

ANTEPROYECTO PUELA

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO

DE

INGENIERO ELECTROTECNICO

EN LA

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL

QUITO-ECUADOR

1959

DIRECTOR DE TESIS:


Ingeniero Alejandro Cárdenas

AUTOR DEL ANTEPROYECTO:


Hugo Darquesa Moncayo

INDICE

	<u>Página</u>
Introducción	5
Reconocimiento del tramo del río en que se ha de desarrollar el proyecto	8
Generalidades.....	11
Construcción de la ataguía	14
Cálculo del caudal de máxima avenida	15
Cálculo del azud de derivación	19
Cálculo del bocal y la reja	30
Trampa de grava	32
Tanque desarenador.- Localización, cálculo, diseño.	34
Canal de aducción.- Consideraciones generales	40
Canal abierto revestido.- Primer tramo	43
Túnel revestido	47
Canal abierto revestido	54
Tanque de presión.- Localización, cálculo y diseño	61
Cálculo del muro del tanque de presión	66
Cálculo estimativo de la obra hidráulica del proyecto Puela	69
Bibliografía	73

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

El empleo de la energía hidráulica, ha sido de gran utilidad dentro de las diferentes actividades que requieren su aplicación, más aún, en la época actual en la que la civilización ha hecho notables progresos, gracias al afán creciente de superación que hay en el ramo científico y con éste los consiguientes descubrimientos, los mismos que han venido a revolucionar los diferentes aspectos de la vida humana.

Siendo la energía hidráulica una fuente inagotable de explotación, resulta de mucho interés el hacer su utilización, ya que siéndolo así, contribuye en forma notable para un mejor desenvolvimiento económico de los pueblos.

El empleo que en mayor grado se le da a la energía hidráulica, es en la producción de la electricidad, existiendo actualmente grandes centrales hidro-eléctricas que abastecen enormes demandas, las que cada vez son mayores a medida que crece la población y conforme la electricidad va teniendo mayores aplicaciones.

Es de anotarse las grandes proporciones que ha tomado la industria tanto en Norteamérica como en los países europeos. Esto se debe al aprovechamiento de sus recursos hidráulicos, en contraposición con algunos países sudamericanos entre los cuales contamos al nuestro, que tienen escaso desarrollo de la riqueza industrial.

En el Ecuador contamos con algunas ventajas en lo que se refiere a las posibilidades hidráulicas, las mismas que si

bien no abundan y son de fácil explotación, al menos sí podrían beneficiarnos hasta tal punto de poder mejorar en grande escala los diferentes aspectos que contemplan la utilización de este recurso.

En nuestro país predominan los vientos alisios, los cuales vienen de la región oriental en donde llueve prácticamente casi todos los días del año, por lo que las máximas precipitaciones de agua corresponden a la cordillera oriental. En cambio en las estrivaciones de la cordillera occidental es menor la precipitación por la influencia de los contralisios. En la región interandina lo son demasiado pequeñas por lo que los ríos son de poco caudal, siendo las condiciones más favorables su accesibilidad, mano de obra barata, buen clima, etc., por lo que resulta más ventajosa.

En la mayor parte de las provincias de la sierra, se produce electricidad a base de fuerza hidráulica, por cuanto resulta barato su aprovechamiento y, por ello, actualmente se están financiando empréstitos para la construcción de algunas centrales hidro-eléctricas, las mismas que deberán satisfacer la creciente demanda que hay en todo el país debido al incremento industrial.

Como se ha citado, para el efecto es necesario recurrir a préstamos externos, los cuales son hechos a plazos convenientes; pues, en nuestro medio es la forma más conveniente para poder llevar a cabo obras en las que se requiere hacer

fuertes inversiones. Sin embargo hay la dificultad del crédito limitado de que se dispone y las múltiples exigencias que se hacen con respecto a la garantía, lo que nos trae dificultades para poder cumplir con un pronto abastecimiento.

Estos inconvenientes nos obligan a solucionar nuestros problemas, cifándonos a criterios económicos más acertados, en cuanto tengamos que llevar a cabo una obra, haciendo relación entre el costo invertido y el beneficio que se sacaría de tal o cual realización.

Las provincias de Tungurahua y Chimborazo que son las que podrían beneficiarse con el Proyecto Puela están en la necesidad de proveerse de centrales generadoras de electricidad ya que carecen de este elemento aún, para los servicios más indispensables, como son doméstico, alumbrado público, etc.

El Proyecto Puela, reúne características que son satisfactorias y favorables para poder llevarlo a cabo, ya que siendo la obra hidráulica la que más pesa en el costo global, ésta no excedería sin embargo de un valor normal, a juzgar por la extensión del canal, como por sus características, las mismas que se detallan en el desarrollo del Proyecto.

Además es de esperarse que antes de optar por llevarse a cabo una obra de trascendencia económica, debe hacerse un estudio comparativo entre los diferentes Proyectos con el fin de sacar la mayor ventaja de los recursos de que se disponen.

RECONOCIMIENTO DEL TRAMO DEL RIO EN QUE SE HA DE DESARROLLAR
EL PROYECTO.

Previamente, para fijar la localización definitiva del Proyecto, se ha hecho un estudio de las características y posibilidades, tanto en lo que se refiere al río, como a los terrenos que circundan a éste, con el fin de hacer el aprovechamiento más conveniente dentro de la cuenca hidrográfica.

El río Puela se desarrolla en una longitud aproximada de 40 km., los primeros 30 km., a partir de su origen, se ha desechado por haberse encontrado una serie de inconvenientes debidos a la geomorfología del terreno. Las partes que constituyen la obra en este caso se deberían asentar en terreno abrupto, razón por la que sería necesario hacer una considerable inversión.

En los restantes 10 Km. se hacen claras las ventajas; pues, el terreno es bueno en cuanto a su topografía, aunque la constitución geológica sea la misma; en todo el sector predomina el conglomerado de mediana calidad. En las planicies de Puela, el suelo es arenoso.

En el tramo elegido, contamos con la ventaja de tener un mayor caudal de aguas que afluyen a lo largo del río, teniendo su origen en los deshielos de la cordillera.

En la parte de la cuenca aprovechable, es posible trazar tres diferentes Proyectos, los mismos que he denominado: Proyectos alto, medio y bajo; en éstos, hay una diferencia de cota para la toma de aguas, de unos 20 mt.

El estudio para elegir el Proyecto definitivo entre

las distintas posibilidades, se ha hecho en forma detenida, de tal manera que tomando en consideración los diferentes aspectos, se ha fijado como más ventajoso el Proyecto alto, el mismo que se ha tomado como definitivo y a base del cual se ha realizado un estudio detallado, cuyo desarrollo va a continuación y que comprende la presente Tesis de Grado.

Se han considerado los siguientes aspectos, para elegir tal o cual línea de acuerdo al mayor grado de conveniencias.

1).- Para ubicar la bocatoma y otras obras adicionales, se ha preferido un terreno estable y poco permeable, sobre todo para ubicar el azud de derivación, asimismo el sitio escogido es adecuado para hacer el desvío del río, el que se hace para facilitar los trabajos en el cauce de sus aguas. Como se apreciará en los planos, los terrenos sobre los que están asentados la trampa de grava, el desarenadero, etc., son más o menos planos, lo mismo que la calidad geológica es buena por ser suelo estable.

2).- En cuanto se trata del canal de aducción, se ha tomado especial cuidado en catalogar sus conveniencias, una vez que la inversión que se hace en esta obra es de consideración.

En las tres líneas tomadas como probables para el Proyecto, se deduce que en cuanto a la constitución geológica del suelo es más o menos la misma por cuanto en todo el sector predomina el conglomerado de mediana calidad, habiendo también tierra algo compacta y arena.

El aspecto fundamental por el que se ha visto conve-

niente el Proyecto más alto, es por tener un menor porcentaje de túnel en todo su recorrido; esto implicaría un menor costo, lo que es ventajoso.

Por otra parte se cuenta con la circunstancia de que en la línea alta tiene que efectuarse menor gasto de rellenos en los pasos de quebrada, por ser éstos de mayor longitud hacia aguas abajo, por donde pasarían los otros Proyectos.

3).- Para la localización del tanque de presión y tubería de presión se ha encontrado un sitio que se considera único en toda la zona, por tener el suelo buenas características topográficas y geológicas. A este lugar se va a dar con el Proyecto alto con un tramo de canal abierto, en contraposición con las otras des líneas, por cuanto con éstas sería necesario llegar al mismo sitio con un túnel de considerable longitud.

G E N E R A L I D A D E S

El Proyecto a tratarse se ha denominado "PUELA", por estar servido con aguas del río de este nombre y por atravesar cerca de la población de Puela.

El río Puela tiene su origen en las faldas del nevado Altar y recoge en su trayecto las aguas de los deshielos de la cordillera oriental, aguas éstas que se deslizan sobre terreno rocoso y que por tanto tienen buenas características de limpieza, siendo aptas para el empleo en mover turbinas.

*Arroyos
cuarzosos*

Sin embargo es de anotarse, que este río tiene fuertes crecientes y arrastra consigo grandes cantidades de material rodante, lo que hay que prever para proyectar las diferentes obras.

Todos los terrenos que circundan al Tungurahua, están formados de material volcánico, debido a las fuertes erupciones realizadas en épocas anteriores, razón por la cual se presenta éste con cualidades de inestabilidad. No obstante esta circunstancia, el proyecto trazado estará seguro, por las debidas precauciones tomadas para el caso.

Se anota que en todo el recorrido del canal de aducción no hay mayores obstáculos, salvo pequeñas quebradas, las mismas que sin ocasionar mayor gasto podrían rellenarse, al mismo tiempo que con una buena consolidación del material, estos pequeños tramos quedarían estables.

Es de anotarse también la ventaja con que contaríamos para la realización de este proyecto y que constituye la existencia de la carretera Riobamba-Baños, la misma que está a poca

distancia y va paralela al que debería ser el canal de aducción en una longitud aproximada de dos y medio kilómetros.

DATOS GENERALES.- Las cotas y abscisas que se señalan dentro del Proyecto, están tomadas a base de un origen supuesto, por cuanto no se han encontrado B - M, ni hitos geográficos para emplearlos como referencia.

La cota de origen se ha tomado de mil metros y las coordenadas para este punto, diez mil.

CAUDAL DISPONIBLE.- Según los aforos realizados en el río Puela, por parte del Municipio de Riobamba, durante pocas ocasiones en época de estiaje y que corresponde al mes de enero, este dato ha sido en $9 \text{ mt}^3/\text{sg}$.

Dada la exigencia que debe haber con respecto al estiaje mínimo, durante por lo menos una medición hecha del caudal en cinco años y por cuanto esto no ha sido posible realizar, se ha tomado para el cálculo de las diferentes obras una fracción de las $2/3$ partes, como margen de seguridad; por lo tanto el caudal que se tomará como seguro será de $6 \text{ mt}^3/\text{sg}$., valor del que posiblemente no bajará el río Puela y a base del cual se harán todos los cálculos de la obra hidráulica.

DISTANCIA DE LA LINEA DE TRANSMISION.- Se ha tomado como aproximación las siguientes

distancias:

A Riobamba.....	25 Km.
A Ambato	40 "

POTENCIA DISPONIBLE.- Por cuanto el Proyecto hidroeléctrico com-

pleto, lo realizamos por partes con el señor Jorge Chávez, y correspondiéndome el estudio hidráulico, hasta el tanque de presión inclusive, no me ha sido posible obtener el dato de la caída efectiva. Por esta razón el valor de H que empleo para el cálculo de la potencia, estará sujeto a una posible pequeña variación.

Si: H= 180 mt.

n= 0,85 = Rendimiento de las turbinas.

nl= 0,90 = Rendimiento del generador.

Q= 6mt³/sg = Caudal para máxima carga.

Con estos valores, el que se obtiene para la potencia en el árbol del generador será:

$$P = 1.000 \times \frac{Q \times H \times n \times 0,736}{75}$$

$$P = 1.000 \times \frac{6 \times 180 \times 0,85 \times 0,95}{75} \times 0,736 = 8.107 \text{ Kw}$$

LOCALIZACION DE LA BOCATOMA.- La bocatoma se encuentra localizada a unos cuatro kilómetros hacia aguas arriba del puente de Palitahua, en la hacienda de propiedad del señor Angel Pastor.

Se encuentra en un tramo recto del río, y se ha dispuesto así por considerar ventajoso algunos autores, con el fin de evitar embancamiento de materiales en el lugar del bocal; así mismo se evitan esfuerzos de considerable magnitud que se producirían en el azud por el choque de las aguas en la parte

exterior de la curva.

Esta zona se ha considerado apropiada para la localización de la obra de derivación, por ser el terreno de buena constitución geológica ya que es roca y conglomerado duro, permitiendo por tanto afirmar en forma segura cada una de las partes que componen la bocatoma. De la misma manera se presta el sector para hacer el desvío del río, necesario para facilitar los trabajos de la obra de contención y demás obras de arte.

