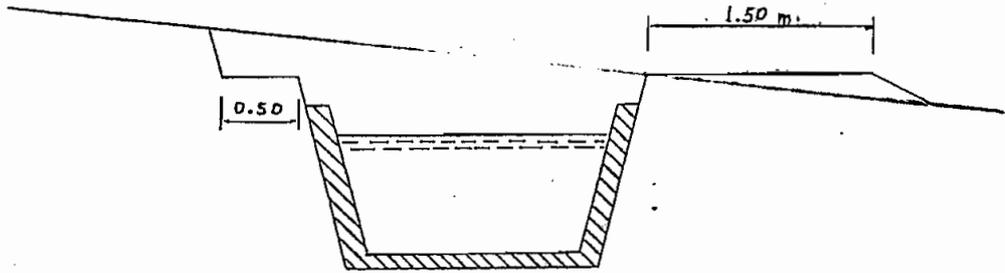
La bancada junto a la peña será de 1.00 m. de ancho. Al lado o puesto será de 1.50 m., de la cual 0.50 m. será hecha por excavación y 1.00 m. por relleno.

Las secciones de excavación están en la figura 3, según los diversos francos posibles.

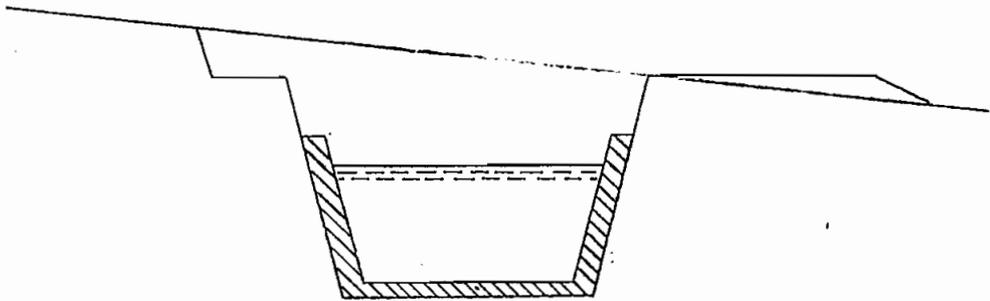
$$\text{El costo del hormigón} = (280 \cdot 0.481) \cdot 400.0 = \$53\,900.00$$

Franco f	Solera b	Plata- forma B	Altura H	Sección Parte trapezo- idal	Area de excava- ción	Volumen de excava- ción	Costo de excava- ción	Costo del hormigón	Costo total
m.	m.	m.	m.	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	\$/	\$/	\$/
0.40	1.72	2.32	1.30	2.64	5.19	1 450	7 250	53 900	61 150
0.60	1.72	2.42	1.50	3.11	5.77	1 610	8 050	53 900	65 500
0.80	1.72	2.52	1.70	3.62	6.38	1 780	8 900	53 900	63 650
1.00	1.72	2.62	1.90	4.12	6.99	1 950	9.750	53 900	63 650
1.20	1.72	2.72	2.10	4.66	7.63	2 140	10.700	53 900	64 600

