

TESIS DE GRADO PREVIA A
LA OBTENCION DEL TITULO
DE INGENIERO EN LA ESPE
CIALIZACION DE ELECTRO-
TECNIA DE LA ESCUELA PO
LITECNICA NACIONAL.

ELECTROTECNIA

ESPECIALIZACION

Juan C. Cruz Vela

1966

1966

INDICE DE MATERIAS

Introducción	I
Generalidades del Proyecto	II
Justificación del Proyecto	III
Capítulo I	
Estudios Preliminares	
Trabajos de campo y oficina considerado el proyecto global	1
Estudios hidrológicos	3
Estudios Definitivos	
Trabajos de campo	4
Trabajos de Oficina	6
Hidrología	
Generalidades	6
Hidrología superficial	7
Hidrometría	8
Registro de caudales	9
Diagrama	9
Curva de caudales o de descarga	11
Hidrología Aplicada	
Diagrama cronológico de caudales	14
Curva de duración de caudales	14
Curva de caudales medidos utilizables	15
Característica hidrológica	15

Capítulo I

Obras de Conducción	
Generalidades	18
Sección tipo túnel	19
Obra especial de desagüe en la quebrada San Agustín	21
Cálculo del vertedero	22
Cálculo del canal lateral	23
Cálculo de la compuerta lateral de fondo y canal de descarga al paase	30
Cálculo de la cuneta de coronación	34
Sección tipo para revestimiento de la acequia Tarouco	35
Obras especiales para el aprovechamiento hidroeléctrico, Desahogado	
Generalidades	37
Cálculos hidráulicos	38
Compuerta de entrada	38
Transición	38
Deposito de sedimentación	41
Compuerta de fondo y canal de descarga de sedimentos	47
Vertedero de paso al tanque de presión	51
Canal de paso directo	53
Compuerta de entrada al canal de paso directo	54
Cálculos estructurales	55
Subdrenaje	61

Tanque de Presión	
Generalidades	65
Cálculos hidráulicos	65
Depósito	68
Rejilla de paso a la tubería	67
Vertedero de accesos	71
Compuerta de descarga	71
Compuerta de admisión a la tubería de presión	73
Cálculos estructurales	73
Tubería de Presión	
Generalidades	96
Diseño hidráulico	97
Número de tuberías	97
Diámetro de la tubería	98
Determinación del diámetro más económico	99
Formulas y valores empleados en el cálculo	100
Estudio de las pérdidas de carga	104
Estudio del golpe de ariete	112
Cálculo del golpe de ariete	114
Diseño mecánico	118
Cálculo de los bloques de apoyo	119
Cálculo de los bloques de anclaje	126
Obra de paso directo y de desagüe para desarenador y tanque de presión	134
Vertedero de paso al canal de conexión	140
Compuerta de descarga de fondo	141

Especificaciones generales del grupo turbina- generador	143
Potencias que se pueden obtener del sistema	143
Asociación de las máquinas hidráulicas	144
Datos de la turbina	150
Datos del generador	151
Operación de compuertas	
Generalidades	152
Cálculo de los esfuerzos necesarios	153
Mecanismos de operación	157
Operación de las válvulas de mariposa	161
Mecanismos de operación	162
Bibliografía	167
Índice de planos	167

INTRODUCCION

No se puede desconocer la importancia que dentro del desarrollo humano actual tiene la energía eléctrica en sus diversas formas de manifestación.

El potencial general alcanzado por gran número de países en el mundo, se debe en gran parte a la preocupación de los mismos por encontrar fuentes de generación de electricidad que suplan de manera eficiente la demanda que tal potencial implica.

El alto nivel de condiciones de vida logrado por el hombre, se debe también al aprovechamiento racional y sistematizado de la energía eléctrica.

Conocemos también que existen varias formas o tipos de generación, ya sea por conversión de energía hidráulica, de energía térmica, de energía mecánica y en la actualidad de energía nuclear. El tipo o forma predominante en cada caso, será función de la disponibilidad de recursos naturales aprovechables.

En países como el nuestro y de manera especial al referirnos a la zona interandina, es indudable que la forma de generación mas aconsejada es por conversión de energía hidráulica, ya que a pesar de que este tipo implica altos costos iniciales de instalación, el precio unitario de producción es mucho mas bajo que en cualquier otro caso.