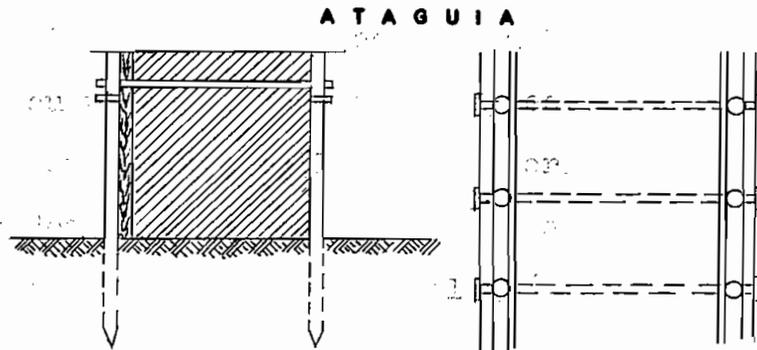
La altura de los terrenos en donde van asentadas la trampa de grava, desarenador, etc., está por encima del nivel máximo que tendría la lámina vertiente sobre el azud, lo mismo que los terrenos en el otro margen y hacia aguas arriba; por lo tanto no hará falta levantar muros de protección a lo largo del remanso.

CONSTRUCCION DE LA ATAGUIA.- Para la realización de los trabajos de la obra de contención en el cauce del río, hay que proceder previamente a la desviación de la corriente, protegiendo la zona de trabajo contra la entrada de agua, con pequeñas presas rudimentarias denominadas ataguías y agotar el recinto comprendido dentro de éstas donde se emplazan las obras.

Con este fin se ha determinado que el desvío del río Puela debe hacerse por una conducción provisional, la que se realizará en la margen derecha del río, una vez que el terreno es consistente y apropiado para este objeto. Es necesario que la realización de estos trabajos se efectúen en el tiempo más cor-

to posible y cuando no haya amenaza de fuerte avenida, ya que de lo contrario las aguas podrían verter por la atagüa y con esto ocasionar algunas pérdidas.

El canal de desvío se hará con una capacidad tal que pueda dar cabida al caudal máximo que circularía mientras duren los trabajos, con este fin se puede utilizar los meses de estiaje entre noviembre y febrero, durante los cuales el caudal del río Puela no excedería de $25 \text{ mt}^3/\text{sg}$.



azud de derivación

y prever la construcción de obras de protección en las márgenes del río, es necesario conocer la máxima riada, la misma que deberá ser computada en el mayor número de años posible con lo que se ten-

drá mayor seguridad de que el caudal máximo contenido no ha de ser sobrepasado.

Dada la circunstancia de que no se conocen datos fluviométricos, ni las condiciones geomorfológicas de la cuenca hidrográfica que comprende el río Puela, no es posible hacer un cálculo preciso de la máxima riada. El sistema que se ha escogido para este cálculo es por el llamado directo.

El conocimiento del nivel máximo alcanzado por la riada y que deja señales por algún tiempo, puede servir como dato para formar un concepto algo vago del caudal, porque, para determinar éste, además de la sección hay que conocer la velocidad, y ésta depende de la pendiente superficial que no es igual muchas veces a la del fondo, y de la rugocidad del cauce.

Esta rugocidad cabe conocer para caudales que se han podido aforar bien.

Del aforo realizado en estiaje se ha deducido según la fórmula de Bazín, el coeficiente de rugocidad cuyo valor tomado como promedio ha sido de 1,96

Las características físicas e hidráulicas para cada una de las secciones que se han tomado, están dadas en el siguiente cuadro:

F	P	R	V	Q	\sqrt{Ri}	C	\checkmark
0.42	2.13	0.196	1.26	0.53	0.077	16.30	1.87
0.73	1.42	0.52	2.83	2.07	0.124	22.8	2.04
0.97	1.50	0.65	3.47	3.37	0.14	24.8	2.02
0.84	1.62	0.52	2.93	2.46	0.124	23.7	1.96
0.38	1.94	0.20	1.26	0.48	0.077	16.3	1.90

Caudal de estiaje = 8.91 mt³/sg.

V = Velocidad del agua.

F = Sección parcial

P = Perímetro mojado

R = Radio hidráulico

Q = Caudal

\checkmark = Coeficiente de rugosidad

C = Coeficiente de Bazin

Para el cálculo del caudal de avenida, se ha tomado en correspondencia del nivel máximo alcanzado por las aguas, el perfil transversal del cauce, y con éste se han formado nueve secciones.

Como se hizo para el caso anterior, por el mismo método, se han computado todos los caudales parciales obtenidos en cada sección. El valor total es de 225 m³/sg., el cuadro de las características es el que se expone:

Siendo $i = 0.03$ = gradiente del río, y $r = 1.96$ =

coeficiente de rugosidad obtenido.

Sec.	F	P	R	$\overline{v Ri}$	C	V	Q
1	0,60	2,08	0,288	0,093	18,70	1,74	1,05
2	2,40	3,05	0,788	0,154	27,10	5,17	10,00
3	6,60	6,00	1,10	0,182	30,30	5,51	56,30
4	3,40	2,23	1,52	0,213	33,50	7,15	24,30
5	8,80	4,00	2,20	0,256	37,50	9,60	84,50
6	3,40	2,23	1,52	0,213	33,50	7,15	24,30
7	6,30	6,00	1,05	0,170	29,80	5,25	33,00
8	2,40	3,00	0,80	0,156	27,30	4,20	10,20
9	0,70	2,12	0,33	0,099	19,80	1,96	1,37

Caudal de máxima crecida: 225.2 m³/sg.

ALTURA DE REMANSO MINIMA.- Debido a que el bocal de la toma debe estar siempre cubierto, aún en estiaje mínimo, se ha dispuesto que el labio superior del orificio esté a 0,10 mt. por debajo del nivel de la cresta del azud, con esto la altura del remanso en estiaje:

$$Z = A + B + h - h_0$$

En donde $\frac{B}{2}$ de los términos representa:

A = 1,70 mt. = Altura desde el fondo del río, al labio inferior del orificio.

$B = 0,70 \text{ mt.} = \text{Altura del orificio.}$

$h = 0,10 \text{ mt.} = \text{Diferencia de nivel entre la cresta del azud y el borde superior del orificio.}$

$h_o = 1,20 \text{ mt.} = \text{Calado de aguas del río en estiaje.}$

Reemplazando estos valores se tiene:

$$Z = 1,70 + 0,70 + 0,10 - 1,20 = 1,30 \text{ mt.}$$

CALCULO DEL AZUD DE DERIVACION.- Está proyectado el azud, con el fin de elevar el nivel de las aguas y facilitar la derivación de las mismas.

Además de lo indicado, constituye el objeto del azud: o disminuir las oscilaciones del nivel de las aguas al variar el caudal, o aminorar la velocidad de éstas, por tanto las erosiones del fondo en la proximidad de las obras de fábrica.

El material del que está constituido el lugar en donde debe asentarse el azud es de buena calidad, al que se le ha catalogado como un conglomerado duro. Esta circunstancia favorece en forma notable para que se evite la filtración de las aguas y por tanto las consiguientes subpresiones, las que tenderán a volcarlo al azud. Por otra parte facilita este material para que se pueda anclar a la obra, contrarrestando así los fuertes empujes que se producirían con las crecientes del río.

Si el espacio que ocupa la compuerta es de 2,00 mt. y el muto de estriado en el extremo del dique tiene 1,50 mt., el largo total sobre el cual debe verter el agua en exceso será de 30,00 mt.

ALTURA DEL AZUD.- La altura del azud, es igual a la altura del remanso mínima, o sea 1,30 mt., más la altu-

ra del agua antes del azud en estiaje, valor que es de 1,20 mt. luego se tiene:

$$A = 1,30 + 1,20 = 2,50 \text{ mt.}$$

ALTURA DE LA LAMINA VERTIENTE.- Tanto para el cálculo estático del azud, como para diseñar el zampeado, es necesario conocer la altura de lámina vertiente, la que se lo hace en la siguiente forma:

El ancho medio de la superficie del agua se tiene según la fórmula:

$$L = a + h \quad 1)$$

En donde; $a = 30 \text{ mt.}$ = Ancho del vertedero en el azud.

h = Altura de la lámina vertiente, no se conoce.

La sección de atajo del azud es:

$$S = 30 \times 2,50 = 75 \text{ mt}^2$$

La velocidad del agua está dada por la expresión:

$$V = \frac{Q}{S + (a \times h) + h^2} = \quad 2)$$

En esta igualdad tampoco se conoce el valor de h .

Según Bresse, el caudal viene dado por la fórmula:

$$Q = 0,44 L (h + v^2/2g) \sqrt{2g(h + v^2/2g - h_0)} \quad 3)$$

Los valores que no se conocen son L , V y h . Se los puede encontrar por el sistema de tanteo.

Siendo $h_0 = 0,00 \text{ mt.}$ y dando valores sucesivos a h , la altura de lámina será por el método de tanteo, y aplicando las

fórmulas anteriormente expuestas, se obtenga el valor del caudal de máxima avenida o ligeramente excesivo. De acuerdo al cuadro que se expone a continuación, $h = 2,25$ mt.

	$h = 1,5$	$h = 2$	$h = 2,3$	$h = 2,20$	$h = 2,25$
Valor de V según 2)	1,88	1,65	1,54	1,58	1,56
$v^2/2g$	0,18	0,18	0,12	0,127	0,124
$h + v^2/2g$	1,68	2,18	2,42	2,33	2,37
$h + v^2/2g - h_0$	1,68	2,18	2,42	2,33	2,37
$\sqrt{2g(h + v^2/2g - h_0)}$	5,75	6,53	6,90	6,77	6,78
L según 1)	31,5	32,00	32,30	32,20	32,25
Q según 3)	134,00	200,00	237,00	224,00	228,00

Por excederse en escasa relación $228 \text{ mt}^3/2g$. al caudal de creciente, se tomará definitivamente $h = 2,25$ mt.

La sección del vertedero sobre el azud es:

$$S = 30 \times 2,25 = 67,50 \text{ mt}^2$$

Con este dato se podrá encontrar la velocidad que tiene el agua sobre el azud:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{225}{67,50} = 3,35 \text{ mt/sg.}$$

El perfil del escarpe para el azud, se ha diseñado de acuerdo al sistema Creager, para una altura de lámina vertiente obtenida de 2,25 mt. Los valores que se tienen tanto para el

escarpe como para la vena líquida se expresan en el siguiente cuadro:

X/ho	Línea sup. vena.	Lin. Inf. vena	Perfil del escarpe
-0.675	-1.869	0,283	2.283
-0.450	-1.806	0.081	0.081
-0.225	-1.737	0.015	0.015
0.000	-1.665	0.000	0.000
0.225	-1.599	0.015	0.015
0.675	-1.395	0.142	0.135
1.125	-1.149	0.344	0.319
1.575	-0.855	0.600	0.577
2.025	-0.492	0.922	0.893
2.475	-0.067	1.327	1.271
3.150	0.680	2.070	1.957
3.825	1.559	2.947	2.745

El objeto de darle forma adecuada al escarpe, es para evitar que se forme el vacío sobre la mampostería y con esto se evita también el deterioro de la obra de fábrica; pues, se

trata de un azud no sumergido.

La longitud que deberá tener el zampeado para que las aguas filtrantes sean inofensivas y además de disminuye el caudal de ellas, Bligh emplea la fórmula:

$$L = C \cdot H$$

En donde: $C = 4$; coeficiente que se emplea por tratarse de que el material del que está compuesto el terreno hacia aguas abajo del azud es: grava, cantos y arena,mezclados.

$H = 1,96$ mt. = diferencia de niveles de agua; haciendo el reemplazo se tiene:

$$L = 4 \times 1,96 = 7,84 \text{ mt.}$$

El espesor del zampeado se calcula para que el peso resista la subpresión y para mayor garantía, el peso de la fábrica debe ser mayor en $1/3$ a la subpresión.

De modo que si H' es el valor máximo de la subpresión en metros de carga de agua en el zampeado; t , su espesor y p , el peso de metro cúbico de fábrica, teniendo en cuenta que inmerso en el agua pierde el valor de una tonelada, se podrá establecer la igualdad:

$$t = \frac{4}{3} \frac{H'}{p - 1}$$

Si $H' = 0,47$ mt.; $p = 2.300$ kg/mt³, el espesor del zampeado será:

$$t = \frac{4 \times 0,47}{3 \times 130} = 0,43 \text{ mt.}$$

Se dejará $0,70$ mt., por ser éste el valor mínimo acon-

sejado.

Para el enlace entre el escarpe y el zampeado se ha diseñado un arco de circunferencia cuyo radio se ha tomado de 1,5 H_{máx.} o sea:

$$r = 1,5 \times 2,25 = 3,37 \text{ mt.}$$

NOTA.- Todos estos valores se apreciarán en el plano No. 8.

CALCULO ESTATICO DEL AZUD.- El azud, ha de mantenerse estable por su propio peso, resistiendo el empuje estático y dinámico que efectúan las aguas en el paramento de aguas arriba.

Tanto el peso estabilizador como el empuje de las aguas, entrarán en el cálculo del azud, por ser éstos los esfuerzos que tienen mayor importancia.