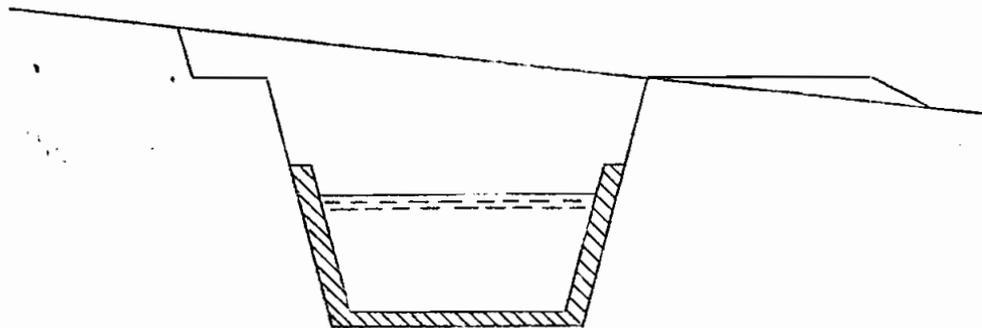
SECCIONES DE EXCAVACION PARA  
EL SEGUNDO TRAMO DEL CANAL



Con 0.40 m. de franco

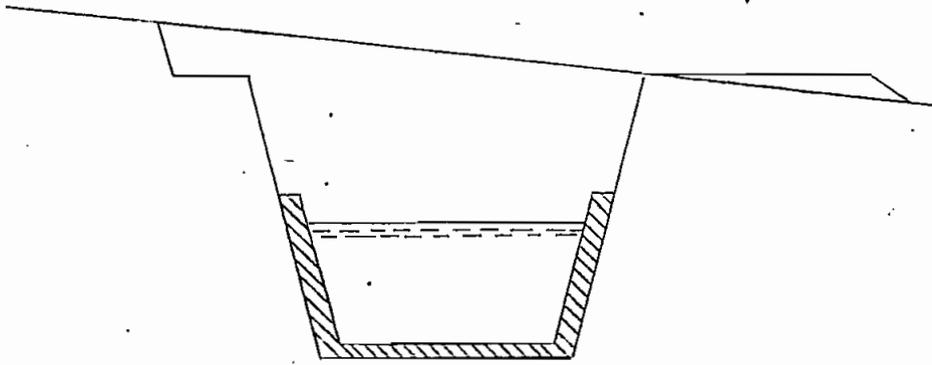


Con 0.60 m. de franco

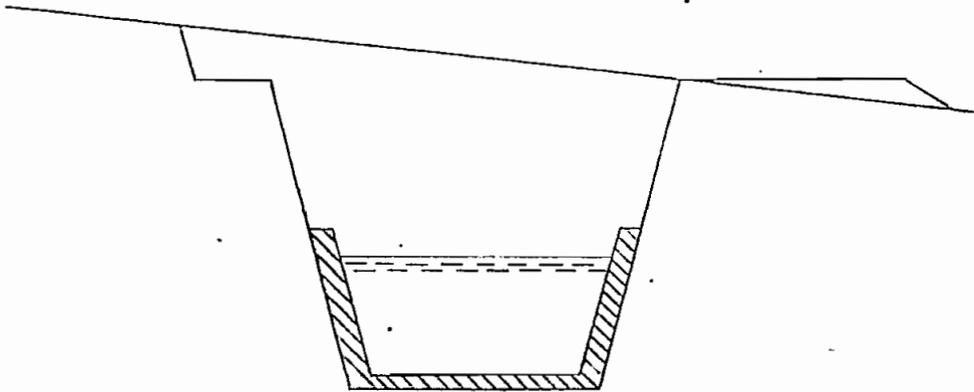


Con 0.80 m. de franco

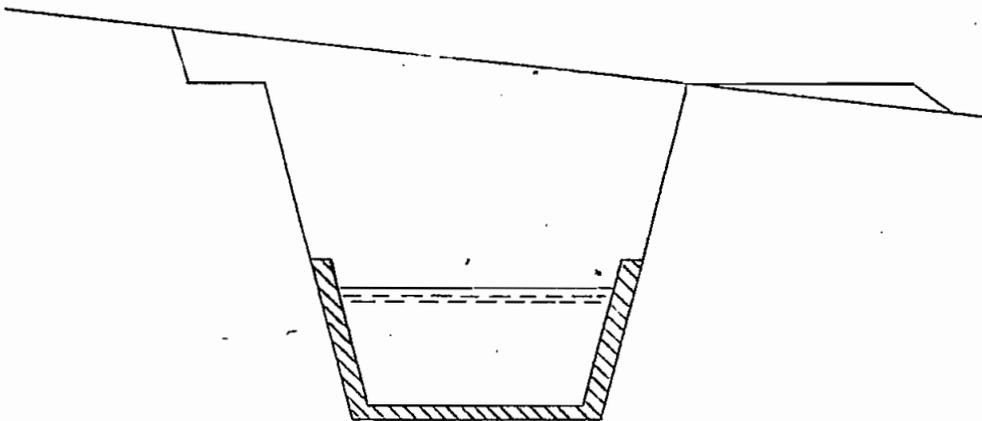
Fig. 2



Con 1.00 m. de franco



Con 1.20 m. de franco

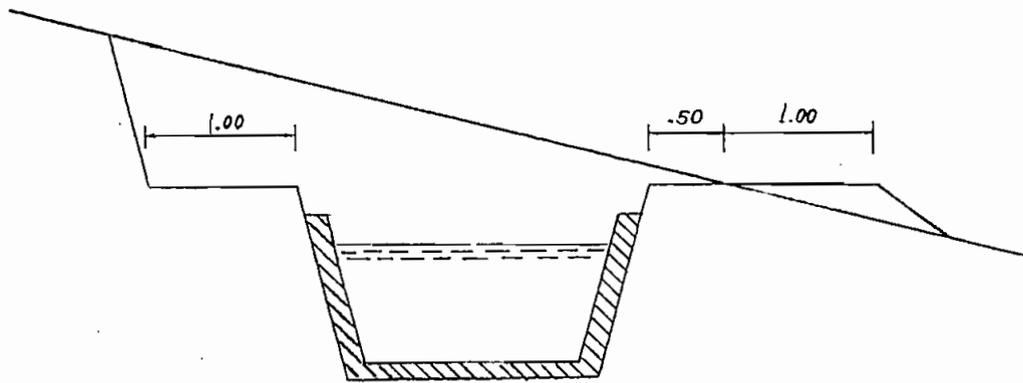


Con 1.40 m. de franco

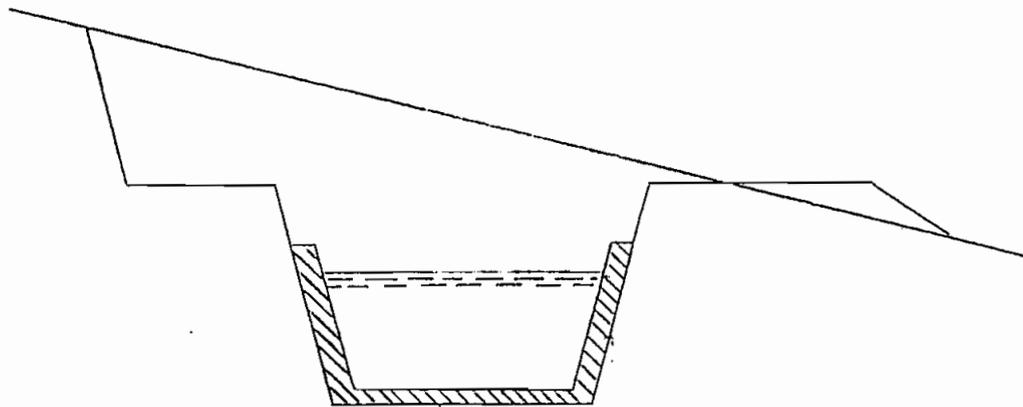
Fig. 2

SECCIONES DE EXCAVACION PARA EL

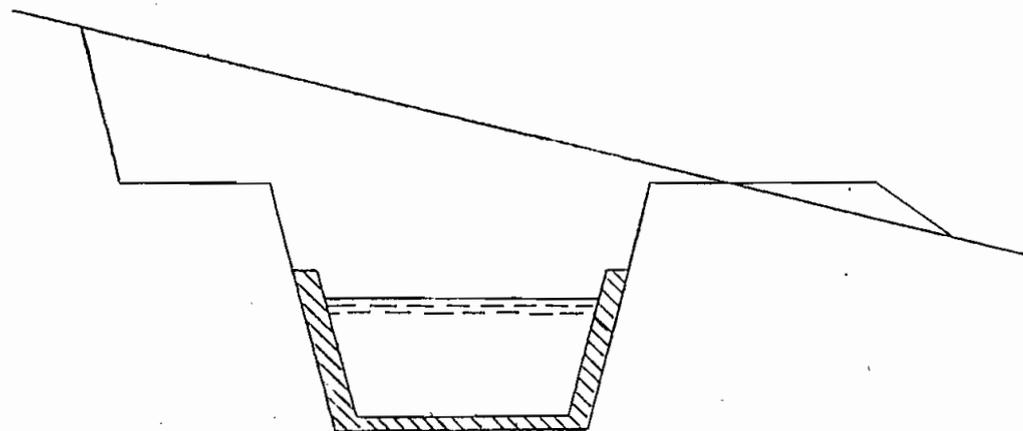
CUARTO TRAMO DEL CANAL



Con 0.40 m. de franco

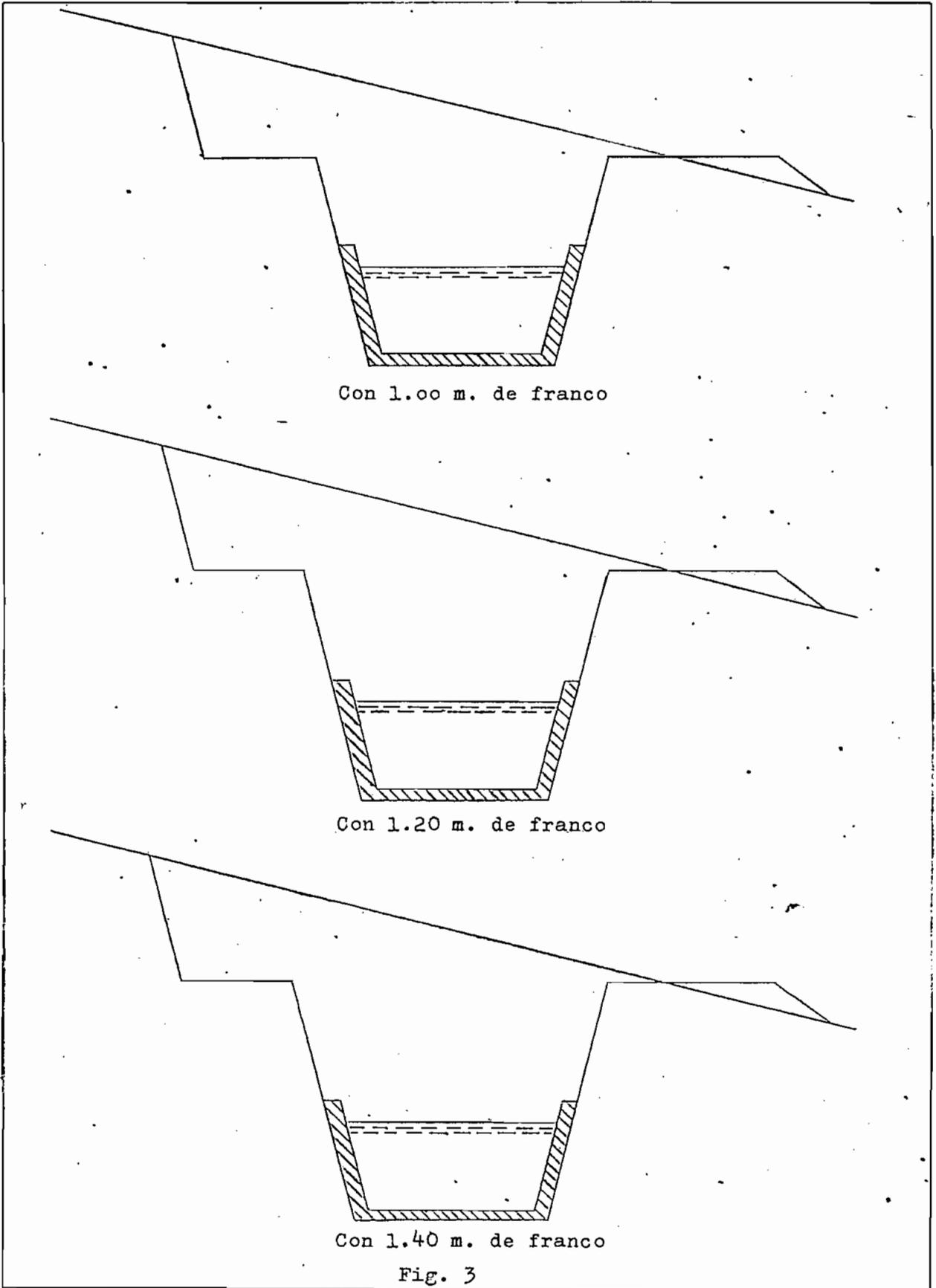


Con 0.60 m. de franco



Con 0.80 m. de franco

Fig. 3



E.) T ú n e l :

Va desde la estación de la poligonal de abscisas 1 + 895. 92 m. hasta el tanque de presión situado en la estación de la poligonal 2 + 072.97 m.- La longitud aproximada del túnel es 185.0 m.

No es conveniente que la sección del túnel sea igual a la del canal. Hay opiniones que aconsejan que las paredes del túnel tengan una mínima inclinación, pero predomina el consejo de que sean verticales. En el caso presente, se calculará un túnel de paredes verticales.

Como el calado de las aguas debe mantenerse en la misma altura que en el canal, se calculará aquí el ancho del túnel, procurando conservar la misma pendiente de 1<sup>o</sup>/100.

Para pasar de la sección del canal a la sección del túnel, se seguirá el Reglamento establecido por la Oficina de Tierras y Aguas de los Estados Unidos para las estructuras de transición.

Dicho Reglamento, en la parte pertinente, aconseja, dispone que la longitud de la estructura de transición, en la sección longitudinal de ésta, sea de tal magnitud que la recta que una los extremos de las líneas superiores de las corrientes en las dos secciones, forme un ángulo de 12<sup>o</sup> 30' con su eje.

Cálculo de la Sección del Túnel:

$$Q = \Omega u$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\Omega = 1.334 \text{ m}^2 \quad \text{Sección impuesta, que debe satisfacer las exigencias anotadas antes, o sea que con un calado de 0.80 m., tenga una pendiente de 1<sup>o</sup>/100.}$$

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{1.6}{1.334} = 1.20 \text{ m./seg.}$$

$$u^2 = 1.44$$

$$b = \frac{\Omega}{h} = \frac{1.334}{0.80} = 1.666 \text{ m.}$$

$$p = 1.666 + 2 \cdot 0.80 = 3.266 \text{ m.}$$

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{1.334}{3.266} = 0.408$$

$$\sqrt{R} = 0.638$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{f}{R}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.638}} = \frac{87}{1.47} = 59.2$$

$$c^2 = 3500$$

$$i = \frac{u^2}{c^2 R} = \frac{1.44}{3500 \cdot 0.408} = 0.001 = \underline{1 \text{ } ^\circ / \text{ } ^\circ\text{o}}$$

Por consiguiente, la sección  
recta del túnel será :

$$\underline{h = 0.80 \text{ m.}}$$

$$\underline{b = 1.666 \text{ m.}}$$

Para el cálculo económico de la sección más económica, hay que calcular el revestimiento de hormigón, pues, su costo variará según la altura del túnel, ya que toda la obra, inclusive la bóveda, irá recubierta de hormigón.

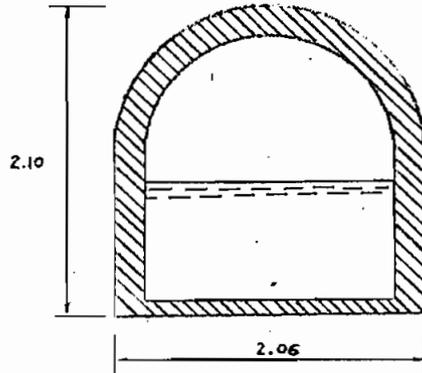
El espesor del revestimiento en el túnel es de 20 cm., considerando que es una tierra arcillosa, que es necesario protegerla suficientemente para resistir el empuje.

El costo del hormigón se ha estimado en \$ 400,00 por m<sup>3</sup>.

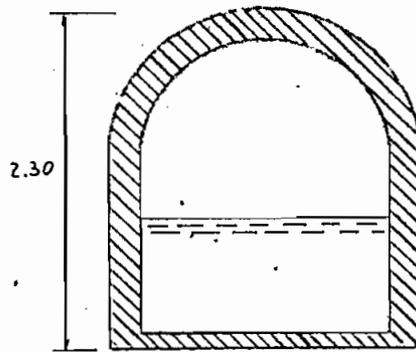
El calado de aguas en el túnel es de 0.80 m. y, al considerar las alturas de franco en los tres primeros casos, o sea 0.40 m., 0.60 m. y 0.80 m., se tendría una altura total de 1.20 m., 1.40 m. y 1.60 m., que es una altura insuficiente para el trabajo de albañilería. La mínima altura requerida sería 1.80 m. en el interior del túnel revestido, o sea un franco de 1.00 m. Para el trabajo de excavación se sumaría 0.10 m. para el revestimiento del fondo y 0.20 m. de revestimiento de la bóveda,

SECCIONES DE EXCAVACION PARA EL TUNEL

Para 1.00 m de franco



Para 1.20 m de franco



Para 1.40 m de franco

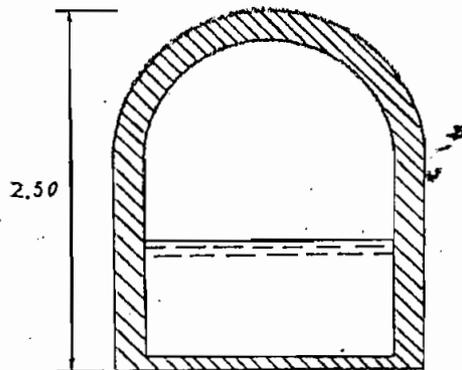


Fig. 4

tamente.

El ancho del túnel es 1.66 m., pero hay que excavar 0.20 m. más a cada lado para el revestimiento de las paredes. Por tanto el ancho total alcanza 2.06 m., lo que permite el manejo cómodo de las herramientas para el trabajo.

Franco f m.	Sección recta del túnel m. <sup>2</sup>	Sección de Excavación m. <sup>2</sup>	Volumen de Excavación m. <sup>3</sup>	Costo de Excavación S/.	Volumen de migón por m. <sup>3</sup>	Costo de migón S/.	Volumen total de migón m. <sup>3</sup>	Costo del hormigón S/.	Costo total S/.
0.40	1.334								88 210
0.60	1.334								88 210
0.80	1.334								88 210
1.00	1.334	4.98	922	4 610	1.18	209	83 600		88 210
1.20	1.334	5.39	995	4 975	1.21	224	89 600		94 575
1.40	1.334	5.80	1 075	5 380	1.29	238	95 200		100 580

F.) Cálculo de los Aliviaderos:

Los aliviaderos a lo largo del canal son indispensables para evacuar el caudal en caso de derrumbe. Por tanto el cálculo tendrá en cuenta el caudal de 1.6 m<sup>3</sup>/seg.

En caso de derrumbe, no habrá circulación de agua, por tanto se calculará, como vertedero de lámina libre.

La cota del humedal del aliviadero será la del nivel de aguas en el canal.

La altura de carga en el vertedero será 0.20 m.

Y la fórmula de cálculo, como se vió antes:

$$Q = c_2 l \left[ \left( h + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Pero como no existe velocidad, la fórmula se simplifica así:

$$Q = c_2 l h^{3/2}$$

$$l = \frac{Q}{c_2 h^{3/2}}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h = 0.20 \text{ m.}$$

$$c_2 = 1.95 \quad \text{para vertederos de pared gruesa.}$$

$$l = \frac{1.6}{1.95 \cdot (0.20)^{3/2}} = \frac{1.6}{1.95 \cdot 0.09} = 9.15 \text{ m.} \approx 9.50 \text{ m.}$$

Se acepta unos 0.35 m. de seguridad.

$$\underline{l = 9.50 \text{ m.}}$$

$$\underline{h = 0.20 \text{ m.}}$$

G.) Compuerta de purga y Canal de Desfogue:

Las compuertas de purga se ponen a lo largo del Canal, juntamente con los aliviaderos y debajo de éstos.- La carga que soportan estas compuertas es mínima, ya que el calado del canal no es más que 0.80 m.

Las dimensiones de la compuerta están en función de las dimensiones del canal de desfogue; y las dimensiones del canal en función de su pendiente. Lo aconsejable es que los canales de desfogue tengan las máximas pendientes, logrando de este modo el arrastre de todo material sólido y disminuyendo la sección y costo de construcción.

Para el canal de desfogue:

$$Q = \Omega u$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = 4.0 \text{ m./seg.} \quad \text{Velocidad aceptable para canales revestidos.}$$

$$\Omega = \frac{Q}{u} = \frac{1.6}{4} = 0.4 \text{ m}^2$$

$$u^2 = 16$$

$$h = 0.40 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$p = 1.80 \text{ m.}$$

$$R = \frac{\Omega}{p} = \frac{0.40}{1.80} = 0.222$$

$$\sqrt{R} = 0.471$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{f}{\sqrt{R}}} = \frac{87}{1 + \frac{0.30}{0.471}} = \frac{87}{1.637} = 53.2$$

$$c^2 = 2835$$

$$i = \frac{u^2}{c^2 \cdot R} = \frac{16}{2835 \cdot 0.222} = 0.025$$

$$\underline{i = 2.5 \%}$$

Esta pendiente es correcta para un canal de desfogue.- Por tanto, las dimensiones del canal serán:

$$\underline{b = 1.00 \text{ m.}}$$

$$\underline{h = 0.40 \text{ m.}}$$

Siendo estas dimensiones para el canal, las de la compuerta serán:

$$\underline{b = 1.00 \text{ m.}}$$

$$\underline{h = 0.50 \text{ m}}$$

#### H.) Presupuesto aproximado

#### del Canal de Desfogue y de la Compuerta:

Como promedio mínimo de longitud de cada canal de desfogue, se puede tomar 50 a 60 m.- Variarán las longitudes, según la colocación de los vertederos a lo largo del canal de conducción.