Si bien es cierto que en nuestro país debe tenderse a proyectos en escala nacional, por la mayor facilidad de financiación y por obtenerse así una explotación mas aconsejable de los recursos

hídricos existentes, en el presente caso no ha sido posible cumplir con este objetivo. Se trata únicamente de un proyecto local que al mismo tiempo que proporciona agua para el aprovechamiento en la ciudad capital (servicio de agua potable), permite la utilización en generación de electricidad que vendría a incrementar la poca cantidad de la que dispone la ciudad.

GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.- Objetivo.-

- a) Aprovechamiento de agua potable a la ciudad de Quito
- b) Generación de potencia eléctrica.

2.- Situación.-

El presente proyecto se desarrollará en el sector sur-este de la provincia de Pichincha, en los cantones Rumiñahui y Quito, por debajo de la cota 4.050 metros sobre el nivel del mar.

3.- Cuenca de Aprovechamiento.-

La captación se realizará en la cuenca superior del río Pita, aproximadamente a 800 metros aguas arriba de la confluencia con el río "El Salto". Se utilizarán las aguas de los ríos "Gualpaloma" y "Mudadero", que constituyen los orígenes del "Pita" y además las aguas de los ríos "Tambo", "Yanaurco" y "Valle", las que se vertirán al cauce del Pita mediante una obra adicional de aducción.

4.- Etapas.-

Analizados magnitud y costo del proyecto y en base de un estudio de demandas futuras, se ha visto la necesidad de dividirlo en algunas etapas en cuanto a construcción se refiere.

PRIMERA ETAPA.-

Comprende:

- a) Obras de toma (río Pita).
- b) Primer tramo de aducción, incluyendo sifón para atravesar el cauce del río "El Salto".
- c) Obras especiales para el aprovechamiento hidroeléctrico.
- d) Segundo tramo de aducción, que incluye el sifón para cruzar la cuenca del río "San Pedro".
- e) Planta de tratamiento
- f) Estanques de distribución.

Todos los elementos indicados con excepción de: sifón sobre el río "San Pedro", Planta de Tratamiento y Estanques de Distribución, van diseñados para la capacidad final prevista ($3m^3/seg.$)

SEGUNDA ETAPA.-

- a) Primera ampliación de la Planta de tratamiento.
- b) Primera ampliación de los Estanques de Distribución.

En esta etapa se ha previsto también la construcción de una presa de embalse para regulación estacional en caso de comprobarse un caudal menor al mínimo aprovechable fijado.

TERCERA ETAPA.-

- a) Obras de toma (ríos Yanaurco, Valle y Tambo)
- b) Obras de aducción
- c) Instalación de segunda tubería en el sifón sobre el río San Pedro
- d) Ampliación final de la Planta de tratamiento y Estanques de distribución.

5.- Caudales Requeridos.-

PRIMERA ETAPA.-

- a) Captación: mínimo 1,65 m³/s
máximo 3,05 m³/s
- b) Proyecto hidroeléctrico: mínimo 1,6 m³/s
máximo 3,0 m³/s
- c) Planta de tratamiento: 1,35 m³/s

SEGUNDA ETAPA.-

- a) Captación: mínimo 1,7 m³/s
Máximo 3,05 m³/s
- b) Proyecto hidroeléctrico: mínimo 1,65 m³/s
máximo 3,0 m³/s
- c) Planta de tratamiento: 1,6 m³/s

TERCERA ETAPA.-

- a) Captación: 3,05 m³/s
- b) Proyecto hidroeléctrico: 3 m³/s
- c) Planta de tratamiento: 2,8 m³/s

JUSTIFICACION DEL PROYECTO.-

El permanente crecimiento de la ciudad de Quito, obliga a las empresas tales como la Municipal de Agua Potable y Eléctrica Quito S.A., a buscar nuevas fuentes de abastecimiento. La imposibilidad de encontrar fuentes cercanas a las que actualmente suplen el agua para consumo en la ciudad y además la necesidad de que éstas correspondan a un régimen de estiaje opuesto a las existentes, a fin de garantizar un servicio eficiente durante todo el año, justifica la realización del presente proyecto mixto.