En cuanto a la acción que tiene la sub-presión, no entrará en el cálculo por ser como ya se citó, el material sobre el que está asentado el azud muy poco permeable; por otra parte, la subpresión se puede disminuir notablemente dotando de un espolón en el pie de aguas arriba del azud, dando en esta forma mayor recorrido a las aguas filtrantes y disminuyendo por tanto la subpresión.

El empuje máximo para el azud proyectado y el cual no es sumergido, está dado por la presión estática más la presión dinámica de las aguas.

El empuje que efectúan las aguas, se debe a la siguiente altura:

$$H = A \uparrow h \uparrow h_0.$$

A = 2,50 mt. = Altura del azud

ho = 2,25 mt. = Altura de la lámina vertiente.

h = 0,57 mt. = Altura debida a la velocidad.

Sustituyendo estos valores en la fórmula anteriormente expresada, se tiene:

$$H = 2,5 \text{ } \dot{+} \text{ } 2,25 \text{ } \dot{+} \text{ } 0,57 = 5,32 \text{ mt.}$$

La comprobación para la estabilidad del azud se ha hecho según el procedimiento Creager. Para el caso, se ha dividido la obra de fábrica en tres partes, cada una de las cuales, cumple con las siguientes condiciones:

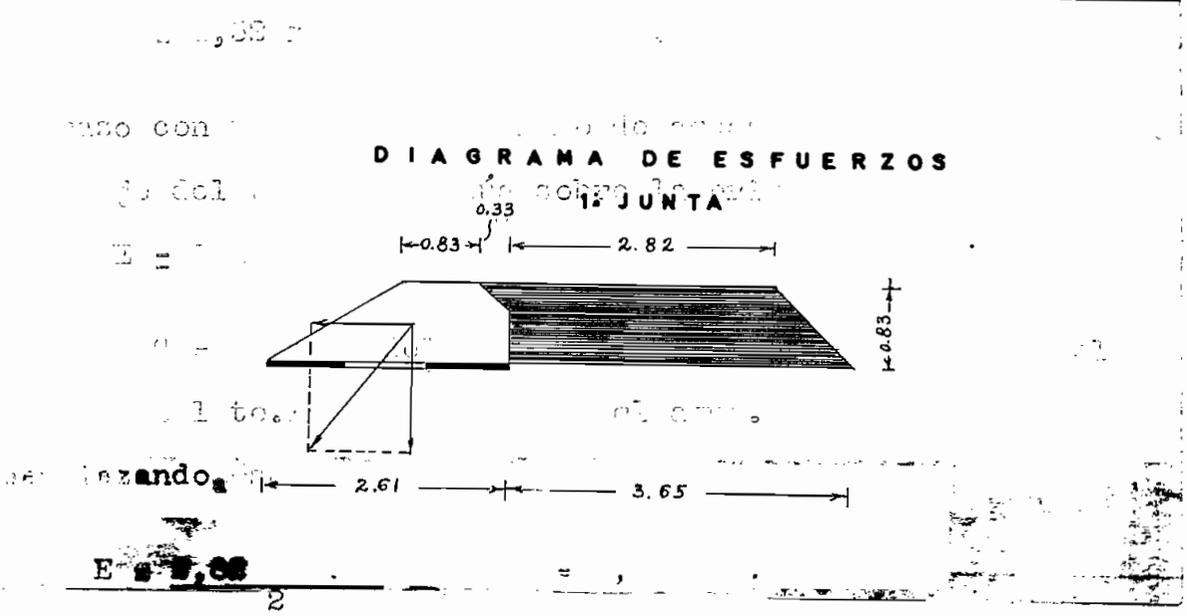
- 1).- No deben producirse tensiones en ninguna junta del azud, bajo cualquier carga; a este fin, la resultante de todas las fuerzas, actuando por encima de cualquier junta horizontal debe quedar dentro del núcleo central. Con ello se tiene la seguridad de que el coeficiente de estabilidad al vuelco, es mayor que uno.
- 2).- La tangente del ángulo que la resultante de todas las fuerzas, actuando por encima de cualquier junta horizontal forme con la vertical, debe ser menor que el coeficiente de rozamiento, que en este caso, se ha tomado un valor de $f = 0,75$.
- 3).- El trabajo máximo por unidad de superficie, a que debe estar sometida la fábrica debe ser menor que el límite máximo adoptado.

Se ha fijado como límite de trabajo de la mampostería unida con mortero de cemento convenientemente dosificado, hasta 35 kg/cm².

003031

En los azudes como el caso que se trata, por tener escasa altura, no se alcanzan nunca presiones que excedan de los límites corrientes admitidos, por tanto no hay que preocuparse de esta condición.

Comprobación de la primera junta.- Esta comprende 0,833 mt. a partir de la coronación del azud. La sección para este bloque de fábrica es de 1,52 mt²., la que con peso específico de 2.300 kg/mt³. tendrá un peso estabilizador de:



El brazo con respecto a la junta es 0,40 mt.

ESTABILIDAD AL VUELCO.- Para el efecto, el momento estabilizador debe ser mayor que el momento volcador.

El momento estabilizador es:

$$Mg = 3,456 \times 1,59 = 5.560 \text{ Kg.}$$

El momento volcador será:

$$Mv = 2.697 \times 0,40 = 1.076 \text{ Kgm.}$$

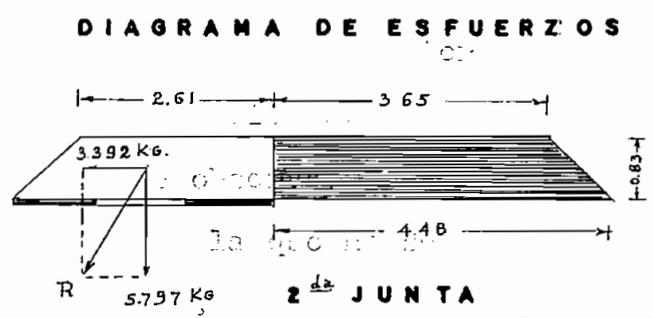
Se tiene por tanto un factor de seguridad de:

$$f = 5.560/1.076 = 5.15; \text{ luego el tramo está seguro.}$$

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO.- Para que esta condición se cumpla, el cuociente de la fuerza volcadora, sobre el peso de la fábrica debe ser menor o igual que el coeficiente de rozamiento. Reemplazando los valores citados ya conocidos, se tiene:

$$\frac{2.697}{3.497} = 0,77 \text{ mayor que } 0,75$$

En vista
arreglo, hay
noria de un
Según el
núcleo centr
nas en la ob



COMPROBACION DE LA SEGUNDA JUNTA.- Este tramo comprende la parte intermedia del azd; el pe-

so por metro para el bloque es:

$$G = \frac{2.61 + 3.52}{2} \times 0,833 \times 2.300 = 5.797 \text{ Kg.}$$

Con el brazo de 1,82 mt., el momento estabilizador sería:

$$Mg = 5.797 \times 1,82 = 10.577 \text{ Kgm.}$$

El empuje del agua sobre el correspondiente paramento es:

$$E = \frac{4,48 + 3,65}{2} \times 0,833 = 3,39 \text{ To.}$$

El momento volcador es:

$$Mv = 3.390 \times 0.403 = 1.366 \text{ Kgm.}$$

La estabilidad al vuelco queda satisfecha por tener un coeficiente de seguridad elevado y que es:

$$f = \frac{10.577}{1.366} = 7.75$$

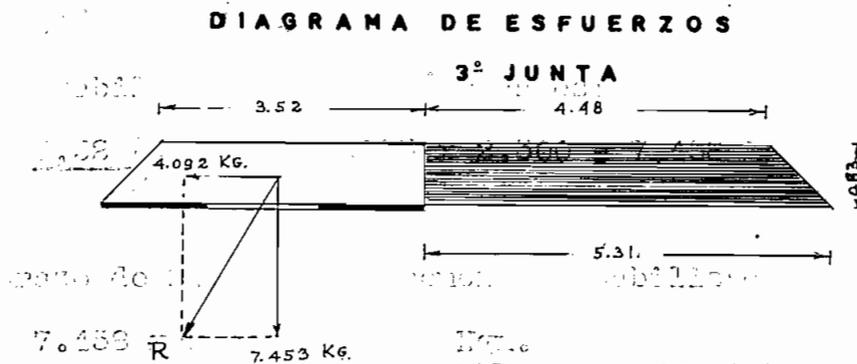
También queda demostrado que este bloque no se deslizará:

$$\frac{3.392}{5.797} = 0,58; \text{ menor que } 0,75$$

3o. Junta.

COMPROBACION DE LA TERCERA JUNTA.- Este comprende el bloque más

la



La presión del agua será:

$$E = \frac{5.31}{2} \times 4.48 \times 0,833 = 4.092 \text{ To.}$$

Siendo el brazo con respecto a la base de cimentación de 0,405 mt., el momento es:

$$Mv = 4.092 \times 0.405 = 1.656 \text{ Kgm.}$$

El factor de seguridad para que el bloque no se vuelque es:

$$f = \frac{17.708}{1.656} = 10,40 ; \text{ está seguro.}$$

Para que no se deslice también satisface la condición, según se comprueba con la expresión:

$$\frac{4.092}{7.458} = 0,55 \text{ menor que } 0,75; \text{ está satisfactorio.}$$

Con la comprobación de este último bloque queda establecido que el azud se mantendrá estable, aún, en máxima crecida del río Puela.

DESAGUE DE FONDO.- Tiene por objeto determinar el arrastre de los sedimentos y dejar libre la entrada del canal de toda impureza. Para ello se ha localizado este elemento junto al estribo del azud y hacia el lado del bocacas, formando con éste un ángulo de 90°. El material de arrastre se hace presente en escala que es de considerar sólo en creciente del río, *La creciente?* estando compuesta de grava, arena y pequeñas ramas. La solera del encauzamiento, la cual está dirigida hacia el desagüe, se encuentra a 1,70 mt. más bajo que el borde inferior del bocal, esto con el fin de que el material que se aglomera frente a éste, no alcance a su nivel.

La solera está dispuesta con un revestimiento y una pendiente de 4%, para facilitar el arrastre del material depositado antes del azud.

Para controlar la salida de agua y las impurezas, se ha diseñado una compuerta de 2,00 mt., de ancho por 2,00 mt. de alto, sección que será ~~suficiente~~ para el objeto predicho. Esta compuerta deberá ser ~~metálica y~~ con hacha de acero ya que tendrá que soportar fuertes presiones. Será apoyada en una guía de hierro U. y su accionamiento se lo hará con un sistema de doble cremallera, cuyo mecanismo se halla ilustrado en el plano No. 8.

La coronación de las pilas soporta una plataforma fija

de hormigón, en la que van los aparatos de maniobra de la cremallera.

CALCULO DEL BOCAL Y LA REJA.- El bocacaz se halla localizado sobre el muro lateral de mampostería, en la margen derecha del río.

El tipo de bocal diseñado, es de un orificio sumergido, el mismo que estará siempre cubierto de agua, por estar su borde superior a 0,10 mt. más bajo que la coronación del azud. El borde inferior, tiene una diferencia con el fondo del lecho del río, de 1,70 mt.

En correspondencia del bocal, se ha dispuesto la colocación de una reja gruesa compuesta de platinas de hierro, las que irán distanciadas en 0,15 mt. Su objeto es impedir el paso de material flotante.

El caudal al cual debe dar acceso el bocal aún en estiaje mínimo es de 6 mt³/sg. y para el cual debe ser dimensionado.

La velocidad aconsejada para este tipo de admisión según algunos autores, debe ser algo mayor de 1,00 mt/sg.

El cálculo del orificio se hace a base de la siguiente fórmula:

$$Q = n \times b \times h_1 \sqrt{2g h_2}$$

Se tienen los datos:

Q = 6 mt³/sg = Caudal que se debe captar

n = 0,60 = Coeficiente de contracción.

b = Longitud del orificio, valor que no se conoce

h₁ = 0,70 Mt. = Altura del orificio.

$g = 9,81 \text{ mt/sg}^2 = \text{Aceleración de la gravedad.}$

$h^2 = 0,10 \text{ mt.} = \text{Diferencia de nivel de aguas.}$

Siendo $\sqrt{2gh^2} = 1,40$; y despejando el valor de b , se

tendrá:

$$b = \frac{6}{0,60 \times 0,70 \times 1,40} = 10,20 \text{ mt.}$$

La reja como ya se dijo, está compuesta de platinas de 2" por $\frac{1}{2}$ y distanciadas entre sí en 0,15 mt.

El número de platinas que corresponde a la reja gruesa, expresado por n será:

$$n = \frac{S}{H \times X}$$

En donde: $S = 10,20 \times 0,70 = 7,15 \text{ mt}^2 = \text{Sección libre del orificio.}$ $H = 0,70 \text{ mt.} = \text{Longitud mojada de la platina.}$

$X = 0,15 \text{ mt.} = \text{Luz libre entre cada platina.}$

Luego se tiene:

$$n = \frac{7,15}{0,70 \times 0,15} = 68 \text{ platinas.}$$

PERDIDA DE CARGA EN LA REJA.- Esta es ocasionada debido a la reducción de la sección libre para el paso del agua lo que origina un aumento de velocidad y por tanto una disminución de la carga de agua.