Si se toma, como promedio, 50.00 m. de longitud, y como sección 0.50 m. x 1.00 m.:

En excavación:  $V = 50 \cdot 0.60 \cdot 1.30 = 39.0 \text{ m}^3$ , a S/ 5 c/m<sup>3</sup>... S/ 200,00

En hormigón:  $V = 50 ( 0.30 \cdot 0.50 + 1.30 \cdot 0.10 )$   
 $= 14.5 \text{ m}^3 \dots\dots\dots a \dots\dots 400.00 \text{ c/m}^3 \dots\dots 5.800.00$

Costo aproximado de las compuertas,  
 con sus respectivas cremalleras para su funcionamiento ..... 5.000.00

Longitud del vertedero 9.50 m.;  
 Volumen aproximado de hormigón, por cada vertedero 4.0 m<sup>3</sup>  
 para el canal de recolección ..... 1.600.00

Costo total por aliviadero ..... S/ 12.600.00

I.) Comparación Económica.

Sección más económica.-

Longitud del primer tramo .....	420.00 m.
" " segundo " .....	920.00 "
" " tercer " .....	180.00 "
" " cuarto " .....	280.00 "
" " túnel .....	<u>185.00 "</u>
	<u>1.985.00 m.</u>

Ahora, para hacer la comparación económica, se agrupa los costos en los cinco tramos del canal:

Franco	Primer tramo	Segundo tramo	Tercer tramo	Cuarto tramo	Túnel	Costo total
0.40	100 500	193 100	42 950	61 150	88 210	485 910
0.60	102 200	195 400	43 650	61 950	88 210	491 410
0.80	103 800	197 850	44 500	62 800	88 210	497 160
1.00	105 400	200 300	45 000	63 650	88 210	502 560
1.20	107 500	202 850	45 900	64 600	94 575	515 425
1.40	109 200	205 900	46 600	65 500	100 580	527 780

SECCION MAS ECONOMICA: GRAFICO

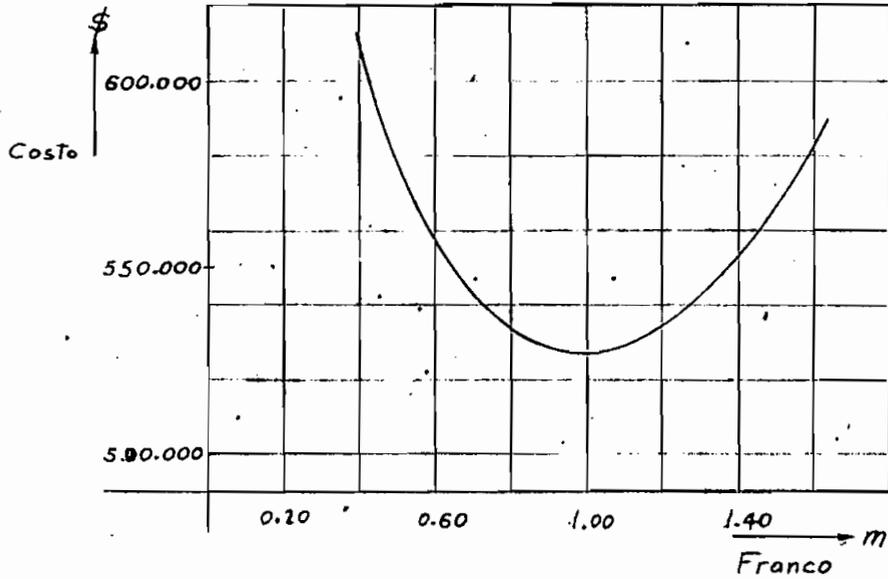


Fig. 5

SECCION MAS ECONOMICA: CORTES

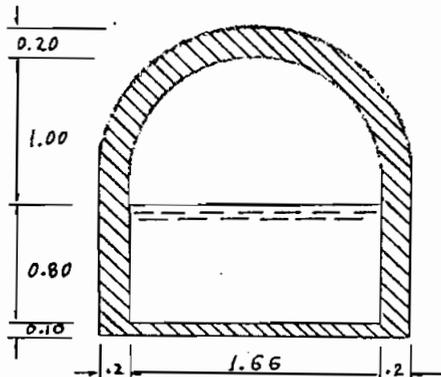
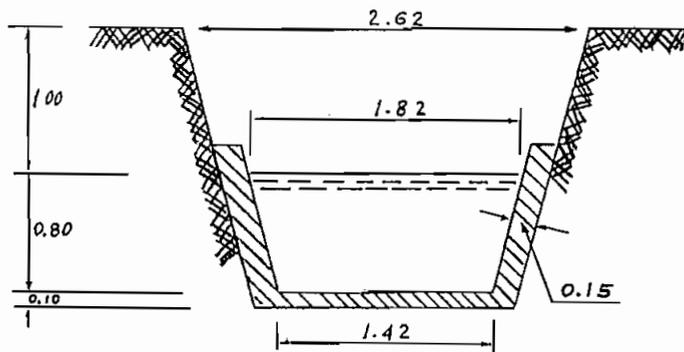


Fig. 6

Franco f	Distanc. entre Aliviad. d	Nº de Alivia- deros	Costo de los Alivia- deros	Costo d' Canal Revesti- do	Costo total del Canal
m	m.		S/	S/	S/
0.40	200	10	126 000	485 910	611 910 .
0.60	400	5	63 000	491 410	554 410
0.80	600	3	37 800	497 160	534 960
1.00	800	2	25 200	502 560	527 760
1.20	1 000	2	25 200	515 425	540 625
1.40	1 200	2	25 200	527 780	552 980

TRAZADO DEL EJE DEL CANAL.-

Una vez reqlizado el estudio económico y determinada la sección del canal, se procederá al trazado del eje en los planos topográficos.

Se tomará la cota de la plataforma del canal, o sea la cota del nivel de aguas, sumada la altura de franco que se ha delado. O sea:

$$C.N.A.N.C. = 45.00$$

$$C.P.C. = 45.00 + f = 46.00 \text{ m.}$$

El trazado del eje puede observarse en los planos topográficos generales.

Los tramos rectos del canal irán unidos por curvas de ángulo y radio R, que dependerán de las características del terreno.- La longitud de la curva se halla mediante la fórmula:

$$L = \frac{2 \pi R \alpha^\circ}{360^\circ} = \frac{\pi R \alpha^\circ}{180^\circ}$$

Y la tangente será:

$$T = R \cdot \text{tg.} \frac{\alpha}{2}$$

A los tramos rectos, medidos con escala, se sumarán las longitudes "L" de las curvas para tener la longitud exacta del canal.

Para determinar el radio "R", la Tg. "T" y la longitud de la curva "L", habrá que imponerse, según las características del terreno. la

Curva # 1.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.275$$

$$\alpha = 31^{\circ} 56'$$

$$\text{Sec. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = \text{Exsecante}$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2.5}{0.04013} = 62$$

$$R = 60.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.28612 \cdot 60 = 17.1672$$

$$T = 17.17$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 60 \cdot 0.55676 = 33.4056 \text{ m.}$$

$$L = 33.40 \text{ m.}$$

$$PC = 0 + 005.00 \text{ m.}$$

$$PT = 0 + 038.40 \text{ m.}$$

Curva # 2.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.161$$

$$\alpha = 18^{\circ} 32'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{1.0}{0.01322} = 75$$

$$R = 70.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.16316 \cdot 70 = 11.4212 \text{ m.}$$

$$T = 11.42 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180^{\circ}} = 70 \cdot 0.32347 = 22.6429$$

$$L = 22.64 \text{ m.}$$

$$PC = 56.60 \text{ m.}$$

$$PT = 78.24 \text{ m.}$$

Curva # 3.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.106$$

$$\alpha = 12^{\circ} 10'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\text{Sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{1.0}{0.00560} = 176.80$$

$$R = 180.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.10658 \cdot 180$$

$$T = 19.20 \text{ m.}$$

$$L = R \frac{\pi \alpha}{180} = 180 \cdot 0.21235 = 38.217$$

$$L = 38.22 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 104.04 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 142.26 \text{ m.}$$

Curva # 4.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.351$$

$$\alpha = 41^{\circ} 06'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\text{sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{6}{0.06796} = 88$$

$$R = 90.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.37488 \cdot 90 = 33.7392$$

$$T = 33.74 \text{ m.}$$

$$L = R \frac{\pi \alpha}{180^{\circ}} = 90 \cdot 0.71733 = 64.5597$$

Curva # 5 .-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.221$$

$$\alpha = 25^{\circ} 32'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{1.0}{0.02535} = 39.45$$

$$R = 40.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.22658 \cdot 40 = 9.0632$$

$$T = 9.06 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 40 \cdot 0.44564 = 17.8256$$

$$L = 17.83 \text{ m.}$$

$$PC = 347.12 \text{ m.}$$

$$PT = 364.95 \text{ m.}$$

Curva # 6 .-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.316$$

$$\alpha = 36^{\circ} 50'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\sec \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{4.0}{0.05398} = 74.18$$

$$R = 70.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.33330 \cdot 70 = 23.331$$

$$T = 23.33 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 70 \cdot 0.64286 = 45.0002$$

$$L = 45.0 \text{ m.}$$

$$PC = 367.85 \text{ m.}$$

$$PT = 412.85 \text{ m.}$$

Curva # 7.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.527$$

$$\alpha = 63^{\circ} 36'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{7}{0.17662} = 39.63 \text{ m.}$$

$$R = 40.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.62003 \cdot 40 = 24.8012$$

$$T = 24.80 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 40 \cdot 1.11003 = 44.4012$$

$$L = 44.40 \text{ m.}$$

$$PC = 454.65 \text{ m.}$$

$$PT = 499.05 \text{ m.}$$

Curva # 8.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.434$$

$$\alpha = 51^{\circ} 28'$$

$$R = \frac{\text{Exsecante}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{5}{0.11009} = 45.5 \text{ m.}$$

$$R = 50.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.48198 \cdot 50 = 24.0990$$

$$T = 24.10 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 50 \cdot 0.89826 = 44.9130$$

$$L = 49.91 \text{ m.}$$

$$PC = 597.75 \text{ m.}$$

$$PT = 642.66 \text{ m.}$$

Curva # 9.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.849$$

$$\alpha = 116^{\circ} 12'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\text{Sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{33}{0.89237} = 37.1$$

$$R = 40.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 1.60657 \cdot 40 = 64.2628$$

$$T = 64.26 \text{ m.}$$

$$E = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 40 \cdot 2.02807 = 81.1228$$

$$L = 81.12 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 654.66 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 735.78 \text{ m.}$$

Curva 10. -

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.398$$

$$\alpha = 46^{\circ} 54'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\text{sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{5}{0.09003} = 55.7 \text{ m}$$

$$R = 60.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.43378 \cdot 60 = 26.0268$$

$$T = 26.03 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 60 \cdot 0.81856 = 49.1136$$

$$L = 49.11 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 751.18 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 800.29 \text{ m.}$$

Curva # 11.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.144$$

$$\alpha = 16^{\circ} 34'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\text{Sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2}{0.01054} = 97.2$$

$$R = 100.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg. } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 0.14559 \cdot 100 = 14.5590$$

$$T = 14.56 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 100 \cdot 0.28914 = 28.9140$$

$$L = 28.92 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 830.19 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 859.11 \text{ m.}$$

Curva # 12.-

$$\text{Sen } \frac{\alpha}{2} = 0.285$$

$$\alpha = 33^{\circ} 08'$$

$$R = \frac{\text{Exsec}}{\text{sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2}{0.04331} = 46.20 \text{ m.}$$

$$R = 50.0 \text{ m.}$$

$$T = R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 50 \cdot 0.29748 = 14.98740$$

$$T = 14.99$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 50 \cdot 0.57829 = 28.9145$$

$$L = 28.92 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 903.51 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 932.43 \text{ m.}$$

Curva # 13.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.275$$

$$\alpha = 31^{\circ} 56'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\text{sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2}{0.04013} = 49.8$$

$$R = 50.0 \text{ m.}$$

$$T = R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 50 \cdot 0.28612 = 14.3060$$

$$T = 14.31 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\text{rad}}{180} = 50 \cdot 0.55734 = 27.8670$$

$$L = 27.87 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 1000.03 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 1027.90 \text{ m.}$$

Curva # 14.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.300$$

$$\alpha = 34^{\circ} 56'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\text{sec. } \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{4}{0.04834} = 82.75$$

$$R = 80.0 \text{ m.}$$

$$T = \text{tg } \frac{\alpha}{2} \cdot R = 80 \cdot 0.31466 = 25.1728$$

$$T = 25.19 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\text{rad}}{180} = 80 \cdot 0.60970 = 48.7760$$

$$L = 47.78 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 1127.40 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 1176.18 \text{ m.}$$

Curva # 15.-

$$\begin{aligned} \text{Sen. } \frac{\alpha}{2} &= 0.505 \\ \alpha &= 60^{\circ} 40' \\ R &= \frac{\text{Exsec}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{3}{0.15861} = 50.40 \text{ m.} \\ R &= 50.0 \text{ m.} \\ T &= R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 50 \cdot 0.58513 = 29.2565 \\ T &= 29.26 \text{ m.} \\ L &= R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 50 \cdot 1.05883 = 52.9415 \\ L &= 52.95 \text{ m.} \\ \text{PC} &= 1\ 284.18 \text{ m.} \\ \text{PT} &= 1\ 337.13 \text{ m.} \end{aligned}$$