Es conocido además que en la actualidad la Empresa Eléctrica Quito S.A., usa para el consumo en la ciudad energía eléctrica proveniente de la planta hidroeléctrica de Machachi (2.000 Kw. aproximadamente). El nuevo proyecto permitiría disponer de una cantidad mayor de energía, con la ventaja adicional de una menor longitud de transmisión.

C A P I T U L O I

1-1 ESTUDIOS PRELIMINARES

1-1-1 TRABAJOS DE CAMPO Y OFICINA CONSIDERADO EL PROYECTO GLOBAL.-

Una vez establecida la factibilidad de uso de las aguas del río Pita, en el sector ya indicado, cuando me referí a la cuenca de aprovechamiento, se procedió a realizar recorridos con el objeto de determinar el lugar más adecuado para situar las obras de toma. Un trabajo semejante se hizo en el sector sur-oriental de la ciudad de Quito a fin de establecer la ubicación mas conveniente de la futura planta de tratamiento.

Además de lo indicado se realizaron inspecciones en el terreno para fijar los sitios de entrada y salida del sifón sobre el río San Pedro, incluyendo la ruta del mismo.

Refiriéndome a las obras de toma debo indicar que fueron dos los sectores escogidos como aptos para su localización. En ambos se realizaron estudios topográficos que posteriormente servirían para decidir de manera definitiva el aprovechable.

En cuanto a la planta de tratamiento se encontró que los terrenos de la hacienda San Antonio, ubicada en el extremo norte de la colina de Puengasí, cumplían en forma eficiente con los requerimientos técnicos.

A base de los sectores fijados y que puedo llamarlos puntos obligados para el proyecto, se procedió a colocar en el terreno una línea de gradiente desde el sitio en donde terminaría el sifón sobre el río El Salto hasta la zona de empalme con el sifón sobre el río San Pedro. Cosa igual se hizo desde el extremo occidental del

último sifón indicado hasta la zona de la futura planta de tratamiento.

Malas condiciones topográficas encontradas a lo largo de la ruta, de manera especial en lo que se refiere al sector correspondiente a las estribaciones nor-orientales del Pasochoa y dificultades técnicas para el diseño del sifón sobre el río San Pedro, hicieron que se abandonen estos estudios preliminares.

Posteriormente, a base de una serie de trabajos adicionales, tanto de campo como de oficina, se llegó a establecer que la pendiente adecuada para todo el proyecto era 0.5 ‰

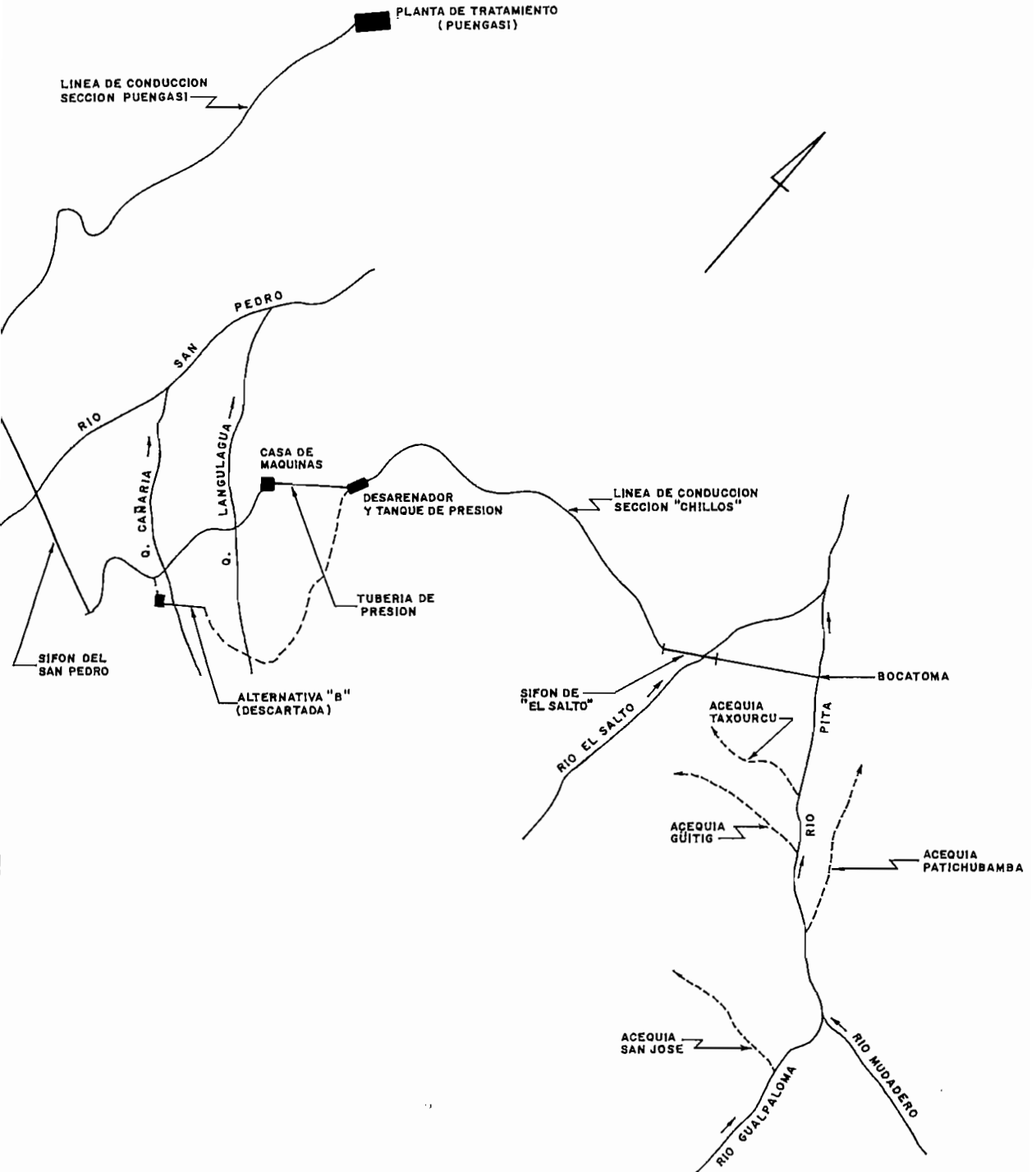
Una vez fijada la pendiente, se procedió a localizar en el terreno la línea de gradiente en los sectores ya indicados.