La sección libre expresada en porcentaje es:

$$Sl : \frac{X}{X + Y} \cdot 100 = \frac{0,15 \times 100}{0,162} = 93\%$$

Ya que la velocidad en la sección libre es 1,40 mt/sg.

La velocidad en la rejilla será:

$$Vr = \frac{1,40}{0,93} = 1,51 \text{ mt/sg.}$$

La pérdida de carga se expresa con la fórmula:

$$hw = \frac{Vr^2 - Vo^2}{2g}$$

Datos; Vr = 1,51 mt/sg.

Vo = 1,40 mt/sg.

g = 9,81 mt/sg². = Aceleración de la gravedad.

Reemplazando se obtiene:

$$hw = \frac{1,50^{-2} - 1,40^{-2}}{19,62} = 0,017 \text{ mt.}$$

Como se puede observar, esta pérdida es insignificante.

TRAMPA DE GRAVA.- Inmediatamente que el agua entra por el bocal, recorre ésta un trecho de 29,00 mt., antes de entrar al canal de aducción. En este tramo, la velocidad media que tiene el agua es de 0,40 mt/sg, dando lugar en esta forma para que se depositen en esta obra, la grava y el material algo grueso que ha sido admitido por el bocal. A la solera de la trampa se le ha dado una pendiente longitudinal del 3% para facilitar así el arrastre del caudal sólido a través de la compuerta de limpia, la misma que está en el extremo de aguas abajo. De la misma manera para facilitar este arrastre, la solera irá enlucida de cemento. Las paredes laterales hechas de mampostería están elevadas del nivel normal de las aguas en 0,80 mt., para evitar un desbordamiento, el que se puede producir cuando el río crece y aumenta el nivel de carga.

COMPUERTA Y DESAGUE DE FONDO.- Para dar salida a la grava depositada en la trampa, se colocará un desagüe y una compuerta en la parte más baja de la solera. También, como en el caso anterior, la compuerta debe ser de pre-

ferencia metálica con chapa de acero y será accionada por sistema de cremallera.

Para que todo el material sólido se evacúe por la compuerta de fondo, el material me_zclado debería tener una velocidad suficiente; para el caso se ha adoptado; $V = 3 \text{ mt/sg.}$

Suponiendo un caudal sólido de $1,00 \text{ mt}^3/\text{sg.}$, el caudal total a eliminarse será de $7 \text{ mt}^3/\text{sg.}$ *Porque 7?*

Con un coeficiente de contracción de 0,60, la sección que deberá tener la compuerta será:

$$S = \frac{Q}{c \times V} = \frac{7}{0,60 \times 3} = 3,90 \text{ mt}^2$$

Adoptamos las dimensiones para la compuerta de 2,00 mt. de ancho, por 2,00 mt. de alto.

Estas mismas dimensiones se darán para las compuertas tanto del desarenador como del tanque de presión.

Las aguas que se desalojan de la trampa de grava, darán con el río, conducidas por un canal de desfogue, el mismo que tendrá una sección trapezoidal de dos metros de ancho medio y dos metros de altura, con un talud de paredes de 1:2. Este canal será revestido con mampostería de piedra con mortero de cemento, con el fondo enlucido para facilitar el arrastre del material. Su longitud es de 32,00 mt. y la pendiente de 3%.

VERTEDERO DE CONTROL. - Este sirve para evacuar el agua que entra en exceso por el orificio sumergido cuando el río crece, razón por la que se aumenta el nivel de carga en correspondencia al local. En el peor de los casos es-

ta altura de carga sería de 2,35 mt.

Según la fórmula ya conocida y que es:

$$Q = n \times S \sqrt{2gh^2}$$

En donde: n= 0,60 = Coeficiente de contracción.

S= 7,14 = Sección neta del orificio.

g= 9,81 mt/sg² = Aceleración de la gravedad.

h²= 2,35 mt. = Carga de agua; reemplazado es-

tos valores se obtiene:

$$Q = 0,60 \times 7,15 \sqrt{19,62 \times 2,35} = 29,00 \text{ mt}^3/\text{sg.}$$

no es necesario permitir el ingreso de ese caudal

El caudal a eliminarse será igual al caudal obtenido

menos el caudal, derivable, o sea:

$$Q_e = Q_m - Q_d = 29 - 6 = 23 \text{ mt}^3/\text{sg.}$$

Las dimensiones del para el vertedero se encontrarán por la fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} n \times b \sqrt{2gh}$$

Datos: n = 0,63 , Q = 23 mt³/sg., g= 9,81 mt/seg².

Siendo h= 0,60 mt., y despejando el valor de b, la longitud total del vertedero será:

$$b = \frac{23}{0,42 \times 0,60 \times 3,43} = 26,60 \text{ mt.}$$

TANQUE DESARENADOR

LOCALIZACION CALCULO Y DISEÑO.- El agua que se utiliza en mo-

ver turbinas debe ser de más

limpia posible, ya que de lo contrario las impurezas ocasionarían un desgaste prematuro de las piezas de las turbinas que reciben el impacto directo del agua y por consiguiente el gasto de mantenimiento sería elevado y el rendimiento de las turbi-

nas disminuiría, además de otros daños.

Para evitar estas inconveniencias es necesario construir un desarenador antes de la obra de conducción, con el fin de eliminar aún las partículas más finas que el agua lleva en suspensión.

Estas impurezas se depositan en el desarenador, en virtud de la pequeña velocidad que se le da al agua y de la longitud más o menos conveniente que se le asigna a la obra, de acuerdo al grado de pureza que se quiere obtener.

El material depositado es fácilmente desalojado por la gradiente que se le da al desarenador tanto longitudinal como transversal. Esta eliminación deberá hacerse en las horas de menor carga, en las que se puede desperdiciar alguna cantidad de agua.

Con la clase de turbina que se utilice, se puede admitir mayor o menor grado de pureza para el agua. Según Navarro Arací, las turbinas Pelton son las que mayor grado de pureza exigen, de acuerdo a esto admiten partículas de tierra de hasta 0,4 mm y las turbinas Francis hasta de 1,00 mm. de diámetro.

Con esto se puede prever una limpieza admisible de acuerdo al servicio que el agua va a realizar.

Las velocidades que se deben tomar para que el material se precipite, depende del diámetro de las partículas; para arena fina la velocidad debe ser de 0,14 mt/sg. Para arena gruesa, será de 0,21 mt/sg.

La longitud que debe tener el desarenador depende del peso de las partículas que se quieren eliminar.

CALCULO DEL DESARENADOR. - Tomando la velocidad de 0,20 mt/sg.

y con el caudal de 6 mt³/sg., se calcula la sección del desarenador a continuación:

$$S = Q/V = 6/0,20 = 30,00 \text{ mt}^2$$

Si la altura del tanque se impone en tres mt., el ancho es:

$$b = S/h = 30/3 = 10 \text{ mt.}^2$$

La velocidad de precipitación de las partículas se ha medido de 0,03 mt/sg. Este dato se ha tomado como un valor promedio de algunas mediciones realizadas.

que demora El tiempo que demorará el material para precipitarse, será:

$$t = h/V = 3/0,03 = 100 \text{ sg.}$$

Con este valor del tiempo y con el de la velocidad del agua, se obtendrá la longitud del tanque:

$$L = V \times t = 0,20 \times 100 = 20 \text{ mt.}$$

El volumen útil del desarenador, es:

$$\text{Vol.} = S \times L.$$

Siendo S = sección del desarenador = 30 mt², y L = 20 mt. = Longitud del mismo.

Reemplazando se obtiene el volumen según la fórmula ya indicada:

$$\text{Vol} = 30 \times 20 = 600 \text{ mt.}^3$$

El volumen sólido en suspensión, con relación al volumen de agua, se toma de 0,001. De acuerdo a los períodos de carga máxima y mínima durante el día, y que puede tomarse cada 12 horas, para hacer la limpieza, de tal manera que en este tiem-

po la cantidad de material sólido que se acumulará en el tanque, será de:

$$\text{Vol.} = 0,001 \times 6 \times 3.600 \times 12 = 260 \text{ mt}^3$$

Sumando este valor con el volumen del tanque, anteriormente encontrado, se tendrá el volumen total que deberá tener el tanque:

$$\text{Vt} = 600 \text{ } \} \text{ 260} = 860 \text{ mt.}^3$$

Con la sección del tanque de 30 mt^2 , la longitud de éste queda en:

$$L = \text{Vol.}/S = 860/30 = 29 \text{ mt.}$$

Con la experiencia se ha llegado a la conclusión de que el agua en movimiento ocasiona una turbulencia, la misma que retarda la precipitación del material que el agua lleva en suspensión, de tal manera que según esto, el sedimentador deberá tener una longitud mayor, por cuanto el tiempo que demoran las partículas en sedimentarse, también es mayor.

Según Gómez Navarro, esta velocidad de turbulencia está expresada por la fórmula:

$$W = \frac{V}{5,7 \text{ } \} \text{ 2,3 h}}$$

Siendo $V =$ velocidad del agua en el tanque $= 0,20 \text{ mt/sg.}$

$h = 3 \text{ mt.} =$ altura media del tanque.

Haciendo el reemplazo respectivo, se tendrá la velocidad de turbulencia:

$$W = \frac{0,20}{5,7 \text{ } \} \text{ (2,3 x 3)}} = 0,0159 \text{ mt./sg.}$$

La longitud mínima del desarenador, tomando en consideración estos valores que se han expedificado, es:

Depende del tamaño de las partículas

$$L = \text{ó mayor que } \frac{h \times V}{u - w}$$

En donde: $V = 0,20 \text{ mt/sg.}$

$\rightarrow u = 0,03 \text{ mt/sg.} = \text{Velocidad de precipitación de las partículas en aguas dormidas.}$

$w = 0,0159 \text{ mt/sg.} = \text{Velocidad de turbulencia.}$

Con estos valores, la longitud definitiva del tanque será:

$$L = \frac{3 \times 0,20}{0,03 - 0,0159} = 42,50 \text{ mt.}$$

Para mayor seguridad, se tomará esta longitud de 45 mt.

Las dimensiones que finalmente tendrá el desarenador, son las siguientes:

$b = 10,00 \text{ mt.} = \text{Ancho del desarenador.}$

$h = 3 \text{ mt.} = \text{Altura media del tanque.}$

$L = 45,00 \text{ mt.} = \text{Longitud total del sedimentador.}$

Para eliminar el material sedimentado con el gasto de una mínima cantidad de agua, y en el menor tiempo posible, se ha establecido que al tanque hay que darle una pendiente longitudinal de 5% y una pendiente transversal del 10%. La compuerta de fondo, estará ubicada en la parte más profunda del tanque, y sus dimensiones serán de dos mt. de ancho por dos de altura. El sistema de cálculo es el mismo que se hizo para la compuerta de la trampa de grava.

Big

El desarenador será construido de mampostería de piedra con mortero de cemento. Todos los detalles de esta obra están en el plano No. 10.

VERTEDERO LATERAL DE DEMASIAS DEL TANQUE.- Su objeto es eliminar el agua que sirve a las turbinas, ésto, en caso de que se produciría una obstrucción en una obra posterior al desarenador. Para este caso se emplea la fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} n \times b \times h \sqrt{2gh}$$

Datos:

$n = 0,63$ = Coeficiente de contracción.

$Q = 6 \text{ mt}^3/\text{sg}$

$g = 9,81 \text{ m}/\text{sg}^2$ = Aceleración de la gravedad.

Si $h = 0,20 \text{ mt}$. Valor que se impone, la longitud del vertedero, será:

$$b = \frac{6 \times 3}{2 \times 0,63 \times 0,20 \sqrt{19,62 \times 0,20}} = 36,00 \text{ mt.}$$

CALCULO DEL VERTEDERO DE DESAGUE.- El agua que sigue el paso del desarenador hacia el canal de aducción, lo hará a través de un vertedero de admisión superior de perfil redondeado, el que se lo hace con el objeto de no permitir el arrastre del material sólido que se halla en el fondo del tanque.

Su dimensionamiento se lo hará para una capacidad de $6 \text{ mt}^3/\text{sg}$ y según la siguiente expresión:

$$Q = n \times b (h-h_2) \sqrt{2g(h_2-k)} + \frac{2}{3} n_2 \times b \sqrt{2g} (h_2 + K)^{2/3} - K^{3/2}$$

Datos: $n_1 = 0,63$ = Coeficiente de contracción.

$n_2 = 0,83$ = Coeficiente de contracción para coronación redondeada.

$h - h_2$ = Desnivel entre la cresta del aliviadero y el nivel de aguas abajo.

h_2 = 0,10 mt. = Diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo.

$2/3 n_2 = 0,55$.

K = Altura hidrodinámica, valor que se desprecia por ser muy pequeño.

b = 9 mt = Longitud del vertedero.

g = 9,81 mt/sg² = Aceleración de la gravedad.