Curva # 16.-

$$\begin{aligned} \text{Sen. } \frac{\alpha}{2} &= 0.357 \\ \alpha &= 41^{\circ} 50' \\ R &= \frac{\text{Exsec.}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{3}{0.07055} = 42.50 \\ R &= 40.0 \text{ m.} \\ T &= R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 40 \cdot 0.38220 = 15.2880 \\ T &= 15.29 \text{ m.} \\ L &= R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 40 \cdot 0.73013 = 29.2052 \\ L &= 29.21 \text{ m.} \\ \text{PC} &= 1\ 372.83 \text{ m.} \\ \text{PT} &= 1\ 402.04 \text{ m.} \end{aligned}$$

Curva # 17.-

$$\begin{aligned} \text{Sen. } \frac{\alpha}{2} &= 0.262 \\ \alpha &= 30^{\circ} 22' \\ R &= \frac{\text{Exsec.}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2}{0.03617} = 55.10 \\ R &= 50.0 \text{ m.} \\ T &= R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 50 \cdot 0.27138 = 13.5690 \\ T &= 13.57 \text{ m.} \\ L &= R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 50 \cdot 0.53000 = 26.5000 \\ L &= 26.50 \text{ m.} \\ \text{PC} &= 1\ 454.14 \text{ m.} \\ \text{PT} &= 1\ 480.64 \text{ m.} \end{aligned}$$

Curva # 18.-

$$\begin{aligned} \text{Sen. } \frac{\alpha}{2} &= 0.462 \\ \alpha &= 55^{\circ} 02' \\ R &= \frac{\text{Exsec.}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{4}{0.12755} = 31.40 \\ R &= 30.00 \text{ m.} \\ T &= R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 30 \cdot 0.52094 = 15.6282 \\ T &= 15.63 \text{ m.} \\ L &= R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 30 \cdot 0.96051 = 28.8153 \\ L &= 28.82 \text{ m.} \\ \text{PC} &= 1\ 489.64 \text{ m.} \\ \text{PT} &= 1\ 518.46 \text{ m.} \end{aligned}$$

Curva # 19.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.269$$

$$\alpha = 31^{\circ} 12'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{2}{0.03825} = 52.20$$

$$R = 50.00 \text{ m.}$$

$$T = R \cdot \text{tg. } \frac{\alpha}{2} = 50 \cdot 0.27921 = 13.9605$$

$$T = 13.96 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 50 \cdot 0.54454 = 27.2270$$

$$L = 27.23 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 1\ 530.34 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 1\ 557.57 \text{ m.}$$

Curva # 20.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.468$$

$$\alpha = 55^{\circ} 48'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\sec. \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{4}{0.13152} = 32.20$$

$$R = 30.00 \text{ m.}$$

$$T = R \cdot \text{tg } \frac{\alpha}{2} = 30 \cdot 0.52947 = 15.8841$$

$$T = 15.88 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{17\alpha}{180} = 30 \cdot 0.97389 = 29.2167$$

$$L = 29.20 \text{ m.}$$

$$\text{PC} = 1\ 606.17 \text{ m.}$$

$$\text{PT} = 1\ 635.87 \text{ m.}$$

Curva # 21.-

$$\text{Sen. } \frac{\alpha}{2} = 0.4107$$

$$\alpha = 48^{\circ} 30'$$

$$R = \frac{\text{Exsec.}}{\sec \frac{\alpha}{2} - 1} = \frac{7}{0.09678} = 72.30$$

$$R = 70.00 \text{ m.}$$

$$T = R \cdot \text{tg } \frac{\alpha}{2} = 70 \cdot 0.45047 = 31.5329$$

$$T = 31.53 \text{ m.}$$

$$L = R \cdot \frac{\pi \alpha}{180} = 70 \cdot 0.84648 = 59.2336$$

$$L = 59.23 \text{ m.}$$

$$PC = 1\ 687.69 \text{ m.}$$

$$PT = 1\ 746.90 \text{ m.}$$

Longitud de la recta final ..... 187.10 m.

Longitud total del canal ..... 1 934.00 m.

PERDIDAS DE CARGA:

a.) Por rozamiento continuo:

$$h = i \cdot l = 1 \text{‰ de } 1934.0 = 1.9340 \text{ m.}$$

b.) Por cambio de sección:

Debido a la transición del canal de sección trapezoidal a sección rectangular, se tiene una pérdida de carga localizada.- En el presente caso, la sección del canal aumenta; por tanto, la velocidad primitiva en el canal de sección trapezoidal disminuye en el tramo de base rectangular.

Según el Manual de King, siendo  $\Omega_1$  y  $u_1$  la sección y velocidad, respectivamente, en la sección trapezoidal, y  $\Omega_2$  y  $u_2$  en la rec-

tangular?

$$h = \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} - k \left( \frac{u_1^2 - u_2^2}{2g} \right)$$

$$Q_1 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$Q_2 = 1.334 \text{ m}^2$$

$$u_1 = 1.23 \text{ m./seg.}$$

$$u_2 = 1.20 \text{ m./seg.}$$

$$u_1^2 = 1.52$$

$$u_2^2 = 1.44$$

k = varía según la rugosidad de las paredes y según el cambio de sección, sea brusco o no. En el presente caso:

$$k = 0.25$$

$$h = \frac{1.52 - 1.44}{2g} - 0.25 \left( \frac{1.52 - 1.44}{19.60} \right)$$

$$h = \frac{0.08}{19.60} - \frac{0.25 \cdot 0.08}{19.60} = \frac{0.08 - 0.02}{19.60} = \frac{0.06}{19.60} = 0.003$$

La pérdida total de carga será:

$$h_t = 1.934 + 0.003 = 1.937 \text{ m.} \approx 1.94 \text{ m.}$$

$$\underline{h_t = 1.94 \text{ m.}}$$

#### COTAS DEL CANAL.-

A la entrada del canal se tenía:

$$\text{C.N.A.N.C.} = 45.00 \text{ m.}$$

Pérdida de carga en el canal 1.94 m.; entonces la cota al fin del canal será:

$$\text{C.N.A.N.C.} = 45.00 - 1.94 = \underline{43.06 \text{ m.}}$$

Con esta cota se calculará el nivel libre de aguas en el tanque de presión.

## CAPITULO QUINTO

### TANQUE DE PRESION

El agua conducida por el canal llegará a un depósito final, llamado TANQUE DE PRESION y, de allí, pasará a la TUBERIA DE ACERO para mover la TURBINA, que se instalará en la Casa de Máquinas.

Por diversos criterios que se señalará más adelante, se ha escogido una sola tubería de presión. Por lo tanto, el tanque de presión será proyectado con una sola salida.

CRITERIOS BASICOS.- El tanque de presión recibe el agua de una sección de canal abierto, después de una transición que reduce la velocidad del agua a 0.11 m./seg. Participa de la amplitud y características de un desarenador, con el fondo acanalado para facilitar el desalojo de los sedimentos, por una compuerta de fondo y su canal de desagüe al río.

En el tanque de presión se necesita realizar una segunda desarenación, pues, aunque el proyecto consulte un desarenador en la parte inicial del canal, entran en éste, por diversos motivos, partículas sólidas que pueden afectar a las turbinas.

Se ha hecho un cambio adecuado en la dirección de entrada del agua debido a las características topográficas del terreno y se ha cuidado de dar una curvatura correcta al final del tanque, con lo que se tiene una perfecta distribución del agua que entra por la rejilla, tratando de evitar así las zonas muertas y de remolinos. Con esto, se ha evitado especialmente las pérdidas excesivas de carga y las sedimentaciones inconvenientes.

Ha de colocarse una compuerta ante el origen de la tubería, para poder aislar ésta a voluntad, en caso que hubiera varias tuberías, de modo de facilitar la reparación accidental de la tubería, sin dejarla seca la cámara de presión y puedan funcionar las otras tuberías. Cuando la instalación sirve a una sola tubería, el cierre puede efectuarse a l final del canal. Para este proyecto, se colocará la compuerta inmediatamente antes de la tubería de presión.

Para facilitar la toma de agua en las capas superficiales, que

son más claras que las profundas, se ha colocado un vertedero sumergido antes de la tubería, con lo cual se obliga a las aguas a un movimiento ascensional, en el que se desprenden del material sólido, ya que la velocidad es bastante reducida.

A la entrada de la tubería y haciendo un ángulo de  $40^{\circ}$  con la vertical, se ha colocado una rejilla que impide la entrada de elementos flotantes en la tubería. Esta rejilla se apoya en una viga superior de hormigón armado. Se ha previsto también la colocación de un diafragma que desviará los cuerpos flotantes hacia el vertedero de excesos.

Después de la rejilla, se ha cubierto la cámara con una loza, con el objeto de evitar el arrastre de objetos caídos a las turbinas.

Al cerrar la admisión del agua en la tubería, hay que darle otra salida y, para esto, se ha dispuesto un aliviadero que es capaz de evacuar todo el caudal que lleva el canal, con una altura de carga de 0.20 m. a 0.30 m. Este aliviadero servirá también para separar del depósito el agua que no emplean las turbinas. El agua que pase sobre este vertedero irá al canal de desfogue, mediante un canal recubierto.

La capacidad mínima del tanque de presión está dada en función del volumen de agua necesario para mantener llena la tubería durante el tiempo mínimo para el cierre manual de las válvulas de las turbinas, sin que llegue a producirse el vacío en la tubería, en caso de no entrar agua en el tanque.

Por la topografía del terreno, gran parte del tanque de presión está construida por excavación, con sus respectivos muros de sostenimiento, cuyas dimensiones se muestran en el plano adjunto.

#### CAPACIDAD Y DIMENSIONES.-

El volumen del tanque de presión se ha calculado, teniendo en cuenta que el tanque puede suministrar agua a la turbina por el tiempo de dos minutos, suficiente para accionar la válvula de la turbina.

$$t = 2 \text{ minutos} = 120 \text{ segundos}$$

$$C = 120 Q$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 120 \cdot 1.6 = 192 \text{ m}^3$$

$$C = 192.00 \text{ m}^3$$

ALTURA EN LA ENTRADA DE LA TUBERIA.

La altura se calculará, considerando que hay que dar un abocinamiento en la entrada de la tubería, en tal forma que la velocidad de entrada no exceda de 1.50 m./seg., para evitar pérdidas excesivas de carga.

Con la forma abocinada, el coeficiente de contracción se eleva a 0.97. Así, pues, la sección en la entrada de la embocadura será:

$$a = \frac{Q}{c \cdot u}$$

$$c = 0.97$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$u = 1.5 \text{ m./seg.}$$

$$a = \frac{1.6}{0.97 \cdot 1.5} = 1.10 \text{ m}^2$$

$$a = 1.10 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$D = 2 \sqrt{\frac{a}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{1.10}{3.14}} = 1.18$$

$$= 1.18 \text{ m.}$$

La altura del agua sobre este abocinamiento debe ser  $h = 10 h'$  en que  $h'$  es la altura teórica correspondiente a la velocidad media del agua en el tubo. Es decir:

Esta velocidad  $u$  debe estar entre 2 y 3 m./seg. Aquí se ha tomado  $u = 2.0 \text{ m./seg.}$

$$20 \text{ m.}$$

$$= 10 \cdot 020 = \underline{2.0 \text{ m.}}$$

Y la altura total:

$$H = h + a$$

en que "a" es la proyección vertical del diámetro de la embocadura.

Como la inclinación del primer tramo de la tubería es de  $42^{\circ}$ , la proyección vertical "a" del diámetro será :

$$a = D \cdot \text{sen} ( 90^{\circ} - 42^{\circ} ) = D \cdot \text{sen} 48^{\circ}$$

$$a = 1.18 \cdot 0.743 = 0.88 \text{ m.}$$

Por consiguiente,

$$H = 2.00 + 0.88 = 2.88$$

$$\underline{H = 2.88 \text{ m.}}$$

Pero como se precisó la conveniencia de colocar un vertedero sumergido (pequeña grada) para la parte inferior del tanque, con el objeto de dar a las aguas un movimiento ascensional, que facilita la sedimentación de la arena, esta grada será de 0.62 m. aproximadamente. Por este motivo, la altura en la parte final del tanque será:

$$H_f = 2.88 + 0.62 = 3.50$$

$$\underline{H_f = 3.50 \text{ m.}}$$

El calado del agua en el último tramo del canal (túnel), según se anotó :

$$H_c = 0.80 \text{ m.}$$

entonces, la altura media:

$$H_m = \frac{3.50 + 0.80}{2} = \frac{4.30}{2} = \underline{2.15 \text{ m.}}$$

$$\underline{H_m = 2.15 \text{ m.}}$$

LONGITUD DEL TANQUE DE PRESION.-

La longitud dependerá de la pendiente que tenga el fondo del tanque. Como en el desarenador, conviene que sea lo más fuerte la pendiente del fondo, para purgar rápidamente cualquier cantidad de cuerpos sólidos que se hubieran depositado en el fondo. Es aceptable, por tanto, una pendiente de 15 % .