La necesidad de orden técnico de disminuir la carga para el sifón del San Pedro, hizo pensar en la posibilidad de intercalar en el sistema el proyecto hidroeléctrico.

Razones de índole topográfica y geológica encontradas en la quebrada Cañari (sector Pasochoa) y la inconveniencia de utilizar la zona escogida inicialmente para el proyecto hidroeléctrico (excesiva longitud de tubería de presión), obligaron a estudiar otras zonas aptas para la ubicación del mismo.

Después de varios trabajos de campo (inspecciones del sector), se fijaron dos sitios como aptos para la realización del proyecto; el primero ubicado en la margen derecha de la quebrada Langulagua y el segundo en la margen derecha de la quebrada Cañari (ver esquema general del proyecto, página N° 2').

ESQUEMA GENERAL DEL PROYECTO



De los dos sectores indicados se tomaron perfiles longitudinales a clinómetro para poder determinar cuál de los dos resultaba mas conveniente en cuanto al aspecto técnico y económico se refiere.

Realizado el estudio comparativo, se llegó a la conclusión de que el primero de los sitios presentaba mejores condiciones en: pendiente, ubicación de la casa de máquinas, acceso, construcción de la obra especial de paso directo, aún cuando se tiene una longitud mayor de tubería de presión. En cuanto a desarenador y tanque de presión se refiere, debo indicar que las características topográficas existentes, exigen un movimiento de tierras considerable.

Para el segundo caso, aparte del inconveniente de la pendiente y ubicación de la casa de máquinas, era necesario considerar una galería y una chimenea de equilibrio como elementos adicionales en el proyecto.

Por las razones expuestas, se fijó como definitivo para la construcción del proyecto hidroeléctrico el sitio ubicado en la margen derecha de la quebrada Langulagua.

1-1-2 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.-

Simultáneamente con los trabajos de campo indicados en la sección 1-1-1, se iniciaron también los necesarios para establecer sitios de aforo en los cursos que forman el río Pita, es decir, ríos Gualpaloma y Mudadero. Adicionalmente se fijaron sitios de aforo en las acequias San José, Patichubamba y en el cauce mismo del Pita, aguas abajo de la bocatoma de la acequia Patichubamba. (Ver croquis de la página N° 2').