Reemplazando $\frac{2}{3}$ de los valores enumerados y despejando el valor de $h - h_2$, se obtiene:

$$h-h_2 = \frac{6 - (0,55 \times 9 \times 4,43 \times 0,03)}{0,63 \times 9 \times 1,40} = 0,69 \text{ mt. más o menos } 0,70 \text{ mt}$$

La altura desde la cresta del aliviadero al nivel de aguas arriba, será:

$$h = 0,10 + 0,70 = 0,80 \text{ mt.}$$

CANAL DE ADUCCION

CONSIDERACIONES GENERALES. - El canal de aducción es la obra de enlace entre el desarenador y el

tanque de presión. Sirve para el transporte de una cantidad de agua tal que abastecerá en este caso a las turbinas, si fuera necesario, para que éstas funcionen todo el tiempo a plena carga.

Conocidos el principio y el final del canal, claro está que la solución en línea recta es la que daría menos desarrollo y menos pérdida de salto. Pero esto casi nunca es posible por el aumento de costo que significaría el movimiento de tierras y las

obras de fábrica que habría que hacer para salvar los accidentes del terreno. Por ello hay que elegir una solución de mayor desarrollo que la recta, atendiendo a las siguientes consideraciones:

- a).- Debe buscarse una solución que represente la mayor economía, no sólo de construcción, sino de explotación.
- b).- Debe evitarse el cruzar terrenos permeables, que darían pérdidas grandes por filtración o exigirían un revestimiento del contorno bañado, cuando el canal tenga mucha longitud, y resultaría muy costoso el revestimiento.
- c).- Debe evitarse el cruzar terrenos corredizos, que darían inestabilidad al canal.
- d).- Debe procurarse llevar el canal en desmonte, al menos en la parte inferior de su perfil.
- e).- Debe alejarse el canal de los escarpes del río que pueden ser atacados por éste, y en caso de no ser posible, defender la margen del río.

Para elegir la mayor economía podría pensarse el que hubiese compensación entre los desmontes y terraplenes; pero aquí el canal en terraplén constituye un punto débil y exige cuidados de construcción para evitar filtraciones y corrimientos, y por ello debe apelarse a él en caso extremo.

Así pues, lo corriente es acoplar el canal a la línea de pendiente del terreno igual a la elegida para el canal, y mover el trazado lateralmente lo que convenga para que, yendo en desmonte casi siempre, proporcione un volumen lo más redu-

cido de movimiento de tierras y las obras de fábrica tengan buena ubicación y la menor importancia posible dentro de la conveniente sección de desagüe.

El adoptar una u otra ubicación para el perfil transversal, depende del costo, para lo cual será necesario hacer cálculos comparativos y teniendo en cuenta ventajas e inconvenientes, se decidirá en cada caso lo que más convenga.

REVESTIMIENTOS.- Los revestimientos de fábrica dan la mayor garantía de impermeabilidad. La fábrica puede ser, según los casos, los materiales disponibles, y la forma del perfil, de mampostería, hormigón en masa o armado.

Si los revestimientos se aplican sobre terrenos porosos y las tierras sobre que se apoya tienen un talud igual o inferior al natural de ellas, entonces no actuará aquel como muro de sostenimiento, y no habrá que hacer entrar en el cálculo el empuje de las tierras.

PENDIENTE.- Si partimos de una velocidad media límite, vemos por la fórmula que ésta se puede conseguir variando inversamente al radio hidráulico y la pendiente; es decir, que puede obtenerse con un radio hidráulico grande y pequeña pendiente, o con un radio hidráulico pequeño y gran pendiente. Así pues, cuando el canal ha de conducir gran caudal, la sección mojada es relativamente grande, grande será también el radio hidráulico y la pendiente será pequeña, para no obtener velocidades exageradas. En cambio para caudales pequeños, el radio hidráulico será escaso y la pendiente será relativamente

grande para tener velocidades medias corrientes.

FORMA DE LA SECCION TRANSVERSAL.- Al adoptar el perfil de contorno mínimo, el radio hidráulico será máximo y por lo tanto la velocidad será también máxima, y el perfil, el que menos excavación requiere para la sección estrictamente mojada.

El contorno mínimo para igual área, lo dará el semicírculo. Si se adopta el perfil rectangular, el contorno mínimo será el rectángulo de doble base que altura; y se adopta el perfil trapecial sin taludes quebrados, el contorno mínimo corresponderá a un semiexágono regular, es decir, que las paredes tendrán una inclinación de 60° .

Tanto la sección rectangular como la semiexagonal, no se podrían adoptar sin revestimiento en paredes de tierra, entonces hay que partir de un cierto talud el mismo que dependerá del ángulo de reposo de la tierra que lo forma.

La sección ideal teóricamente, desde el punto de vista hidráulico, para un canal, es la semicircular, pero no siendo aplicable en la práctica, por no sostenerse el terreno ni el hormigón en las zonas verticales, se emplean otras secciones que están formadas por dos rectas con talud igual al natural del terreno; esta es la sección ideal desde el punto de vista económico y también práctico para la ejecución mecánica.

Tiene gran interés para la economía de los revestimientos la uniformidad de las secciones tipo de canales, que deben quedar reducidos al menor número posible.

CANAL ABIERTO REVESTIDO (primer tramo).- Este tramo de canal

está ubicado antes del desarenador y tiene una longitud total de 102 mt.

Para que el material no se precipite es necesario que el agua en toda su longitud, tenga la suficiente velocidad, la misma que tampoco deberá ser excesiva, con el objeto de que no se destruyan las paredes del canal.

Una vez que el terreno sobre el que se asienta esta obra, es permeable, es necesario revestir el contorno mojado del canal, con lo que se tendrá también la ventaja de tener un coeficiente de rugosidad bajo, dando un ahorro en la sección de circulación de agua para igual pendiente. El revestimiento diseñado tiene un espesor de 0,25 mt. y se lo hará con mampostería de piedra y mortero de cemento.

Siendo el revestimiento de poco espesor y por estar el terreno formado de tierra compacta, se ha considerado suficiente dar a las paredes del canal un talud de 1:2 (relación de base a altura).

Por tratarse sólo de una pequeña longitud de canal, la pérdida de carga debida a la pendiente no tiene mayor importancia, además ésta se considera obligada, por cuanto la velocidad va fijada por la razón yacitada anteriormente.

El cálculo de la sección transversal, se lo ha hecho para este primer tramo, con un criterio económico, en el sentido de que se obtiene la mínima excavación, es decir un menor contorno mojado. Esto lo hago en razón de que la pendiente transversal del terreno es pequeña, resultando la excavación del perfil ligeramente mayor a la sección bañada.

Si $V = 1,5 \text{ mt/sg}$ = velocidad que se fija como conveniente para que no se precipiten los materiales.

$$Q = 6 \text{ mt}^3/\text{sg.} \equiv \text{Caudal a circular por el canal.}$$

La sección será luego:

$$S = Q/V = 6/1,5 = 4 \text{ mt}^2$$

Para el cálculo de la sección más económica, es necesario conocer el valor de la constante:

$$M = 2 \sqrt{1 + m^2} - m$$

En donde $m = \cotg. a$; siendo $a =$ ángulo que forma la inclinación del talud con la horizontal. Para el presente caso $\cotg a = 0,5$

Luego, el valor de la constante es:

$$M = 2 \sqrt{1 + 0,25} - 0,50 = 1,72$$

Para la sección más económica, el cálculo del calado de aguas se hace con la fórmula:

$$t = \sqrt{S/M} = \sqrt{4/1,72} = 1,51 \text{ mt.}$$

Siendo $S = 4 \text{ m}^2 =$ Sección mojada.

El perímetro mojado se encuentra según la siguiente expresión:

$$P = 2 \times t \times M$$

Reemplazando cada uno de los valores que son conocidos, se tiene:

$$P = 2 \times 1,51 \times 1,72 = 5,25 \text{ mt.}$$

La base inferior del trapecio es:

$$s = t (M-m) = 1,51 (1,72-0,5) = 1,88 \text{ mt.}$$

La base superior en correspondencia del calado de aguas, es:

$$b = t (M \div m) = 1,51 (1,72 \div 0,5) = 3,35 \text{ mt.}$$

Con este último valor quedan dados todos los elementos para la sección más económica del canal abierto revestido.

Para saber cuál es la pendiente del tramo, se debe encontrar el radio hidráulico, cuyo valor se representa por:

$$R = t/2 = 1,51 / 2 = 0,75 \text{ mt.}$$

El coeficiente de rugosidad para paredes y fondo de obra de mampostería toscamente pulida es $r = 0,46$. A base de este valor y del radio hidráulico, se obtendrá con la fórmula de Bazin el coeficiente C para el cálculo de la pendiente:

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{\sqrt{R} \div r} = \frac{87 \times \sqrt{0,75}}{\sqrt{0,75} \div 0,46} = 56,8$$

La pendiente está dada por:

$$i = \frac{V^{-2}}{C^{-2} \times R}$$

Como los datos son conocidos, sustituyendo se tiene:

$$i = \frac{1,5^{-2}}{56,8^{-2} \times 0,75} = 0,93 \text{ o/oo}$$

La pérdida de carga debida a la pendiente en este tramo, es:

$$hw = 0,93 \times 0,102 = 0,095 \text{ mt.}$$

BANQUETA.- El fin primordial de la banqueta es asegurar que el agua no se filtre u ocasione derrumbos en las partes débiles del canal. La primera condición tiene importancia para canales no revestidos. En este caso se ha diseñado la ban-

queta para el tráfico de vigilantes, el ancho de la parte superior es de 2 mt.

La altura de seguridad dejada entre el nivel del agua y el borde superior del canal, para el primer tramo, es de 0,50 mt.

TUNEL REVESTIDO.- El canal de aducción propiamente dicho, está ubicado entre el desarenador y el tanque de presión, entre las abscisas 0 + 176 y 7 + 493,91, con una longitud de 7.317,91 mt., dando en todo el recorrido una pérdida de carga de 4,30 mt.

Dentro del proyecto del canal, contamos con el trazo de túnel de 4.584 mt. y su diseño se ha hecho de acuerdo a normas aconsejadas para esta clase de obras, de tal manera que su construcción estará garantizada para tener la mayor seguridad y dentro de límites económicos.

La clase de tierra que posiblemente se tendrá para la excavación, será aproximadamente en la siguiente forma: 50% de conglomerado de mediana calidad y 50% entre tierra compacta y arena. Una de las razones fundamentales por la que se ha decidido hacer el canal en túnel, ha sido por ser gran parte del terreno muy escarpado, es decir, su pendiente transversal es demasiado fuerte; se apreciará este detalle en los planos. En otros sectores en cambio ha sido necesaria esta construcción para evitar terrenos corredizos, pues, al hacer canal abierto, éste estaría expuesto a continuas obstrucciones por deslaves que se producirían.

He creído conveniente revestir el túnel en toda su longitud debido a que los terrenos sobre los cuales éste se asentaría, son permeables. Con esta previsión la obra estará segura y la sección a excavar será menor para la misma pendiente. El revestimiento comprende en lo que se refiere a las paredes hasta 0,20 mt. más arriba del nivel de las aguas; y la bóveda deberá hacerse por el sistema de anillos con un revestimiento del 25% de su totalidad.

CALCULO DE LA SECCION.- Por ser que constituye el mayor porcentaje de canal en túnel, se ha tomado especial cuidado en el cálculo de la sección, ya que de esta previsión depende un ahorro que sería de repercusión en el costo total de la obra.

Contamos con la localización de cinco tramos separados de tunel para los cuales se ha diseñado una sola sección, con el mismo calado de aguas; esto, con el fin de evitar perturbaciones en las transiciones.

La sección más aconsejada para tunel es la rectangular, siendo las dimensiones mínimas para el ancho y el alto, las que vienen dadas con la comodidad para excavar. En este sentido la menor dimensión que se debe dar para el ancho es de 1,20 mt. y para el alto de 1,80 mt.

También se debe tener en cuenta para fijar una sección, el costo que ésta significaría según sus dimensiones, tanto para la excavación como para el revestimiento. De la misma manera hay que tomar en cuenta el valor que representa la pérdida de

carga en el canal debida a la pendiente y que equivale a kilowattios-hora.

Sobre este particular debo indicar que se han tomado varias secciones para cada una de las cuales se ha efectuado el presupuesto de gastos que representan, para un año. En esta forma se ha escogido la sección que más conviene económicamente y se le ha tomado como definitiva.

A continuación se expone el cálculo para dos secciones que son más o menos próximas en sus costos, una de las cuales es la que cuenta para el Proyecto.

Primer caso.

Se tiene como datos:

$Q = 6 \text{ mt}^3/\text{sg.}$ = Caudal máximo a circular en el canal.

$V = 1,3 \text{ mt}/\text{sg.}$ = Velocidad del agua en el tunel, y que es permisible por tener revestimiento.

$r = 0,46$ = Coeficiente de rugosidad, valor que se toma para canales con fondo y paredes de obra de fábrica toscamente pulida.