Si se tiene como base dicha pendiente, la longitud será:

$$L = \frac{3.50 - 0.80}{15\%} = \frac{2.70}{0.15} = 18.0$$

$$\underline{L = 18.0 \text{ m.}}$$

ANCHO DEL TANQUE.-

$$V = H_m \cdot L \cdot b$$

$$b = \frac{V}{H_m \cdot L} = \frac{192}{2.15 \cdot 18} = 5.00$$

$$\underline{b = 5.0 \text{ m.}}$$

SECCION DEL TANQUE.-

$$D = b \cdot H_m$$

$$D = 5.00 \cdot 2.15$$

$$\underline{D = 10.75 \text{ m}^2}$$

VELOCIDAD DEL AGUA EN EL TANQUE.-

$$u_m = \frac{Q}{D} = \frac{1.6}{10.75} = 0.12$$

$$\underline{u_m = 0.12 \text{ m./seg.}}$$

Por tanto las dimensiones finales del tanque serán:

Ancho medio .....	b =	5.00 m.
Altura inicial .....	H <sub>t</sub> =	0.80 "
Altura final .....	H <sub>f</sub> =	3.50 "
Altura media .....	H <sub>m</sub> =	2.15 "
Pendiente longitudinal .....	i =	15 %
Longitud .....	L =	18.00 m.
Pendiente transversal .....	i =	20 %

GRAFICOS:

- 1 corte transversal
- 1 corte longitudinal
- 1 vista de planta.

Escala 1 : 100

OBRAS COMPLEMENTARIAS DEL TANQUE DE PRESION.-

Estas obras son:

- Vertedero de Excesos
- Rejillas
- Compuerta de Purga.-

Y como cálculos necesarios  
no incluidos todavía:

- Pérdidas de Carga
- Cotas.

Vertedero de Exceso:

Este vertedero servirá para desalojar el exceso de agua que, por uno u otro motivo, ha entrado al tanque de presión y para dar paso a todo el caudal cuando la tubería deje de funcionar por daño u otra razón.

Entonces se calculará un vertedero de lámina libre y de pared gruesa, ya que no importa perder altura.

$$Q = c_2 \cdot L \cdot h^{3/2}$$

$$L = \frac{Q}{c_2 \cdot h^{3/2}}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$c_2$  = coeficiente de contracción para vertederos libres de pared gruesa.- Según el Manual de King,

$$c_2 = 1.95$$

$$h = 0.30 \text{ m.}$$

La altura de carga del vertedero se ha impuesto 0.30 m. con el objeto de disminuir la longitud del vertedero, ya que el ancho del tanque es únicamente 5.0 m., y el vertedero irá a lo ancho en el tanque de presión, como se puede observar en los graficos. Además se logrará un ahorro en la obra, calculando con esta altura.

Es verdad que a lo largo del canal se ha dejado una altura de franco de sólo 0.20 m.; pero en la parte final, como es un túnel integramente revestido de hormigón, no importa que la altura suba a 0.30 m. Los 0.10 m. de exceso de altura de franco, calculados para el tanque de presión, desaparecerán en los primeros 100 m. de remanso y, como el tramo del túnel es de 187 m., sobra un gran margen de seguridad. Estas razones justifican suficientemente la altura de carga de 0.30 m en el vertedero.

$$L = \frac{Q}{c_2 \cdot h^{3/2}} = \frac{1.6}{1.95 \cdot 0.30^{3/2}} = \frac{1.6}{1.95 \cdot 0.1645}$$

$$\underline{L = 5.00 \text{ m.}}$$

Considerando el vertedero en forma diagonal, como indica la figura, la longitud del aliviadero aumenta apenas 0.10 m., lo que da un margen mínimo de seguridad, que se acepta.

Rejillas:

Las rejillas sirven para impedir la entrada de cuerpos flotantes en las turbinas.

Para determinar las dimensiones de las rejillas se tendrá en cuenta:

1.º Los claros entre las rejillas serán de escasa luz. Se usa platinas de 4.8 mm. de espesor por 32.0 mm de ancho. Estas platinas estarán agrupadas en paquetes de 1.0 m. por medio de tornillos pasantes.

2.º No conviene una luz mínima entre platinas porque se disminuiría mucho la sección del desagüe, aumentando la velocidad y su consiguiente pérdida de carga. Además aumentando la velocidad, los cuerpos arrastrados por el agua se adhieren con fuerza a las rejillas, tapizándolas en parte y disminuyendo así la sección.- Las pérdidas de carga por las rejillas se estudiarán más adelante.

3.º La rejilla irá apoyada en una sólida viga de hormigón armado.

4.º La inclinación de la rejilla dependerá de la forma en que se efectúe la limpieza; si ésta se verifica a mano, como en el presente caso, la inclinación que proporciona más comodidad a los operarios es de 40.º

Para calcular el número de rejillas necesarias y su sección, conviene tener en cuenta la recomendación de Creager: "El agua que va a ingresar en la tubería, al pasar por la rejilla, llevará una velocidad aproximada de 0.45 m. a 0.75 m./seg. No conviene mayor velocidad, pues, la experiencia ha demostrado que, con velocidades mayores, no se limpia bien la rejilla."

$$Q = c \cdot a \cdot u$$

$$a = \frac{Q}{c \cdot u}$$

$$Q = \text{caudal que pasará por la rejilla} = 1.6 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$u = \text{velocidad entre los barrótes} \dots = 0.6 \text{ m./s.}$$

$$c = \text{coeficiente de contracción} \dots = 0.6$$

$$a = \frac{1.6}{0.6 \cdot 0.6} = 4.45 \text{ m}^2$$

Además se tiene:

$$Q = n \cdot h \cdot s$$

n = número de rejillas

h = altura mojada de la rejilla

s = claro entre las rejillas

Q = sección

h = la altura de agua sobre el abocinamiento,  
a la entrada de la tubería, da la altura correspondiente al diámetro.

$$H = 2.88 \text{ m.}$$

$$h = 2.88 \text{ m.}$$

$$s = 0.025 \text{ m.}$$

$$Q = 4.45 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{Q}{h \cdot s}$$
$$= \frac{4.45}{2.88 \cdot 0.025} = 62 \text{ rejillas}$$

$$\underline{n = 62 \text{ rejillas}}$$

El ancho ocupado por las rejas:

$$b = n \cdot t = 62 \cdot 0.0048 = 0.30$$

$$\underline{b = 0.30 \text{ m.}}$$

Y el ancho de los claros o vacíos entre las rejillas:

$$a = n \cdot s = 62 \cdot 0.025 = 1.30$$

$$\underline{a = 1.30 \text{ m.}}$$

Ancho total :

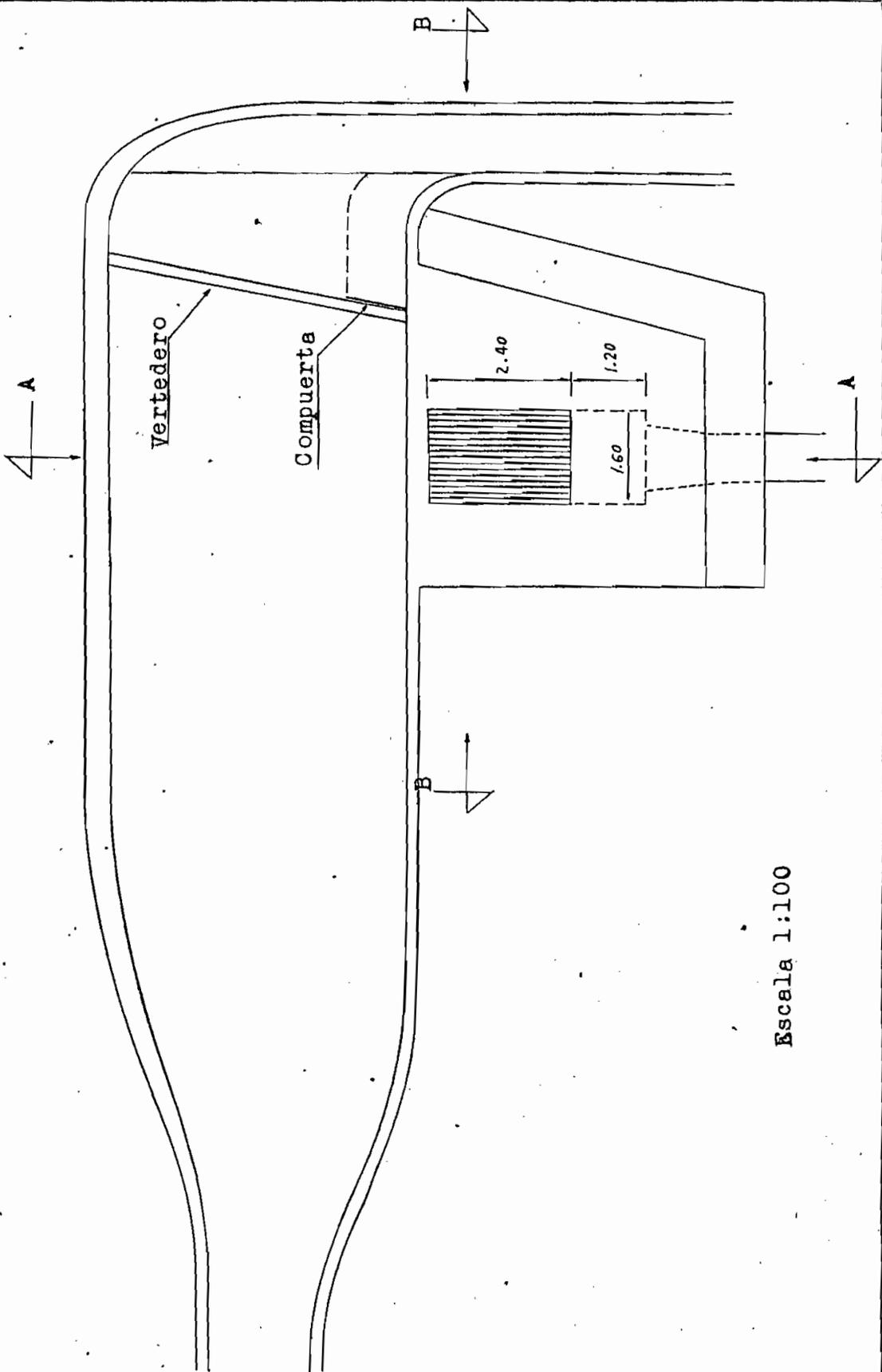
$$B = 1.30 + 0.30 = 1.60$$

$$\underline{B = 1.60 \text{ m.}}$$

Y la longitud de la rejilla será:

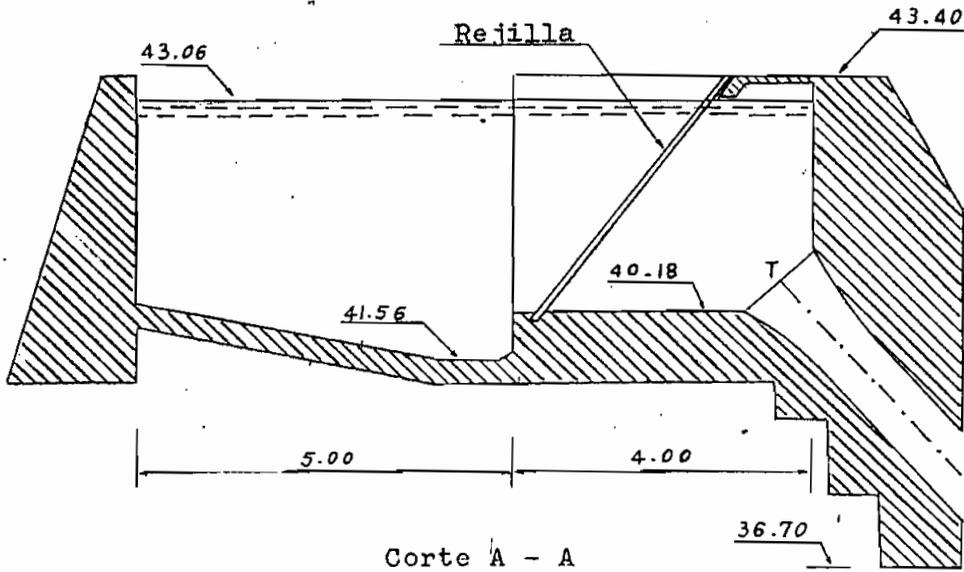
$$L = \frac{h}{\text{sen } 50^\circ} = \frac{2.88}{0.768} = \underline{3.76 \text{ m.}}$$

TANQUE DE PRESION : VISTA DE PLANTA

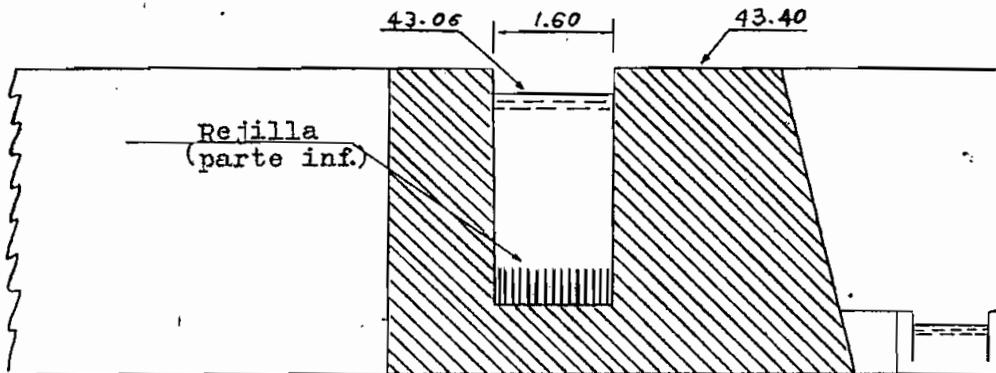


Escala 1:100

TANQUE DE PRESION: CORTE TRANSVERSAL



TANQUE DE PRESION: VISTA FRONTAL Y CORTE



Corte B - B

Escala 1:100

A este valor se añadirá la longitud necesaria para los soportes, o sea 7 cm. arriba y abajo.