Por razones que no me compete analizar, no ha sido posible obtener un registro continuo de caudales como es lo deseable en proyectos como el presente, que permita, al menos en forma aproximada, establecer el caudal medio utilizable.

Los cálculos de caudales en los diversos sitios se han realizado a base de los datos de sección transversal del curso y velocidad media determinada mediante el uso de molinete.

1-2 ESTUDIOS DEFINITIVOS

1-2-1 TRABAJOS DE CAMPO.-

1-2-1-1 Polígono.-

A base de la línea de gradiente que se colocó en el terreno, como parte de los trabajos preliminares, se procedió al estacado del polígono que serviría de base para el levantamiento de la faja topográfica necesaria para el proyecto.

Como características del polígono puedo indicar:

- 1) Medido a cinta
- 2) Lectura doble de los ángulos horizontales en cada uno de los vértices
- 3) Polígono cerrado en tramos de mas o menos cuatro kilómetros de longitud mediante puntos de control triangulados a base de hitos del Servicio Geográfico Militar existentes en la zona del proyecto.
- 4) Estacado cada 20 metros en zonas de topografía regular y en los sitios de cambio de pendiente en los sectores accidentados
- 5) Error aceptable para el cierre 1:2500

1-2-1-2 Nivelación.-

El tipo de nivelación empleado para todo el polígono es el llamado "Nivelación Geométrica", es decir utilizando nivel de precisión (Aparatos marca WILD, tipo NK2).

Cada uno de los puntos sobre el polígono tiene cota geométrica referida al sistema o cadena de nivelación del Servicio Geográfico Militar que tiene como plano de referencia el nivel del mar. El error aceptable, 1 cm. por kilómetro cerrado (ida y regreso).

1-2-1-3 Perfiles Transversales.-

A partir de cada uno de los puntos determinados sobre el polígono base, se procedió a tomar un perfil transversal a izquierda y derecha utilizando el sistema de nivelación a nivel de mano y medida de distancias horizontales en una longitud promedio de 50 metros (30 metros al lado derecho y 20 al izquierdo en el sentido de avance del polígono).

1-2-1-4 Levantamientos topográficos auxiliares.-

En lugares tales como el cruce de quebradas o en sitios en donde se conocía de antemano irían ubicadas estructuras hidráulicas especiales, se procedió a realizar levantamientos topográficos especiales a estadia.

Refiriéndome particularmente a la zona escogida para el proyecto hidroeléctrico, debo indicar que se estableció un polígono que posteriormente serviría como eje de la tubería de presión.

Este polígono al igual que los otros fue medido a cinta y nivelado geoméricamente. Se realizó además un levantamiento topográfico bastante extenso de la zona a fin de dar facilidad a la ubicación

de las obras hidráulicas especiales, como también para poder proyectar un camino de unión entre casa de máquinas y desarenador - tanque de presión.

1-2-2 TRABAJOS DE OFICINA.-

1-2-2-1 Cálculos.-

Mediante los datos de campo recibidos, se realizaron cálculos de:

- a) Coordenadas de los vértices del polígono, incluyendo la determinación de coordenadas corregidas.
- b) Libretas de nivelación.
- c) Libretas de levantamientos topográficos auxiliares.
- d) Perfiles transversales.

1-2-2-2 Dibujo.-

Con los datos definitivos obtenidos de los cálculos se procedió al dibujo del polígono, perfiles transversales y levantamientos topográficos auxiliares. Posteriormente a base de datos obtenidos de los perfiles se dibujó la faja topográfica referida al polígono eje.

1-3 HIDROLOGIA

1-3-1 GENERALIDADES.-

Es conocido que para poder establecer los recursos de una cuenca cualquiera que va a ser utilizada para un aprovechamiento a base de un proyecto hidroeléctrico, de irrigación, abastecimiento de agua potable o un proyecto mixto, es necesario realizar estudios hidrológicos.

Los datos obtenidos a base de estos estudios y su interpreta-

ción adecuada, nos permitirán aún cuando sea en forma aproximada comprobar los resultados previstos.

La no realización de estudios hidrológicos y de modo especial lo referente a hidrometría, puede conducir a resultados falsos, que como es natural implican grandes pérdidas de tiempo y dinero.