La sección que se obtiene es:

$$S = Q/V = \underline{6}/1,3 = 4,62 \text{ mt}^2$$

Si $h = 1,80$ = Calado de aguas, el ancho del tunel será:

$$b = S/h = 4,62/1,80 = 2,57 \text{ mt.}$$

Con datos que ya se conocen, se puede obtener el perímetro mojado:

$$P = 2h + b = 2 \times 1,80 + 2,57 = 6,17 \text{ mt.}$$

El radio hidráulico es:

$$R = S/P = 4,62/6,17 = 0,75 \text{ mt.}$$

Con este dato, y con $r = 0,46$; el coeficiente de Bazín será:

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{\sqrt{R} \rightarrow r} = \frac{87 \times \sqrt{0,75}}{\sqrt{0,75} \rightarrow 0,46} = 56,8$$

La pendiente para todo el tunel será:

$$i = \frac{V^{-2}}{C^{-2} \times R} = \frac{1,3^{-2}}{56,8^{-2} \times 0,75} = 0,70 \text{ o/oo}$$

NOTA.- Ver plano No. 11.

CALCULO DE LOS ALIVIADEROS.- Es necesario dejar en los canales una altura de seguridad, de tal manera que si se produce una obstrucción, el agua no debe verterse por su coronación sino por los aliviaderos, los mismos que se sitúan a distancia conveniente.

En esta forma se evita inundaciones y destrozos en los terrenos que están junto al canal.

En lo que corresponde al tunel, la altura que hay desde el nivel de agua al borde de la bóveda es de 1,08 mt. En el peor de los casos el agua no deberá llegar al borde superior del tunel, por lo que se toma la altura de resguardo de 0,90 mt.

Si el aliviadero tiene $h = 0,20$ mt., la longitud a la que deben estar los aliviaderos, siendo la pendiente 0,70 o/oo, será:

$$L = \frac{(0,90 - h) 1.000}{i} = \frac{(0,90 - 0,20) 1.000}{0,70} = 1.000 \text{ mt.}$$

Para el caso se ha procurado que la localización de cada aliviadero, coincida con que haya próximamente una quebrada

o cauce natural, de tal manera que el gasto que se haga en canales de desfogue no sea excesivo.

COSTO REPRESENTATIVO.- Como ya se dijo, es necesario que la sección que se diseña para el proyecto, debe ser la que menor costo represente. Siendo el número de variables de que se dispone, tan grande, convendrá hacer el estudio económico, procediendo por tanteos, con varias secciones elegidas de acuerdo con las consideraciones requeridas y determinando la pendiente que se precisa para que pueda conducir el caudal deseado, siempre que quede la velocidad comprendida dentro de los límites admisibles. Para cada sección se calculará el coste del canal A y la pérdida anual de energía dada por:

$$P = 9,8 \times n \times l \times t \times Q \times i \times s$$

Siendo n el rendimiento de conjunto, l = longitud del tramo, se tendrá para un km. Q = el caudal en $mt^3/sg.$, t = el número de horas en el año; i, la pendiente del canal por cada Km; s, el costo del Kw-h. Llamando b a la proporción de gastos de interés y amortización del capital, conservación, explotación, etc., Será la sección más económica, aquella para la que sea menor el valor de:

$$C = A \cdot b + (9,8 \times n \times i \times s \times Q \times l \times t$$

Para el cálculo se valorarán los datos expuestos en la siguiente forma:

A = Costo total por excavación, revestimiento, se tomará para un Km. de canal.

b = Proporción de gastos en el año, tomada en la siguiente for-

ma:

- 1).- 10% de interés anual sobre el capital inicial.
- 2).- 1% de financiación del capital por comisiones, corretajes de bancos o instituciones particulares.
- 3).- 7% por gastos de operación, como son sueldos, aportes a las instituciones de Seguro Social o sea, gastos administrativos.
- 4).- 2% por mantenimiento.
- 5).- 1,78% por depreciación de toda la obra, inclusive obra hidráulica y maquinaria. Esta depreciación se toma en tiempo de vida de la instalación de 30 años.
- 6).- 1% por modernización de los equipos.
- 7).- 0,5% por seguros de instalación.
- 8).- 0,5% por gastos imprevistos y varios.

Estos valores nos dan un porcentaje total de 23,78.

$n = 0,60$, se tomará este valor como rendimiento total tanto de la turbina, generador, transformadores de elevación, etc.

$i = 0,70$ o/oo, pendiente del canal.

$l = 1.000$ mt., longitud del tramo.

$Q = 6$ mt³/sg.

$a = 0,30$, valor que se supone como el costo del Kw-h

$f = 0,60$, factor de carga, dato que también se supone.

El costo A por Km de canal es:

Excavación. 1.000 mt. a 9,38 mt³/mt. son:

9.380 mt³ a razón de \$/ 20,00m³ son ... \$/ 187.600

REVESTIM.- 1.000 mt a 2,01 mt³/mt. son:

2.010 mt³ a razón de \$/250,00m³, son.. " 502.500

Costo total A \$/ 690.100,00

*demasiado
altos*

6

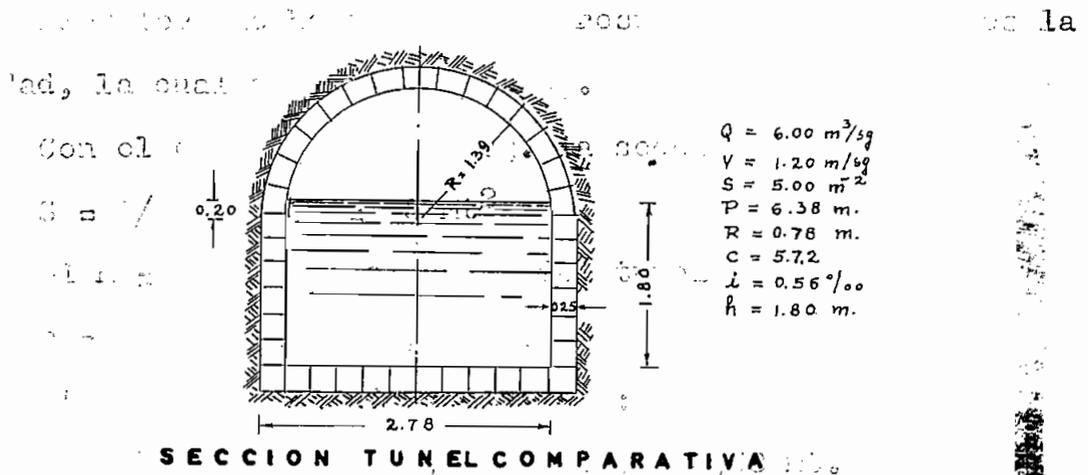
Tomando en consideración el porcentaje de gastos en el año y la pérdida de Kw-h debido a la pendiente, también en un año, el valor total que representaría por km. de canal, de acuerdo a los datos que se conocen, se tiene:

$$C = 690.100 \times 0,237 \div (9,8 \times 6 \times 0,6 \times 0,6 \times 0,3 \times 0,7 \times 8,760) =$$

$$C = S/ 202.536 / \text{Km./año.}$$

Segundo caso.- De otras secciones tomadas ésta es la que más se aproxima en el costo al caso anterior.

Las características de su diseño son las siguientes:



El radio hidráulico es:

$$R = S/P = 5/6,38 = 0,78 \text{ mt.}$$

Siendo la rugosidad $r = 0,46$, el coeficiente C será:

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{r} = \frac{87 \times \sqrt{0,78}}{0,46} = 57,2$$

Según este valor la pendiente que se le deberá dar a la solera del tunel será:

$$i = \frac{V^{-2}}{C^{-2} \cdot R} = \frac{1,2^{-2}}{57,2^{-2} \times 0,78} = 0,56 \text{ ‰}$$

La altura de resguardo, para esta sección es también

de 0,90 mt. como en el caso anterior.

COSTO REPRESENTATIVO.-

Excav. 1.000 mt. a 10,31 mt³/mt. son:

10.310 mt³ a razón de \$/ 250,00 c/m, son: \$/ 206.200

REVESTI. 1.000 mt. a 2,09 mt³/mt, son:

2.090 mt³ a razón de \$/ 250,00 c/m, son: " 522.500

Costo A por Km \$/ 728.700

Tomando en cuenta la proporción de gastos de interés,

etc. y tomando en consideración la pérdida de Kw-h debido a

la pendiente para esta sección, se tendrá el costo:

$C = 728.700 \times 0,237 + (9,8 \times 6 \times 0,6 \times 0,6 \times 0,56 \times 0,3 \times 8.760)$

$C = 172.702 + 31.200 = 203.902 \text{ Km/año.}$

Esta cantidad nos da una diferencia en su valor total para Km. de canal, y en un año, con respecto al tunel que será el Proyecto, de \$/ 1.366,00 en exceso, por lo que el caso anterior se ha tomado como que es más conveniente.

CANAL ABIERTO REVESTIDO.- De acuerdo al trazo hecho para canal

abierto revestido, éste tiene una longitud total de 2.733,64 mt. El terreno sobre el que éste se asentaría es en su totalidad permeable, por ser arenoso, razón por la que se le debe dotar al canal de revestimiento.

En cuanto a la topografía, se apreciará en los planos, que en la faja que corresponde al canal, la pendiente transversal es suave, fluctuando ésta entre 10 y 30%. Estas características nos dan una idea de la ventaja con que se cuenta para la construcción de esta clase de canal, por las razones de que no estará expuesto a derrumbos y tampoco se tendrá un costo ma-

Handwritten mark: a vertical line with a bracket above it and some scribbles.

Handwritten note: "El calculo de los valores me es suficiente"

Redacción
por por excavación, debido esta última a que habría que proteger el canal de los fuertes taludes.

El calado de aguas, según la sección de canal abierto elegida es de 1,80 mt., que equivale al mismo que tiene el túnel por lo que no habrá perturbación en las transiciones.

El canal abierto atraviesa a lo largo y a pocos metros de la población de Puela, al mismo tiempo que corre paralelo al carretero Riobamba-Baños, en una longitud de aproximadamente 2,5 Km. Esta es una circunstancia favorable tanto para la construcción de la obra, como para el servicio que podría prestar esta vía para el mantenimiento.

CALCULO DE LA SECCION.- En la misma forma que se hizo el cálculo de la sección en túnel, se ha procedido a hacerlo para este caso, es decir, un cálculo económico comparativo.

La forma de sección que más conviene para canales a cielo abierto, es la trapezoidal, cuyo talud de las paredes depende de la constitución del terreno sobre el que se asienta, siempre y cuando el revestimiento no sea calculado como muro de sostenimiento. Se ha creído conveniente por las razones expuestas dar al talud la relación de 2:5 (relación de base a altura).

El caso definitivo para la sección trapezoidal de canal en cielo abierto, es la siguiente:

Con un caudal de $6 \text{ mt}^3/\text{sg.}$, la velocidad de $1,10 \text{ mt}/\text{sg.}$ y la $\text{cotg } a = 0,40$, siendo $a =$ Angulo que forma el talud de

las paredes con la horizontal, la sección será:

$$S = Q/V = 6/1,10 = 5,45 \text{ mt}^2$$

La sección más económica está dada por las siguientes fórmulas las mismas que representan a cada uno de los elementos que la componen. Antes necesitamos conocer el siguiente valor:

$$M = 2 \sqrt{1 + m^2} - m = 2 \sqrt{2 + 0,4^2} - 0,4 = 1,74$$

El calado de aguas se encontrará con la expresión:

$$t = \sqrt{S/M} = \sqrt{5,45/1,74} = 1,77 \text{ mt.}$$

En donde: $S = 5,45 \text{ m}^2 =$ Sección mojada.

El perímetro mojado para la sección más económica es:

$$P = 2 \times t \times M = 2 \times 1,77 \times 1,74 = 6,17 \text{ mt.}$$

La base inferior del trapecio, expresado por s , será:

$$s = t (M - m) = 1,77 (1,74 - 0,40) = 2,37 \text{ mt.}$$

La base superior del trapecio es:

$$b = t (M + m) = 1,77 (1,74 + 0,40) = 3,78 \text{ mt.}$$

El radio hidráulico para la sección más económica deberá ser de un valor:

$$R = t/2 = 1,77/2 = 0,88 \text{ mt.}$$

Siendo el coeficiente de rugosidad de 0,46, el coeficiente de Bazín es:

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{\sqrt{R} + r} = \frac{87 \times \sqrt{0,88}}{\sqrt{0,88} + 0,46} = 58,4$$

Como todos los valores que entran en el cálculo de la pendiente, son conocidos, luego reemplazando éstos en la fórmula respectiva, se tendrá:

$$i = \frac{V^{-2}}{C^{-2} \times R} = \frac{1,10^{-2}}{58,4^{-2} \times 0,88} = 0,40 \text{ o/oo}$$

Con el fin de darle un mismo calado de aguas tanto al tunel como al canal abierto, se aumentará 3 cm. al calado obtenido, con lo que materialmente no variará el costo de la sección.