Luego :

$$L = 3.90 \text{ m.}$$

Agrupando las características de las rejilla, se tiene:

Número .... n = 62 rejillas

Dimensiones L = 3.90 m.

t = 0.0048 "

b = 0.032 "

Irán agrupadas en dos paquetes, de 0.80 m. cada uno, con una separación o claro entre reja y reja de

s = 0.025 m

El ancho que ocuparán :

B = 1.60 m.

y el ángulo de inclinación,  
 $\alpha = 50^\circ$  con la horizontal.

### Compuerta de Purga

### Canal de Desfogue:

La compuerta de purga en el tanque de presión tiene muchas características similares a las de la compuerta del desarenador.

El ancho de la compuerta será 1.0 m., pues este será también el ancho del canal de desfogue.

Para el cálculo de la altura, se puede aceptar los mismos 0.50 m. que se aceptó en el desarenador, teniendo en cuenta los mismos criterios y asegurando un coeficiente alto de seguridad.

El tiempo de vaciado no interesa aquí mayormente ya que la arena que traerá consigo el agua será mínima, y el tanque no necesitará purgas sino muy rara vez. Además para realizar una purga, bastará abrir la compuerta unos pocos centímetros de altura (5 cm. o 6 cm.), durante un tiempo más o menos corto (5 o 10 minutos), y repetir el proceso unas dos o tres veces, para que salga toda la arena que pudo haberse sedimentado. Esta limpieza podría hacerse cada vez que se limpia la rejilla.

que las del canal de desfogue del desarenador, ya que en caso de vaciado del tanque, el caudal máximo que saldría, en el instante inicial, será el mismo que sale del desarenador, ya que son idénticas las alturas de carga, o sea:

$$Q_i = c \Omega \sqrt{2 g H}$$

$$c = 0.635$$

$$\Omega = 0.50$$

$$H = 3.00$$

$$Q_i = 0.635 \cdot 0.50 \cdot \sqrt{2g \cdot 3} = 2.45 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Y para este caudal, las características del canal serán las mismas que las del primer tramo:

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$h = 0.70 \text{ "}$$

$$i = 3 \%$$

El canal es rectangular.-

Por último, quedaría sólo determinar las dimensiones de la compuerta.

$$e = 35 \cdot b \cdot \sqrt{H}$$

$$b = 1.0 \text{ m.} \quad \text{ancho de la compuerta}$$

$$H = 3.50 \text{ "} \quad \text{carga hidrostática total.}$$

$$e = 35 \cdot 1 \cdot \sqrt{3.50} = 35 \cdot 1.87 = 65.5 \approx 70$$

$$e = 70 \text{ mm.}$$

El empuje de los sedimentos, en este caso, es despreciable. - Por tanto, las características de la compuerta son:

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$h = 0.50 \text{ "}$$

$$e = 70 \text{ mm.}$$

Pérdida de carga en ....

Pérdida de Carga en la Rejilla:

Debido a la rejilla, la sección de desagüe disminuye, y la disminución de esta sección lleva consigo el aumento de velocidad y la pérdida del nivel de agua correspondiente.

Para la pérdida total de nivel, el Ingeniero O. Kirschmer, en virtud de sus propios experimentos, ha sentado la fórmula siguiente:

$$h_f = \beta \left(\frac{t}{s}\right)^{3/4} \cdot \text{sen } \alpha \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Siendo:

- u = Velocidad de los filetes líquidos
- s = luz entre barrotes
- t = espesor de los barrotes
- $\alpha$  = ángulo de la rejilla con el plano horizontal
- $\beta$  = coeficiente que varía en función de la forma de los barrotes.

El Manual de Creager y Justin aconseja el uso de su fórmula :

$$h_f = K \frac{u^2}{2g}$$

siendo:

- u = velocidad del agua
- K = coeficiente dado en función de R

$$K = 1.45 - 0.45 R - R^2$$

R = relación entre las secciones neta y bruta de la rejilla

Francisco X. Domínguez aconseja la fórmula vista en la bocatoma; pero, en la práctica, parece que en rejillas finas no da el mismo resultado satisfactorio que en rejillas gruesas. La fórmula es:

$$h_f = \frac{u^2}{2g} \cdot \mu$$

$$\mu = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2 \left(\frac{s+t}{s}\right)^2 + \frac{t^2}{s^2}$$

Siendo :

- s = luz entre reja y reja
- $\mu$  = coeficiente dado en función de  $\frac{s}{s+t}$
- t = grosor de la reja

Todas estas fórmulas van a dar una pérdida demasiado pequeña (en el orden de 3 mm. a 5 mm.) que no están de acuerdo con la realidad.

Lo que sucede es : la rejilla va tapándose cada vez más y, por tanto, la velocidad del agua aumenta y consiguientemente la pérdida de carga.

Si se considera, como aconseja el Tratado de Gómez Navarro, un taponamiento parcial hasta de 25% a 50 %, la pérdida de carga subirá hasta 4cm. o 5 cm.- Para el presente caso, se tomará una pérdida de 4 cm., que deja un gran coeficiente de seguridad. Por tanto,

$$\underline{h_f = 0.04 \text{ m.}}$$

C o t a s .-

Las cotas están claramente anotadas en el gráfico del tanque de presión. Conviene unicamente dejar establecido el valor de la cota del punto T ( C.P.T. )

El diámetro en la embocadura es:

$$\begin{aligned} D &= 1.18 \text{ m.} \\ \frac{D}{2} &= 0.595 \text{ "} \\ \text{sen } 48^\circ &= \frac{a/2}{D/2} \\ \frac{a}{2} &= 0.595 \cdot 0.743 = 0.45 \end{aligned}$$

$$\text{C.P. (T)} = 40.18 + 0.45 = 40.63$$

$$\underline{\text{C.P. (T)} = 40.63 \text{ m.}}$$

El tubo de salida del tanque de presión tendrá una inclinación de 42° con relación a la horizontal.

N O T A .-

Al tratarse del Tanque de Presión, se ha suprimido el cálculo estático de los muros de sostenimiento debido a la extensión del presente estudio. El procedimiento de cálculo es el mismo que en los muros de las obras de toma.

## CAPITULO SEETO

### TUBERIA DE PRESION

---

La tubería de Presión transformará la energía potencial del agua en energía cinética a través del proceso mecánico de la turbina, y, mediante el proceso del generador, se obtendrá la energía eléctrica.

Para conducir el agua desde el tanque de presión a la turbina, se utilizan tuberías de diversos materiales:

hormigón,  
madera,  
acero.

Las tuberías de hormigón se utiliza para grandes caudales y pequeñas presiones (saltos inferiores a 20.0 m.).

Las tuberías de madera han sido probadas con magníficos resultados en Canadá, Estados Unidos y Rusia para bajas presiones y caudales pequeños y medios. Su transporte fácil, ya que prácticamente se las puede armar al pie de la obra, su montaje sencillo y la resistencia que ofrecen a los agentes químicos pesaría grandemente en favor de su utilización. Desdichadamente la imposibilidad de disponer de madera apropiada suficientemente tratada priva de su uso al país. Para esta clase de tuberías, el tratamiento que hay que dar a la madera debe ser perfecto, pues, de lo contrario, transcurrido el primer año de servicio, comenzarán a producirse las fugas de agua.

Por tanto la única posibilidad que queda es el uso de tubería de acero.

El caudal disponible ( 1.6 m<sup>3</sup>/seg.) y la caída ( aproximadamente 30 m.) son pequeños, por tanto, la potencia que se puede obtener es reducida, en el orden de 500 a 600 CV. Para una potencia de esta magnitud, el uso de una sola turbina es obligado y, consecuentemente, una sola tubería.

Con una sola tubería la economía será máxima, y las pérdidas de carga, mínimas.

Si en vez de una tubería se tuvieran  $N$  tuberías, el peso aumentaría con  $\sqrt{N}$ , y, económicamente, la colocación de una sola tube -

ría implica un ahorro de 15 % , al comparar con el caso de dos tuberías.

Es verdad que un daño en la tubería paraliza toda la instalación, pero las razones expuestas pesan mucho más. Por tanto, el proyecto dispondrá de una sola tubería.

### DIAMETRO DE LA TUBERIA.-

El diámetro inside directamente sobre el costo. En una instalación hidroeléctrica de gran salto y gran potencia, las tuberías constituyen el órgano más caro de la instalación. Entre los diámetros posibles que se puede usar, existirá siempre uno que cueste menos que los demás, pero no siempre será el más económico, por cuanto a cada diámetro corresponderá una pérdida de carga

Hay algunas ecuaciones para determinar todos estos factores; tal vez la más completa y que ha dado magníficos resultados en la práctica es :

$$D = \sqrt[3]{\frac{101.3 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \sigma_s \cdot c_1 (t_1 Q_1^3 + t_2 Q_2^3 + \dots + t_n Q_n^3)}{(1 + \frac{P}{100}) \gamma \cdot \beta^2 \cdot H \cdot c_2}}$$

en la que:

- D = diámetro más económico expresado en metros
- t = horas <sup>en el año</sup> de utilización del caudal Q, que puede considerarse constante
- Q = caudal medio en m<sup>3</sup>/seg.
- H = presión de ejercicio de la tubería en m. (P. estática + P dinámica).
- $\eta_1$  = rendimiento de la turbina
- $\eta_2$  = rendimiento del generador
- $\eta_3$  = grado de eficiencia de la soldadura de la tubería.
- $\sigma_s$  = carga admisible de trabajo del material en Kg./mm<sup>2</sup>.
- P = coeficiente de aumento de peso propio de la tubería (para tuberías soldadas 1.1; para tuberías roblonadas, 1.25 )
- $\gamma$  = peso específico del acero en Tn./m<sup>3</sup>.
- $\beta$  = coeficiente de Darcy para el rozamiento
- c<sub>1</sub> = valor comercial del kwh en los bornes del generador \$/kwh.
- c<sub>2</sub> = costos anuales (gastos de amortización de una tonelada de acero colocada en la obra, lo que comprende: a más del precio de la tubería, el costo de montaje, transporte,

anclajes, sostenes, excavaciones, etc.)

Tomando valores promedios para cada uno de los factores posibles en la fórmula dada, Ludin - Bunclschn dedujo una fórmula práctica, que da un resultado de bastante aproximación:

para presiones mayores de 100:

$$D = \frac{\sqrt[7]{5.2 Q^3}}{H}$$

para presiones menores de 100 m.:

$$D = \sqrt[7]{0.052 Q^3}$$

Aplicando esta fórmula para el presente proyecto:

$$D = \sqrt[7]{0.052 \cdot 1.6^3} = \sqrt[7]{0.052 \cdot 4.1} = \underline{0.82 \text{ m.}}$$

En la práctica, los criterios anotados hasta aquí sirven sólo de pauta para el cálculo definitivo. El diámetro se calculará con resultados obtenidos con la experiencia, relacionados con el rendimiento y seguridad de la tubería.

Por tanto los criterios a seguirse para la determinación del diámetro podrían reducirse a tres:

#### Primer Criterio:

Conciliación del aspecto técnico con el aspecto económico, ya que estos dos aspectos se oponen entre sí. Desde el punto de vista económico, conviene que el diámetro sea el más reducido, ya que esto coincide con su costo y mantenimiento. La conciliación de estos aspectos se visto hasta aquí y, como resultado, se ha obtenido que un diámetro técnico y económicamente aceptable sería de 0.82 m. aproximadamente.

#### Segundo Criterio:

La velocidad conveniente del agua en la tubería debe ser tal que no comprometa la estabilidad de la tubería y garantice al mismo tiempo el buen funcionamiento de las turbinas.

Relacionando la longitud de la tubería con la altura de caída, se tiene:

$\frac{L}{H} \geq 5$	.....	$u_{aconsejable}$	.....=	1	---	2	m./seg.
$2 < \frac{L}{H} < 5$	.....	$u_{aconsejable}$	.....=	2	---	3	m./seg.
$1 < \frac{L}{H} < 2$	.....	$u_{aconsejable}$	.....=	3	---	4	m./seg.