Considerado el problema un poco mas detenidamente, puedo indicar que la bondad de los resultados es función directa de la cantidad de datos y del tiempo durante el cual éstos hayan sido recolectados. Pueden considerarse como satisfactorios los resultados obtenidos en base de una estadística de por lo menos 10 años. (Llamados valores normales).

En los últimos años es sensible la tendencia mundial a establecer servicios hidrológicos organizados, destinados a facilitar datos adecuados para nuevos proyectos, especialmente considerado el caso de países que inician su desarrollo potencial.

Refiriéndome particularmente a nuestro país, la necesidad imperiosa de emprender en la construcción de nuevos proyectos, la falta de estudios hidrológicos adecuados, han obligado a correr graves riesgos de inversiones inadecuadas.

Por todo lo expuesto, en el presente trabajo únicamente se hará un resumen de los datos disponibles a la fecha.

1-3-2 HIDROLOGIA SUPERFICIAL.-

1-3-2-1 Area de Drenaje.-

Considerada la cuenca superior del río Pita hasta la zona en

donde se ubicarán las obras de toma, cuenta con un área de drenaje de aproximadamente 204 Km² (área calculada a base de la carta geográfica del Ecuador preparada por el Servicio Geográfico Militar, escala 1:50.000, mediante planímetro).

Del área total considerada, aproximadamente un 35% corresponde a las estribaciones nor-orientales del Cotopaxi y el 65% a las sur occidentales del Sincholagua.

A pesar de la distribución anotada, debo aclarar que en régimen normal el 99% aproximadamente del caudal, proviene del lado del Sincholagua. Únicamente en períodos de crecientes se hace notable la contribución del sector del Cotopaxi, debido a los fuertes deshielos que se producen.

El río Mudadero, principal afluente del Pita (prácticamente el origen) es el que recoge las aguas del sector sur en el lado del Sincholagua. El río Gualpaloma y un pequeño afluente, drenan las aguas de la sección sur en el lado del Cotopaxi. A los dos deben añadirse una serie de pequeños afluentes que descargan en la margen derecha del Pita aguas provenientes de los páramos occidentales del Sincholagua.

1-3-2-2 Precipitaciones y Escorrentia.-

La carencia de estaciones pluviométricas en la zona, me impiden presentar datos de precipitaciones medias anuales. Puedo indicar únicamente por los recorridos que he realizado de la zona en diferentes épocas del año, que el período de precipitaciones abundantes, coincide con el lluvioso correspondiente a la ciudad de Quito; sin embargo, como luego se comprobará por los registros de cau-

dales medios diarios, a este período no corresponden los mayores caudales, lo que indica un alto tiempo de retención de la cuenca y además que el río Pita es mas de régimen nivopluvial, es decir que las crecientes se presentan en correspondencia con el invierno oriental (fuertes nevazones en las secciones altas de la cuenca).

1-3-3 HIDROMETRIA.-

1-3-3-1 Registro de Caudales.-

Como ya se indicó en la sección 1-1-2, simultáneamente con la iniciación de los trabajos de campo para los estudios preliminares, se estableció el registro de caudales en los diferentes cursos, que posteriormente unidos determinarán el caudal de aprovechamiento.

El sistema empleado para la determinación del caudal es a base de la sección transversal y velocidad media calculada mediante datos de aforo con molinete.

Desgraciadamente no ha sido posible contar con una información continua de caudales como habría sido lo deseable, ya que únicamente a partir del mes de Agosto de 1.964, el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología estableció una estación fluviométrica en el cauce del río Pita, aproximadamente en la cota 3650.

La estación cuenta con una sección de aforo perfectamente definida y los elementos adicionales necesarios para la operación, tales como: cable colgante, tarabita, molinete; además se hallan instalados un limnómetro y un limnógrafo.

1-3-3-2 El Limnigrama.-

Con la operación del limnógrafo, que no es otra cosa que un apa

rato inscriptor continuo de alturas de agua en la sección empleada para la determinación de los caudales, accionado por un sistema de relojería, se obtiene un diagrama que tiene por ordenadas las alturas y por abscisas el tiempo; a dicho diagrama se lo conoce con el nombre de LIMNIGRAMA.

El lapso de tiempo durante el cual el aparato opera sin necesidad de intervención humana, por ejemplo para cambio de rollo de papel en donde se realiza la inscripción, es función de las facilidades de acceso al sitio y de la disponibilidad de elemento técnico en la operación del instrumento.