Con este cambio, las otras dimensiones de la sección serán:

Base inferior del trapecio:

$$s = \frac{(S - h^{-2}) \times \cotg. a}{h} = \frac{(5,45 - 1,80^{-2}) \times 0,4}{1,80} = 2,30 \text{ mt.}$$

El perímetro mojado es:

$$P = 1,94 \times 2 + 2,30 = 6,18 \text{ mt.}$$

El radio hidráulico será:

$$R = S/P = 5,45 / 6,18 = 0,88 \text{ mt.}$$

Como se tiene el mismo radio hidráulico que para el caso anterior y como los otros valores que se emplean en la fórmula de Bazín, también son los mismos, la pendiente será también la misma, luego:

$$i = 0,40 \text{ o/oo}$$

El costo por Km. de canal teniendo en cuenta el perfil transversal del terreno, banquetas, talud, etc., será el siguiente:

<u>Excav.</u>	1.000 mt. a 9,75 mt ³ /mt. son:	
	9.750 mt ³ a razón de \$/ 7,00 % son.....	..\$/ 68.250
<u>Revest.</u>	1.000 mt. a 1,83 mt ³ /mt. son:	
	Pasan	<u>..\$/ 68.250</u>

Vienen	\$/	68.250
1.830 mt ³ a razón de \$/ 240,00 %,	son ... "	439.200
<u>Relleno banquetas.-</u> 1.000 mt a 0,76 mt ³ /mt.son:		
760 mt ³ a razón de \$/ 15%	son. "	<u>11.400</u>
Costo A por año	\$/	518.500

Según como se hizo para el tunel, también se lo hará para canal abierto, es decir, tomando en consideración el costo por excavación, revestimiento y la pérdida de Kw-h debido a la pendiente, lo mismo que un estudio económico comparativo.

Si $b = 0,237$ = porcentaje de gastos en el año, la pendiente = 0,40 o/oo, y siendo los demás valores los mismos que entraron en el cálculo del tunel y haciendo el reemplazo en la fórmula que expresa el costo por Km. de canal y por año, se tendrá:

$$C = 518.550 \times 0,237 + (9,8 \times 6 \times 0,6 \times 0,4 \times 0,6 \times 0,3 \times 8.760) =$$
$$C = 122.967 + 22.252 = \$145.219 / \text{Km/año.}$$

Este es el caso más económico y conveniente de acuerdo a todos los datos expuestos, y es la razón por la que se ha escogido esta sección como definitiva para el Proyecto. Las características de esta sección se señalan en los planos de secciones tipo para canales.

De acuerdo a los diferentes cálculos hechos por este sistema para otras secciones, la que más se aproxima en el costo, es la que se expone a continuación:

Caso comparativo.- A base del mismo sistema de cálculo que se hizo para el caso anteriormente expuesto;

para éste, se han obtenido los datos, variando la velocidad, cuyo valor es:

$$V = 1 \text{ m/sg.}$$

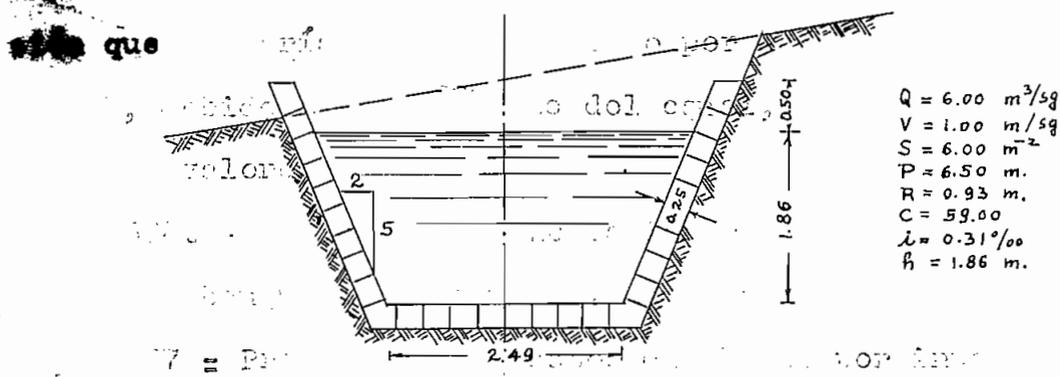
Con el gasto: $Q = 6 \text{ m}^3/\text{sg.}$; la sección de circulación de agua es:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{6}{1} = 6 \text{ m}^2$$

Los demás valores y características hidráulicas para

este caso, son los siguientes:

SECCION COMPARATIVA CANAL ABIERTO REVESTIDO



tización, etc.

$p = S/ 17.245 =$ Es la pérdida que representa su equivalencia en Kw-h, debido a la pendiente del canal, por cada kilómetro de longitud y por cada año.

El costo total para la sección diseñada, será:

$$C = Ab \cdot p = (573.400 \times 0.237) \cdot 17.245$$

$$C = S/ 153.141/\text{km/año.}$$

Como se observa, este valor es algo mayor que el que representa a la sección tomada como tipo para canal abierto revestido.

Según expresa las cantidades de costo para las dos secciones, la más conveniente es la que corresponde a la sección anterior y es ésta la que consta como definitiva para el Proyecto.

Aliviaderos.- La altura de resguardo que se ha tomado para canal abierto es de 0,50 mt.; si $h = 0,20$ mt., la longitud a la que deberán estar separados cada uno, será:

$$L = \frac{(H - h)}{i} \times 1.000 = \frac{(0,50 - 0,20)}{0,40} 1.000 = 750 \text{ mt.}$$

BANQUETA.- Como se apreciará en el dibujo de la sección tipo de canal abierto revestido, en la totalidad de su longitud, se ha dejado una banqueta de dos mt. de ancho, dimensión que se considera suficiente para el tráfico de vigilantes. La banqueta será necesario hacer una parte en relleno con un volumen promedio de $0,70 \text{ mt}^3/\text{mt}$. Es necesario que la compactación se la haga en buena forma con el fin de que el canal esté bien asegurado para que no hayan filtraciones como también para evitar los derrumbos.

El talud para el relleno, de la banqueta, se ha fijado de 1:1.

PASOS DE QUEBRADA.- Encontramos cinco pasos de quebrada en todo el trayecto del canal; todos estos pasos se pueden salvar con rellenos, por cuanto estos accidentes no son de mayor importancia.

Se debe evitar a todo trance las posibles filtraciones para lo que se hace necesario que la consolidación de los materiales sea bien hecha, de lo contrario, podría destruirse el

relleno.

El volumen total que se ha calculado para el relleno es de 12.559 mt³.

La clase de revestimiento que será necesario hacer para estos pequeños tramos, será revestimiento filtro y superestructura.

En cuanto a las alcantarillas, serán necesarias para dar paso a las aguas de estas quebradas, en correspondencia del relleno, cabe decir que: Dada la circunstancia de que aún, en tiempo de invierno, la cantidad de agua circulante, es pequeña, será suficiente para el efecto dotar de tubos de cemento de 800 mm de diámetro.

TANQUE DE PRESION

LOCALIZACION, CALCULO Y DISEÑO.- Luego de finalizar el trazo de canal de aducción, en la abscisa 7 + 493,91, encontramos finalmente el tanque de presión, con una cota del nivel de carga de 994,28 mt.

Debido a la imposibilidad de poder formar una sola alineación entre el canal y la tubería de presión, como es aconsejable, por esta razón sólo ha sido posible formar ambas alineaciones con una deflexión de 90°, lo que se puede apreciar en el plano No. 12.

El diseño del tanque ha sido hecho de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- 1).- Se debe colocar un cierre en el origen de la tubería de presión para aislar ésta a voluntad, de modo que pueda efectuarse cualquier reparación en las obras posteriores.
- 2).- Si el cierre de la tubería es hermético, hay que dispo-

ner de una tubería de ventilación para que no se forme el vacío y haya el consiguiente aplastamiento de la tubería de presión.

- 3).- Al cerrar la admisión del agua a la tubería, es necesario que haya un vertedero lateral en el tanque, capaz de desfogar todo el caudal que ha de servir a las turbinas.
- 4).- Es necesario colocar compuertas de fondo para dar paso a las aguas que han de arrastrar el material sólido, el que se precipita en el fondo del tanque.
- 5).- Para evitar el paso del material flotante a las turbinas, se debe colocar en la cámara de presión una rejilla fina.
- 6).- Conviene dar a la entrada de la tubería una forma abocinada, para evitar una mayor contracción y la formación de remolinos. Para esto conviene dar una sección mayor en un 20% a la embocadura, que el diámetro normal de la tubería.
- 7).- Con el fin de evitar la caída de cuerpos nocivos para las turbinas, se debe cubrir el tanque después de la rejilla.
- 8).- A la rejilla se le debe dar una inclinación tal, que se facilite la limpieza y ésta depende de la forma como se lo haga. Siendo a mano, se le dará una inclinación de 60°.
- 9).- La relación del espesor de las platinas de la rejilla, sobre la luz entre éstas, no será de un porcentaje excesivo, por cuanto aumentará la pérdida de carga por el incremento que tendrá la velocidad.

Para el diseño del tanque de presión, se seguirá en

lo posible estas normas, ya que éstas son casi de criterio general.

CALCULO DEL TANQUE DE PRESION.- En cuanto a la capacidad que debe tener el tanque de presión, nos ajustaremos a satisfacer la condición económica, como también se preverá la mayor seguridad.

El principal concepto que nos rige para darle al tanque tal o cual volumen, es que hay que abastecer a las turbinas con sólo su capacidad en un tiempo más o menos durable, éste depende de la importancia de la Central generadora, como de la clase de consumidores de la energía. Es decir, según esto, se podría o no interrumpir el servicio. También depende la capacidad que se le pueda dar al tanque de las condiciones económicas de que se pueda disponer.

Para este caso he previsto un tiempo de reserva de 50 sg. para abastecer a las turbinas a plena carga, que con el gasto de $6 \text{ mt}^3/\text{sg}$. nos dará un volumen para el tanque de:

$$\text{Vol.} = Q \times t = 6 \times 50 = 300 \text{ mt}^3$$

Siendo la altura del tanque de: $h = 3 \text{ mt.}$, y 6 mt. el ancho del tanque, la longitud será:

$$L = \text{Vol.} / S = \frac{300}{3 \times 6} = 300/18 = 16 \text{ mt.}$$

Definitivamente el tanque tendrá las dimensiones:

$h = 3$, altura del tanque.

$b = 6 \text{ mt.}$ = Ancho de la cámara.

$L = 16 \text{ mt.}$ = Longitud del tanque.

VERTEDERO DE CONTROL.- Por este vertedero se debe eliminar el

agua que ha venido en demasía hacia el tanque de presión y su diseño se ha hecho con una capacidad para desalojar todos los 6 mt³/.

Las aguas van a dar con un canal de desfogue, localizado a un costado del tanque, el mismo que tiene una pendiente de 10%.

El cálculo de las dimensiones del vertedero, se lo hace a base de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{2}{3} n \times b \times h \sqrt{2gh}$$

Se tienen los datos:

$Q = 6 \text{ mt}^3/\text{sg.} =$ Caudal máximo a desaguarse.

$n = 0,80 =$ Coeficiente de contracción, por tratarse de vertedero de perfil redondeado.

$g = 9.81 \text{ mt}/\text{sg}^2 =$ Aceleración de la gravedad.

$h = 0,30 \text{ mt.} =$ Valor que me impongo para la altura de la lámina.

Despejando el valor de b , y sustituyendo cada uno de los valores conocidos, la longitud del vertedero será:

$$b = \frac{3 \times 6}{2 \times 0,80 \times 0,30 / \sqrt{19,62 \times 0,30}} = 15,40 \text{ mt.}$$

Esta longitud del vertedero, se adapta a la forma del tanque como se puede apreciar en el plano No. 12.

CALCULO DE LA REJILLA FINA.- En la cámara de presión, se precisa de la colocación de una rejilla fina, con el objeto de cortar el paso de los cuerpos flotantes, de esta manera se evita el deterioro de las turbinas.

La rejilla está compuesta de platinas de hierro, las que tienen las siguientes dimensiones:

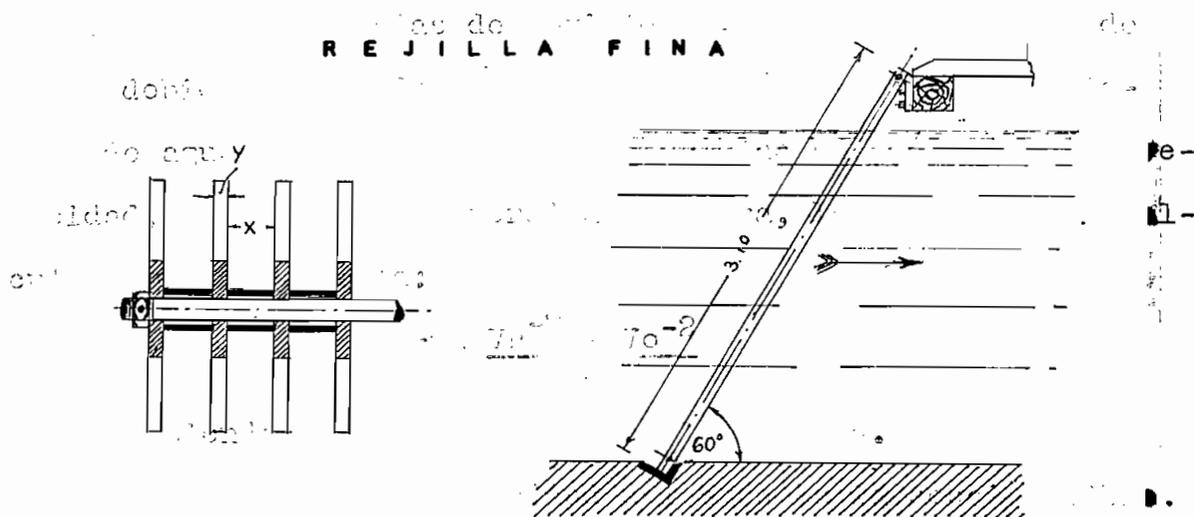
Y = 8 mm. = Espesor de la platina.

a = 2" = Ancho de la platina en el sentido de la circulación del agua.