Tercer Criterio:

Las pérdidas admisibles de carga serán:  
para saltos menores de 100 m., por rozamiento continuo, del 1% al 3%, y  
para saltos mayores de 100 m., " " " del 3% al 4%

PERFIL Y LONGITUD DE LA TUBERIA .-

Las cotas de la poligonal recta, que va del tanque de presión al río, y las curvas de nivel de dicho sector, servirán para localizar la tubería y determinar su longitud.- Los datos disponibles son:

- Nivel estático máximo de las aguas, 43.06 m.
- Altura del eje en la boca de entrada de la tubería  
C.P. (T) = 40.63 m.
- Cota de las aguas normales del río C.N.A.N.R. = 09.67 m.
- Cota del plano de la casa de máquinas, puede imponerse 13.70 m., dejando una altura prudencial de más de 3 m. necesarios para la altura de succión de la turbina.

Por tanto la misma cota servirá para considerar como cota del eje de la tubería de presión en el último tramo.

Para determinar el perfil de la tubería, conviene señalar los siguientes criterios que se han tenido en cuenta:

Por la configuración del terreno se ha previsto una tubería de presión enterrada, debiendo ser recubierta exteriormente con material de protección adecuado, a más de la pintura interior, para prevenir contra la co -

roci6n.

- La tubería se ha dividido en tres tramos: el 1.º de 9 metros de l6ngitud y con un ángulo de inclinaci6n de 42º con respecto a la horizontal; el 2.º de 68 m. de longitud y 18º 30' de inclinaci6n; y el 3.º, que es horizontal, tiene 3 m. de longitud.

- Consecuentemente el número de bloques de anclajes será dos.

- La tubería está contenida íntegramente en un sólo plano vertical; por tanto no habrá cambios de direcci6n y su rendimiento será mejor.

La longitud total de la tubería es 80.0 m., y la altura de caída,

$$H = 43.06 - 0.04 - 13.70 = 29.32 \text{ m.}$$

Los 0.04 es pérdida de carga en la rejilla del tanque de presi6n.

$$\begin{aligned} \underline{L} &= \underline{80.0 \text{ m.}} \\ \underline{H} &= \underline{29.32 \text{ ''}} \end{aligned}$$

De esta altura habrá que restar las pérdidas debidas al rozamiento y las pérdidas debidas a los dos codos en los anclajes.

#### CALCULO DEL DIAMETRO.

El diámetro de la tubería de presi6n se determinará en funci6n de las pérdidas de carga aceptables para esta caída.

Considerando que el caudal es pequeño, el diámetro de la tubería no puede ser excesivamente grande, por consiguiente se aceptará una pérdida de carga de 3 % .

Se han desarrollado muchas fórmulas empíricas sobre datos de ensayos y, la mayoría de ellas, parten de la hipótesis de que la pérdida de energía sólo depende de la velocidad, de las dimensiones del conducto y de la rugosidad de la pared. Los trabajos de Hagen, Poiseuille y Reynolds demostraron que la densidad y viscosidad del fluido influyen en la pérdida de energía.

De todas las fórmulas usadas para determinar las pérdidas de energía en las tuberías, solamente la fórmula de Darcy-Weisbach permite la evaluaci6n apropiada del efecto de cada uno de los factores que afectan

la pérdida.

$$h_f = f \frac{u^2 l}{D 2g}$$

Siendo:

$h_f$  = la pérdida de energía

$u$  = velocidad del agua

$l$  = longitud de la tubería

$D$  = diámetro

$f$  = coeficiente de rozamiento dado en función del número de Reynolds

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

Pero en la ecuación transcrita, se tiene como incógnitas la velocidad  $u$  y el diámetro  $D$ .

$$Q = u \Omega = u \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

$$u = \frac{4 Q}{\pi D^2}$$

$$u^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4}$$

Reemplazando en  $h_f$ ,

$$h_f = \frac{f \cdot 16 \cdot Q^2 \cdot l}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot D \cdot 2g}$$

de donde :

$$D^5 = f \frac{16 \cdot Q^2 \cdot l}{h_f \cdot \pi^2 \cdot 2g}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$l = 80.0 \text{ m.}$$

$$h_f = 3\% H = 3\% 29.32 = 0.8796 = 0.88$$

$$\pi^2 = 9.90$$

$$2g = 19.62$$

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

Para tubería de acero, el

Manual de King da:

$$f = 0.022$$

$$D^5 = \frac{0.022 \cdot 16 \cdot 2.56 \cdot \cdot 80}{0.88 \cdot 9.90 \cdot 19.62} = 0.42$$

$$D = \sqrt[5]{0.42} = 0.846 \approx 0.85 \text{ m.}$$

$$\underline{D = 0.85 \text{ m.}}$$

Entonces :

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

$$u = \frac{4 \cdot 1.6}{3.14 \cdot 0.72} = 2.83$$

$$\underline{u = 2.83 \text{ m./seg.}}$$

$$\text{La relación } \frac{L}{H} = \frac{80}{29.32} = 2.73$$

Por tanto la velocidad está dentro de los límites establecidos .

PERDIDAS DE CARGA EN LOS CODOS.

Al chocar el agua en un codo, se produce un remolino y, por consiguiente, una pérdida de carga localizada. Esta pérdida es:

$$h_f = k \frac{u^2}{2g}$$

Siendo:

$$u = 2.83 \text{ m./seg.} - \text{ Velocidad del agua en la tubería}$$

$$k = 0.9457 \cdot \text{sen}^2 \frac{\beta}{2} + 2.047x \cdot \text{sen}^4 \frac{\beta}{2}$$

siendo  $\beta$  el ángulo que forman

Son dos cambios de dirección; por consiguiente, dos pérdidas de carga localizadas y sus ángulos

$$\beta_1 = 42^\circ - 18^\circ 30' = 23^\circ 30'$$

$$\beta_2 = 18^\circ 30'$$

a.) Pérdida en el primer codo:

$$k = 0.9457 \cdot \text{sen}^2 11^\circ 45' + 2.047 \cdot \text{sen}^4 11^\circ 45'$$

$$= 0.9457 \cdot 0.0415 + 2.047 \cdot 0.00173$$

$$= 0.0394 + 0.0034 = 0.0428$$

$$k = 0.0428$$

$$h_f = k \frac{u^2}{2g}$$

$$u^2 = 8.02$$

$$k = 0.0428$$

$$h_f = 0.0428 \cdot \frac{8.02}{19.62} = 0.0175$$

$$\underline{h_f = 0.0175 \text{ m.}}$$

b.) Pérdida en el segundo codo:

$$k = 0.9457 \cdot \text{sen}^2 9^\circ 15' + 2.047 \cdot \text{sen}^4 9^\circ 15'$$

$$= 0.9457 \cdot 0.026 + 2.047 \cdot 0.00068$$

$$= 0.0245 + 0.00168 = 0.02618$$

$$h_f = k \frac{u^2}{y}$$

$$u^2 = 8.02$$

$$k = 0.02618$$

$$h_f = 0.02618 \frac{8.02}{19.62} = 0.0107$$

$$\underline{h_f = 0.0107 \text{ m.}}$$

La suma de ambas pérdidas será:

$$h = 0.0175 + 0.0107 = 0.0282 \approx 0.03$$

$$\underline{h = 0.03 \text{ m.}}$$

Caída Neta:

En los codos:

$$h_f = 0.03 \text{ m.}$$

Por rozamiento en los tubos:

$$h_f = 0.88 \text{ m.}$$

$$\text{Caída total: } H = 29.32$$

Caída neta :

$$H_n = 29.32 - 0.88 - 0.03 = 28.41 \text{ m.}$$

$$\underline{H_n = 28.41 \text{ m.}}$$

Cálculo del . . . . .

CALCULO DEL ESPESOR.-

Para poder establecer matemática mente el espesor de la tubería, conviene primero realizar el cálculo de aproximación, para poseer un dato de orientación referente al espesor de la tubería y proceder así al cálculo del Golpe de Ariete.

Según las ecuaciones dadas por Aliévi y Michaud, para conocer las sobrepresiones, se necesita conocer el valor de la onda en la tubería, y ésta viene en función del diámetro y espesor de la tubería.

Un espesor aproximado dará, con suficiente exactitud, el valor de la velocidad "a" de la onda, y se podrá entonces hallar con exactitud la sobrepresión dinámica posible, para establecer el espesor definitivo.

La ecuación establecida por Mariotte es:

$$e = \frac{p D}{2 \sigma_s}$$

Siendo:

D = diámetro interior

p = presión total, o sea la presión estática  
+ la presión dinámica

$\sigma_s$  = resistencia unitaria del material.

Esta ecuación, para las aplicaciones prácticas ha sufrido una modificación:

$$e = \frac{p D}{2 \sigma_s f} + 1 \text{ mm.}$$

Siendo

f = factor de seguridad que tiene en cuenta los remaches y la suelda que unen los diversos tubos. Se toma

f = 0.9

1 mm. ∴ Se aumenta el espesor debido a la acción corrosiva del ambiente sobre la tubería.

Se necesita tener el valor de la presión

$$p = p_{est} + p_{din}$$

La presión estática es la presión debida a la altura de carga. La presión dinámica debida al golpe de ariete. En la práctica, esta presión se pone en función de la turbina.

Para determinar el tipo de turbina, se buscará la velocidad específica  $n_s$ , que es la velocidad con que gira una turbina, que tenga 1.0 m. de caída y una potencia de 1 cv.

$$n_s = n_1 \sqrt{\frac{Q_1}{100}}$$

$$n_1 = \frac{n}{\sqrt{H_n}}$$

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H_n}}$$

Conviene que la turbina gire con una velocidad sincrónica para acoplarla al generador.

$$n = 600 \text{ RPM}$$

$$Q = 1\ 600 \text{ lit./seg.}$$

$$H_n = 28.41 \text{ m.}$$

$$n_1 = \frac{n}{\sqrt{H_n}} = \frac{600}{\sqrt{28.41}} = 112.50$$

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H_n}} = \frac{1\ 600}{\sqrt{28.41}} = 300.0$$

$$n_s = n_1 \cdot \sqrt{\frac{Q_1}{100}} = 112.50 \cdot \sqrt{\frac{300}{100}} = 195$$

$n_s = 195$        $\longrightarrow$  *Turbina Francis*

Para este tipo de tubería, la práctica ha demostrado que se tiene un buen coeficiente de seguridad, al aumentar h en un 50% debido al golpe de ariete.

Por tanto :

$$P_{\text{estática}} = H = 0.001 \text{ Kg./cm}^3 \cdot 2841 \text{ cm.}$$

$$P_{\text{estática}} = 2.841 \text{ Kg./cm}^2$$

$$P_{\text{dinámica}} = 50\% \cdot 2.841 = \underline{1.42 \text{ Kg./cm}^2}$$

$$p = P_{\text{est.}} + P_{\text{dinám.}} = \underline{4.262 \text{ Kg./cm}^2}$$

Entonces el espesor de la tubería será:

$$e = \frac{p D}{2 \sigma f} + 1$$

$$f = 0.9$$

$$p = 4.262 \text{ Kg./cm}^2$$

$$D = 850 \text{ mm.}$$

$$\sigma = 700 \text{ Kg./cm}^2 - \text{Para tubería de acero ST - 37, ya que este acero es más fácil conseguir y, por consiguiente, resulta más económico}$$

$$e = \frac{4.26 \cdot 850}{2 \cdot 700 \cdot 0.9} + 1 = 2.87 + 1 = 4.00 \text{ mm.}$$

Pero este espesor no es aceptable por ser muy delgado.- Si el diámetro de la tubería es menor de 1.0 m., el espesor mínimo admisible es de 5.0 mm.

Y aún este espesor podría sufrir un incremento al considerar las sobrepresiones positivas y negativas, debidas al golpe de ariete, y las depresiones.

Depresiones en el ....

DEPRESIONES EN EL INTERIOR DE LAS TUBERIAS.-

Se producen por dos causas:

- a.) Porque la línea de presiones corta la tubería. Esto evidentemente no sucede en el presente proyecto.
- b.) Por rotura brusca de la vena líquida. Cuando la tubería es larga, para evitar este accidente, se coloca una chimenea auxiliar de modo que cuando se va el agua, entra el aire. En el presente caso, no hace falta chimenea, porque el tanque de presión está al aire libre y además la tubería es muy corta.

A pesar de ello, es preferible dimensionar la tubería para que resista la depresión.

Alleievi dio la siguiente fórmula:

$$e = 0.008 D$$

Pero en la práctica, en tuberías de pequeña longitud y diámetro, se puede aceptar que el espesor sea :

$$e = 0.007 D$$

Por tanto:

$$e = 0.007 \cdot 850 = 5.95 \text{ mm.}$$

$$\underline{e = 6.000 \text{ mm.}}$$

Este espesor será necesario para el caso en que la tubería sufriera depresiones bruscas. A pesar de que esto no va a suceder, se aceptará como mínimo el espesor obtenido, o sea  $e = 6.00 \text{ mm.}$

Con este espesor se estudiará las sobre presiones dinámicas, debidas al golpe de ariete, para determinar en forma definitiva el espesor.

SOBREPRESIONES DINAMICAS.

Se deben a las aperturas o cierres de las llaves de admisión. Producen presiones sumamente elevadas y se denominan GOLPES DE ARIETE.