La traducción del limnigrama o sea la operación de determinación de la altura media para un período de tiempo considerado (normalmente un día), se hace promediando la máxima y mínima siempre que la diferencia entre ellas no sea mayor a 5 cm.- Debo aclarar que en muchas ocasiones no se determina la altura media diaria sino que se calcula la escorrentia total diaria y luego se divide este valor para el número de segundos del día, obteniéndose un Q medio. Esto se hace cuando el limnigrama presenta fuertes variaciones durante las 24 horas del día.

Esta operación se hace necesaria ya que para el registro de caudales únicamente se toma el valor medio diario y no valores instantáneos. Con los valores medios diarios se pasa a lo que conocemos con el nombre de Diagrama Cronológico de Caudales. En el cuadro de caudales medios diarios de la página N° 10' se indican las alturas correspondientes de acuerdo a información recibida del Instituto

Fecha	AGOSTO-64		STBRE.-64		OCTBRE-64		NOVBRE-64		DCBRE-64		ENERO-65		FEBRERO-65	
	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q
1			0.975	3.150	1.005	3.580	0.875	1.970	0.845	1.680	0.850	1.725	0.840	1.640
2			0.965	3.020	0.995	3.435	0.865	1.870	0.850	1.725	0.845	1.680	0.825	1.505
3				4.735	0.975	3.150	0.875	1.970	0.835	1.595	0.840	1.640	0.830	1.550
4	0.900	2.230	0.965	3.020	0.965	3.020	0.875	1.970	0.830	1.550	0.840	1.640	0.830	1.550
5	0.900	2.230	0.950	2.820	0.960	2.950	0.905	2.280	0.830	1.550	0.840	1.640	0.830	1.550
6	0.900	2.230	0.955	2.880		3.255	0.895	2.170	0.835	1.595	0.835	1.595	0.820	1.460
7	0.900	2.230		6.158	0.995	3.430	0.900	2.230	0.835	1.595	0.840	1.640	0.820	1.460
8	0.905	2.280		4.780	0.965	3.020	0.880	2.020	0.830	1.550	0.850	1.725	0.830	1.550
9		5.429	1.060	4.460	0.950	2.820	0.865	1.870	0.825	1.505	0.845	1.680	0.830	1.550
10		8.220	1.025	3.880	0.895	2.170	0.860	1.820	0.820	1.460	0.840	1.640	0.830	1.550
11		5.817		4.985	0.880	2.020	0.855	1.770	0.850	1.725	0.840	1.640	0.830	1.550
12	0.965	3.020		7.936	0.935	2.630	0.860	1.820	0.820	1.465	0.830	1.550	0.820	1.460
13	0.945	2.755		8.294	0.945	2.755	0.855	1.770	0.855	1.770	0.840	1.640	0.810	1.385
14	0.920	2.455		5.128	0.925	2.515	0.865	1.870	0.835	1.595	0.840	1.640	0.810	1.385
15	0.875	1.970	1.080	4.820	0.915	2.400	0.880	2.020	0.845	1.680	0.840	1.640	0.820	1.460
16	0.850	1.725	1.085	4.900		2.857	0.855	1.770	0.830	1.550	0.850	1.725	0.820	1.460
17		1.923	1.090	5.000		3.700	0.865	1.870	0.825	1.505	0.840	1.640	0.820	1.460
18	0.950	2.820	1.040	4.130	0.950	2.820	0.870	1.915	0.820	1.460	0.840	1.640	0.820	1.460
19	0.930	2.570	1.025	3.880	0.920	2.455	0.855	1.770	0.835	1.595	0.835	1.595	0.820	1.460
20	0.880	2.020	1.015	3.730	0.900	2.230	0.840	1.640	0.855	1.770	0.835	1.595	0.820	1.460
21	0.805	1.343	1.035	4.040	0.880	2.020	0.840	1.640	0.855	1.770	0.840	1.640	0.860	1.820
22	0.800	1.300	1.040	4.130	0.890	2.120	0.845	1.680	0.840	1.640	0.830	1.550	0.830	1.550
23	0.810	1.385	1.020	3.805	0.895	2.170	0.845	1.680	0.860	1.820	0.825	1.505	0.820	1.460
24	0.880	2.020		4.345	0.885	2.070	0.850	1.725	0.870	1.915	0.830	1.550	0.820	1.460
25	0.880	2.020	1.015	3.730		2.087	0.845	1.680	0.870	1.915	0.820	1.460	0.820	1.460
26	0.910	2.340	1.000	3.505	0.900	2.230	0.835	1.595	0.880	2.020	0.835	1.595	0.820	1.460
27	0.915	2.395	0.995	3.435	0.890	2.120	0.830	1.550	0.890	2.120	0.860	1.820	0.810	1.385
28	0.900	2.230	0.985	3.285	0.885	2.070	0.835	1.595	0.890	2.120	0.855	1.770	0.810	1.385
29	0.880	2.020	0.980	3.220	0.895	2.170	0.845	1.680	0.880	2.020	0.825	1.505		
30	0.870	1.915		3.537	0.895	2.170	0.840	1.640	0.900	2.230	0.830	1.550		
31	0.910	2.340			0.880	2.020			0.865	1.865	0.825	1.505		