L = 3,10 mt. = Longitud de la platina.

X = 25 mm. = Distancia entre cada platina.

El empleo de estas rejillas dentro de cauces de agua,



$\epsilon = 1,01 \text{ m/sg}^2$ aceleración de la gravedad.

El porcentaje útil de la sección será:

$$S = \frac{25 \times 100}{25 + 8} = 76\%$$

Siendo la sección de la rejilla la siguiente:

$$S_r = 3 \times 4 \times 0,76 = 9,10 \text{ mt}^2$$

La velocidad en la rejilla será:

$$V_r = Q/S_r = 6/9,10 = 0,60 \text{ mt/sg.}$$

La velocidad del agua sin la rejilla sería:

$$V_o = Q/S_o = 6/12 = 0,50 \text{ mt/sg.}$$

Reemplazando cada uno de los valores encontrados para las velocidades, se tendrá una pérdida de carga de:

$$H_w = \frac{0,66^{-2} - 0,50^{-2}}{19,62} = 0,01 \text{ mt.}$$

Esta pérdida se observa que es pequeña por cuanto las velocidades también son pequeñas.

Con velocidades que pasen de 0,75 mt/sg., en la rejilla, se origina dificultades en la limpieza, por cuanto las basuras se la adhieren fuertemente. El ángulo que se ha fijado para la inclinación de la rejilla es de 60°.

El elemento que se está tratando, se apoyará en la parte inferior en una pieza de hierro ángulo y en la parte superior en una viga de madera, como se verá en la figura.

Esta disposición se ha hecho para que se pueda sacar a voluntad.

A continuación de la rejilla, se cubrirá el tanque con una losa de hormigón la misma que se dobla hacia abajo para servir de apoyo a la compuerta que va colocada antes de la tubería de presión.

CALCULO DEL MURO DEL TANQUE DE PRESION.- El muro debe estar diseñado para que pueda soportar la presión de las aguas, y se mantendrá estable en virtud de su propio peso.

El diagrama de presiones está representado por un triángulo rectángulo, cuyos catetos son iguales, y equivalen a la altura de agua del depósito, en este caso será de tres metros.

El empuje está representado por el volumen de agua que encierra el triángulo, tomando un metro de ancho, multiplicado por la densidad del líquido, que para el presente caso es:

$$p = 1.000 \text{ Kg/mt}^3.$$

Luego se tendrá:

$$E = \frac{3 \times 3}{2} \times 1.000 = 4.500 \text{ Kg.}$$

Para diseñar el muro, se tienen los siguientes datos:

P = Peso que deberá tener el muro por metro de longitud.

$p = 2.300 \text{ Kg/mt}^3$ = Peso específico de la mampostería.

h = 3 mt. = Altura del muro.

bl = 0,50 mt. = Ancho de la base superior del muro.

b = Ancho del muro de la parte inferior, no se conoce.

Luego el peso por metro de muro estará representado por la fórmula:

$$P = \frac{b + 0,50}{2} \times 3 \times 2.300 \quad 1)$$

COMPROBACION AL DESLIZAMIENTO. - La condición para que el muro no se deslice es:

f = o menor que E/P, en donde:

E = 4.500 Kg. = Empuje de las aguas por cada metro.

f = 0,70 = Coeficiente de rozamiento.

P = Peso que deberá tener el muro para cada metro de longitud. Este valor no se conoce y está dado por la fórmula 1)

El peso que debería tener el muro para no deslizarse, será:

$$P = E/f = \frac{4.500}{0,70} = 6.430 \text{ Kg.}$$

Con un factor de seguridad de 1,3; el peso deberá ser:

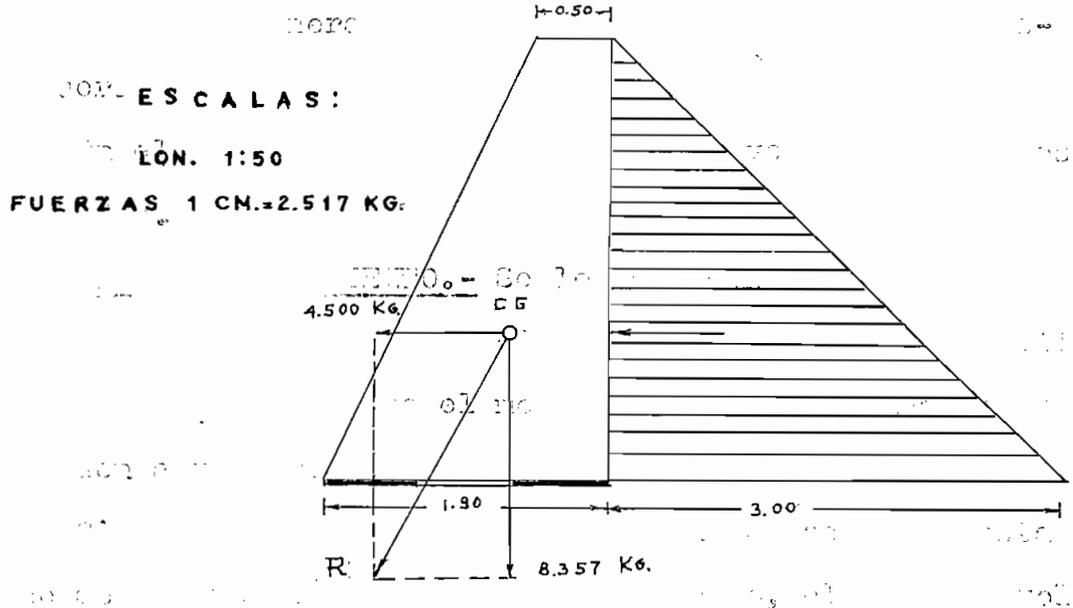
$$P = 1,3 \times 6.430 = 8.357 \text{ Kg.}$$

En la fórmula 1) se tiene como incógnita b, luego despejando ésta se tendrá:

$$b = \frac{8.357 \times 2}{6.500} - 0,50 = 1,90 \text{ mt.}$$

También como condición debe cumplirse que la resultan-

DIAGRAMA DE ESFUERZOS DEL MURO DEL T. DE P.



ador, será:

$$M_v = E \times b = 4.500 \times 1.00 = 4.500 \text{ Kgm.}$$

Como el brazo desde el punto que actúa la fuerza P del peso del muro es de 1,23 mt; el momento estabilizador será:

$$M_e = P \times b' = 8.357 \times 1,23 = 10.280 \text{ Kgm.}$$

El factor de seguridad para que el muro no se vuelque será de:

$$K = \frac{10.280}{4.500} = 2,3. \text{ Luego está seguro.}$$

Las dimensiones para que el muro esté seguro, serán:

$$b' = 0,50 \text{ mt.} = \text{Base superior del muro}$$

$$b = 1,90 \text{ mt.} = \text{Base inferior del muro.}$$

$$h = 3,00 \text{ mt.} = \text{Altura del muro.}$$

Construcción: Mampostería de piedra con mortero de cemento

CALCULO ESTIMATIVO DE LA OBRA HIDRAULICA DEL PROYECTO PUELA

Precios unitarios.- Los precios unitarios que a continuación se exponen, han sido tomados de acuerdo a los establecidos por la Empresa de Electrificación Chimborazo.

Se supone que estos precios para el caso de llevarse a cabo el Proyecto Puela, casi serán los mismos.

Excavación a cielo abierto de tierra suave	S/	7,00/mt ³
Excavación en tunel de conglomerado suave	"	20,00/mt ³
Revestimiento con mampostería de piedra con mortero de cemento en cielo abierto	"	240,00/mt ³
Revestimiento en tunel con mampostería de piedra y mortero de cemento	"	250,00/mt ³
Consolidación de rellenos (tierra)	"	15,00/mt ³
Revestimiento en rellenos con filtro, estructura y superestructura	"	300,00/mt ³
Hormigón armado	"	1.100,00/mt ³

Costo de la obra hidráulica.

Caudal permanente 6 mt³/sg.

Tunel revestido:

Excav. (Congl.) 4.458 mt a 9,38 mt ³ /mt.son:		
41.823,26 mt ³ a razón de \$/ 20,00 c/u, son...	\$/	836.465,00
Reves.(M.P.)- 4.458 mt. a 2,01 mt ³ /mt.son.		
8.962 mt ³ / a razón de \$/ 250,00 c/u, son ...	"	2'240.500,00
Rell.(cons.tierra).10.159,72 mt ³ a \$/ 15,00		
c/u, son	"	152.395,00
Rev. (FE i SE).- 125,50 mt ³ a 2,10 mt ³ /mt.		
son; 263,55 mt ³ a razón de \$/ 300,00 c/u,son	"	79.065,00

Canal abierto revestido:

Exc. (tierra suave).-2.704,14 mt. a 9,75 mt ³ /mt		
son: 26.365 mt ³ . a razón de \$/ 7,00 c/u	\$/	184.555,00
Rev. (M.P.) 2.704,14 mt. a 1,83 mt ³ /mt.son:		
4.948 mt ³ a razón de \$/ 240,00 c/u, son	"	1'187.420,00
Rell.(cons.tier).4.455 mt ³ a \$/ 15,00 c/u,son	"	66.825,00
Rev.(F-E y S-E) 29,50 mt ³ a 1.83 mt ³ /mt.son:		
53,98 mt ³ a razón de \$/ 300,00 c/u, son	"	16.200,00

Canal abierto revestido (Tramo 102 mt.):

Excav. (Tierra). 102 mt. @ 27,96 mt ³ /mt.son:		
2.852 mt ³ a razón de \$/ 7,00 c/u, son		19.964,00
Reves. (M-P.) 102 mt. a 1,70 mt ³ /mt. son:		
173 mt ³ a razón de \$/ 240,00 c/u, son		41.416,00

SUMAN \$/ 4'824.805,00

OBRAS DE ARTE

(COSTO POR EXCAVACION Y REVESTIMIENTO)

Bocatoma y trampa de grava	S/	263.420,00
Tanque de sedimentación	"	206.274,00
Tanque de presión	"	163.964,00
Aliviaderos	"	<u>41.416,00</u>
TOTAL	S/	5'778.453,00
Más 5% de imprevistos	"	<u>288.922,00</u>
SUMAN	S/	6'067.375,00

Materiales de cotización en dólares.

Nueve (9) compuertas de varios

tamaños \$/ 3.400,00

Una (1) reja gruesa(para el

bocal) \$ 130,00

Una (1) rejilla fina \$ 250,00

\$ 3.780,00

A razón de S/ 15,15/dól. son S/ 57.267,00

Más anterior "6'067.375,00

Total costo obra hidráulica S/ 6'124.642,00

El valor final que se ha obtenido para el Proyecto Puela, corresponde a la obra hidráulica, desde la bocatoma hasta el tanque de presión.

En vista de que el Proyecto no me toca realizar en forma completa, no ha sido posible hacer un presupuesto global de la obra, razón por la que no se podrá apreciar en forma clara la bondad de este Proyecto.

De todos modos, la cifra que expresa el costo de las obras por mí proyectadas, no es exagerado; más aún, si se considera que tanto en la provincia de Chimborazo como en la de Tungurahua hay cierta escasez de recursos que puedan explotarse a un bajo costo, razón por la que se hace más factible el realizarse el Proyecto que se ha tratado.

B I B L I O G R A F I A

SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE del Ing.

José Luis Gómez Navarro.

HIDRAULICA PRACTICA del Ing.

Antonio G. Soares Branco.

HIDRAULIS OF OPEN CHANNELS por

Boris A. Bakhmeteff.

HIDRO-ELECTRIC HAND-BOOK por

William Creager.

PROBLEMAS DE HIDRAULICA APLICADA por

Otto Streck.

HAND-BOOK OF HIDRAULICS por

H.W. King.

CONSTRUCCIONES CIVILES por

C. Levy.

HIDRAULICA AGRICOLA por

Juan L. Raggio.

CURSO DE HIDRAULICA DICTADO EN LA ESCUELA POLITECNICA por

Ing. Vicente Jácome.

CURSO DE PROYECTOS DE HIDRAULICA DICTADO EN LA ESCUELA
POLITECNICA por

Ing. Dimitre Kakabadse.

CURSO DE HIDRAULICA DICTADO EN LA ESCUELA POLITECNICA por.

Tte. Cnel. Marcos Gándara.

MANUAL DEL INGENIERO Y DEL ARQUITECTO, por

M.Foerster.