Este Golpe de Ariete será tanto mayor cuanto mayor sea la velocidad del líquido y su masa, y menor el tiempo de accionamiento de la llave.

Al cerrar una llave, se producen dos efectos:

- compresión del líquido y
- expansión del tubo.

Esto producirá una onda de presión que va desde la llave hasta el principio del tubo. La velocidad de esta onda variará, según los diversos líquidos que contenga la tubería, con la ecuación:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{E}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{E}{E} \cdot \frac{D}{e}}}$$

a = velocidad de la onda en m./seg.

E = módulo de elasticidad del acero  
o tubería

E = módulo de elasticidad del líquido

ρ = densidad del líquido

D = diámetro de la tubería

e = espesor de la tubería

Para tuberías de presión de acero que contienen agua, Alliévi dio la fórmula simplificada siguiente:

$$a = \frac{9\ 900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

siendo:

a = velocidad de la onda en m./seg.

D = diámetro = 850 mm.

e = espesor = 6 mm.

k = coeficiente 0.5 para acero y hierro laminado.

$$a = \frac{9\ 900}{\sqrt{48.3 + \frac{0.5 \cdot 850}{6}}} = \frac{9\ 900}{10.9} = 910$$

$$a = 910.0 \text{ m./seg.}$$

"El tiempo que tarda la onda en ir y volver, a lo largo de la tubería, se llama TIEMPO CRITICO."- O sea :

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

$\mu$  = tiempo crítico

$$2L = 2 \cdot 80 = 160$$

$$a = 910.0 \text{ m./seg.}$$

$$\mu = \frac{160}{910} = 0.176 \text{ seg.}$$

$$\mu = 0.176 \text{ seg.}$$

### Cálculo del Golpe de Ariete:

El golpe de ariete, según se dijo, se debe al cerramiento brusco de las llaves.

Se distingue dos casos:

1º) Cuando el tiempo de cierre  $T_c$  es mayor que el tiempo crítico

2º) Cuando el tiempo de cierre  $T_c$  es menor que el tiempo crítico

Este caso es sólo teórico, ya que en la práctica es imposible que suceda, pues el tiempo crítico es muy pequeño.

### Primer Caso :

Quando el tiempo de cierre  $T_c$  es mayor que el tiempo crítico, el golpe de ariete será moderado y variará con ley uniforme y lineal

$$T_c > \frac{2L}{a}$$

$$T_c > 0.176 \text{ seg.}$$

El cierre de una llave, por violento que sea, va a demorarse en la realidad siquie

ra unos 10 o 20 segundos. Pero para el dimensionamiento de la tubería, teniendo en cuenta grandes coeficientes de seguridad, se supondrá un tiempo de cierre muy pequeño:

$$T_c = 2 \text{ seg.}$$

En los estudios realizados por Alliévi y Michaud, se llegó a determinar que la sobrepresión dinámica es:

$$h_{\text{dinám.}} = \frac{2 L u}{g T_c}$$

Siendo:

L = longitud de la tubería

u = velocidad del agua en la tubería

g = gravedad

T<sub>c</sub> = tiempo de cierre

L = 80.0 m.

u = 2.83 m./seg.

g = 9.81 m.

T<sub>c</sub> = 2 seg.

$$h_{\text{dinám.}} = \frac{2 \cdot 80 \cdot 2.83}{9.81 \cdot 2} = 23$$

$$h_{\text{dinam.}} = 23 \text{ m.}$$

---

Y la sobrepresión:

$$P_{\text{dinámica}} = 2.3 \text{ Kg./cm.}^2$$

---

### Segundo Caso:

Cuando el tiempo de cierre T<sub>c</sub> es menor que el tiempo crítico, el golpe de ariete será fortísimo y variará en forma lineal pero no uniforme. Este caso es puramente teórico; en la práctica será imposible su realidad, ya que no se puede cerrar una llave

en un tiempo menor del tiempo crítico.

$$T_c = \frac{2c}{a}$$

$$T_c = 0.176 \text{ seg.}$$

Alliévi determinó que la sobrepresión sería:

$$h_{\text{dinám.}} = \frac{a u}{g}$$

$$a = 910 \text{ m./seg.}$$

$$u = 2.83 \text{ "}$$

$$g = 9.81 \text{ "}$$

$$h_{\text{dinám.}} = \frac{910 \cdot 2.83}{9.81} = 263.0 \text{ m.}$$

$$h_{\text{dinám.}} = 263.0 \text{ m.}$$

Y la sobrepresión sería:

$$P_{\text{dinám.}} = 26.3 \text{ Kg./cm}^2$$

Pero esto no sucede.

### CALCULO DEFINITIVO DEL ESPESOR.-

Teniendo ya el valor de la sobrepresión dinámica, se puede determinar el espesor definitivo de la tubería.

Según la fórmula de Mariotte:

$$= \frac{p \cdot D}{2 \cdot \sigma_s \cdot f} + 1$$

$$p = P_{\text{estática}} + P_{\text{dinámica}}$$

$$P_{\text{estát.}} = 2.841 \text{ kg./cm}^2$$

$$P_{\text{dinám.}} = 2.30 \text{ " / "}$$

$$p = 5.14 \text{ " / "}$$

$$f = 0.9$$

$$\sigma_s = 700.0 \text{ kg./cm}^2$$

$$e = \frac{5.14 \cdot 850}{2 \cdot 700 \cdot 0.9} + 1 = 4.46 \text{ mm.} \quad 5.00 \text{ mm.}$$

Para soportar el golpe de ariete, la tubería trabajaría perfectamente con 5 mm. de espesor; pero debido a las depresiones que en algún momento podría sufrir, se pondrá una tubería de 6 mm. de espesor, teniendo en cuenta la fórmula encontrada por Alliévi para evitar las depresiones. Luego el espesor definitivo de la tubería será

$$e = 6.0 \text{ mm.}$$

Número de Tubos:

En los bloques de anclaje, figura un codo, cuyo eje mide 1.0 m.; por tanto la longitud total será de 78.0 m. Esta longitud se cubrirá con:

13 tubos de 6 m. de largo c/u.  
85 cm. de diámetro interior y  
6 mm. de espesor .

Por último, aunque el cálculo y dimensionamiento de los bloques de anclaje y apoyo no están incluidos en el presente trabajo, conviene de jar anotados los criterios directores y los factores que intervendrían en su estudio.

Los bloques de anclaje estarán dimensionados para resistir las que se emuncionan a continuación:

1a. Fuerza  $P_1$ : que proviene del esfuerzo del agua dentro de la tubería

$$P_1 = \frac{\sqrt{7} \cdot D^2}{4} \cdot H_{\text{estát.}} + \text{dinám.}$$

2a. Fuerza  $P_2$ : que proviene de la presión que hace el agua en el borde del tubo en donde está la junta o unión;

$$P_2 = \pi D_{\text{int}}^2 e \cdot H_{\text{estát.}} + \text{dinám.}$$

3a. Fuerza  $P_3$ : que proviene de la variación de la temperatura y, como consecuencia, contracciones y dilataciones de la tubería, produciéndose fuerzas de rozamiento:

$$P_8 = D_{\text{ext.}} \cdot L \cdot \mu \cdot H_{\text{estát.}}$$

$D_{\text{ext.}}$  = diámetro exterior de la tubería

$L$  = longitud del empaque en la unión

$\mu$  = coeficiente de rozamiento

Cuarta Fuerza  $P_4$  : que proviene del peso de la tubería

$$P_4 = P \cdot \text{sen} \alpha = \pi D_m \cdot e \cdot L \cdot \rho \cdot \text{sen} \alpha$$

5a. Fuerza  $P_5$  : que proviene del rozamiento que sufren los tubos sobre los bloques de anclaje y apoyo, cuando varía la temperatura

$$P_5 = (P_{\text{tubo}} + P_{\text{agua}}) \cdot \cos \alpha \cdot \mu$$

Con estos esfuerzos y el peso del bloque, se obtendrá la fuerza resultante que debería pasar por el tercio medio de la base del bloque, obteniendo así las dimensiones.

CAPITULO FINAL

A D D E M D U M

Se determinará aquí las características principales de la TURBINA y la potencia que se obtendrá en los bornes del generador.

TIPO DE TURBINA.-

El tipo de turbina viene dado en función de su velocidad específica, que es la velocidad con que giraría la turbina si tuviera un metro ( 1.0 m.) de caída y 1 cv de potencia

Las velocidades específicas prácticas para los diversos tipos de turbinas son:

Para Turbinas Pelton ....	$n_s = 10$	-----	32
" " FRANCIS ...	$n_s = 70$	-----	450
" " KAPLAN ....	$n_s = 600$	-----	1 200

En el presente caso:

$$n_s = n_1 \sqrt{\frac{Q_1}{100}}$$

$$n_1 = \frac{n}{\sqrt{H_n}}$$

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H_n}}$$

Turbina y generador girarán con una velocidad sincrónica. Por tanto,

$$n = 600 \text{ RPM.}$$

$$Q = 1\,600 \text{ lit./seg.}$$

$$H_n = 28.41 \text{ m.}$$

$$n_1 = \frac{n}{\sqrt{H_n}} = \frac{600}{\sqrt{28.41}} = 112.50$$

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H_n}} = \frac{1\,600}{\sqrt{28.41}} = 300$$

$$n_s = n_1 \sqrt{\frac{Q_1}{100}} = 112.50 \sqrt{\frac{300}{100}} = \underline{\underline{195}}$$

Por tanto, la turbina será FRANCIS-NORMAL.

ALTURA DE SUCCION.-

La altura de succión es la diferencia de nivel que existe entre el borde superior del rodete y el nivel de agua que sale.

$$H_s = B - \sigma_s H_n$$

Siendo:

B = altura de agua correspondiente a la presión atmosférica

$$B = 10 - 0.0012 h_{\text{central}}$$

$$h_{\text{central}} = 2\ 713.70\ \text{m.}$$

$$B_n = 10 - 0.0012 \cdot 2\ 713.70 = 10 - 3.25 = 6.75\ \text{m.}$$

$$H_s = B - \sigma_s H_n$$

$$H_n = 28.41\ \text{m.}$$

$$B = 6.75\ \text{"}$$

$$\sigma_s = 0.12 \quad \text{Coeficiente dado en función de la velocidad específica.}$$

$$H_s = 6.75 - 0.12 \cdot 28.41$$

$$H_s = 6.75 - 3.40 = 3.35$$

$$\underline{H_s = 3.35\ \text{m.}}$$

POTENCIA DE LA TURBINA.-

$$N_r = 13.3 \cdot H_n \cdot Q \cdot \gamma$$

$$H_n = 28.41\ \text{m.}$$

$$Q = 1.6\ \text{m}^3/\text{seg.}$$

$$\gamma = 90\ \% \quad \text{Rendimiento de la turbina.}$$

$$N_r = 13.3 \cdot 28.41 \cdot 1.6 \cdot 0.9 = 542\ \text{cv.}$$

POTENCIA DEL GENERADOR.-

$$N_g = N_t \cdot 0.736$$

$$N_g = 0.95 \cdot 542 \cdot 0.736 = 380 \text{ Kw.}$$

$$\underline{N_g = 380 \text{ Kw.}}$$

B I B L I O G R A F I A

Profesor M. A. Mostkov  
MANUAL DE HIDRAULICA  
Editorial del Estado para la Literatura  
de Construcción y Arquitectura.  
MOSCU 1954  
Traducción Ing. SVIATOSLAV KROCHIN

Profesor Philipp Forcheimer  
TRATADO DE HIDRAULICA  
Traducción de la tercera edición alemana por el  
Ing. Industrial MANUEL LUCINI  
Editorial LABOR S. A.

Profesor I. Rubio Sanjuán  
ELEMENTOS DE HIDRAULICA GENERAL Y APLICADA  
Segunda Edición ampliada  
Editorial LABOR S. A.

Dirección por el Arq. Pierre Robin  
ENCICLOPEDIA DE LA CONSTRUCCION (Tomo IV)  
Editorial Arístides Quillet S. A.  
BUENOS AIRES 1954

Ingeniero Alejandro Cárdenas Tinajero  
PROYECTOS HIDRAULICOS  
Apuntes de clase de los años 1960 - 1961 - 1962

Profesor Ingeniero José Luis Gómez Navarro e  
Ingeniero José Juan Aracil  
SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBASE  
Tercera Edición corregida y aumentada  
Tipografía Artística,  
MADRID 1952

Ingeniero Antonio G. Scares Branco  
HIDRAULICA PRACTICA  
Editorial DOSSAT S. A.  
MADRID 1949

Ingeniero Doctor Felix Bundschu  
TUBERIAS DE PRESION  
Bases para la Construcción de Tuberías  
para Plantas Hidroeléctricas  
Traducción por el Ing. Ernesto Contag.

Coronel Ingeniero Marcos Cándara Enriquez  
HIDRAULICA TEORICA  
Apuntes de clase de los años 1959 - 1960 - 1961

Ingeniero Dimitri Kakabadse  
PROYECTOS DE CENTRALES  
Apuntes de clase de los años 1960 - 1961 - 1962