NOTA.- En las casillas en que no consta el valor de h, el de Q se ha obtenido a base de la esco-
rrentía total diaria.

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL TESIS DE GRADO	
PROYECTO MIXTO "RIO PITA"	
GASTOS MEDIOS DIARIOS m^3/seg	
CALCULADO: <i>Juan Gaitanero</i>	FECHA: VI/14/65
APROBADO:	HOJA N° 10'

Fecha	MARZO - 65		ABRIL - 65		MAYO - 65		JUNIO - 65		JULIO - 65		AGOSTO - 65			
	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q		
1	0.820	1.460	0.785	1.195	0.920	2.455	0.870	1.915	0.860	1.820	0.845	1.680		
2	0.820	1.460	0.785	1.195	0.870	1.915	0.870	1.915	0.875	1.970	0.840	1.640		
3	0.820	1.460	0.780	1.160	0.900	2.230		6.140	0.875	1.970	0.835	1.595		
4	0.830	1.550	0.790	1.230	0.900	2.230	1.065	4.555	0.880	2.020	0.840	1.640		
5	0.835	1.595	0.810	1.385	0.855	1.770	0.930	2.570	0.875	1.970				
6	0.835	1.595	0.835	1.595	0.840	1.640	0.920	2.455	0.890	2.120				
7	0.820	1.460	0.930	2.570	0.830	1.550	0.920	2.455	0.885	2.070				
8	0.820	1.460	0.870	1.915	0.905	2.285	0.905	2.285	0.875	1.970				
9	0.820	1.460	0.940	2.695	0.865	1.865	0.915	2.395	0.865	1.865				
10	0.830	1.550	1.070	4.640	0.900	2.230	0.930	2.570	0.855	1.770				
11	0.820	1.460	0.885	2.070	0.885	2.070	0.895	2.175	0.875	1.970				
12	0.815	1.425	0.845	1.680	0.905	2.285	0.885	2.070		3.425				
13	0.805	1.340	0.855	1.770	0.890	2.120	0.880	2.020		2.910				
14	0.810	1.385	0.870	1.915	0.890	2.120	0.880	2.020	0.875	1.970				
15	0.800	1.300	0.905	2.285	0.915	2.395	0.885	2.070	0.850	1.725				
16	0.800	1.300	0.910	2.340	0.870	1.915	0.915	2.395	0.865	1.865				
17	0.800	1.300	0.875	1.970	0.855	1.770	0.955	2.885	0.870	1.915				
18	0.800	1.300	0.885	2.075	0.845	1.680	0.930	2.570	0.850	1.725				
19	0.800	1.300	0.860	1.820	0.855	1.770	0.905	2.285	0.850	1.725				
20	0.795	1.265	0.865	1.875	0.850	1.725	0.920	2.455		2.370				
21	0.795	1.265	0.840	1.640	0.855	1.770	0.915	2.395		3.499				
22	0.800	1.300	0.820	1.460	0.860	1.820	0.900	2.230	0.965	3.015				
23	0.800	1.300	0.800	1.300	0.920	2.455	0.925	2.515	0.895	2.170				
24	0.800	1.300	0.785	1.195	0.895	2.175	0.925	2.515	0.880	2.020				
25	0.790	1.230	0.790	1.230	0.880	2.020	0.885	2.070	0.875	1.970				
26	0.780	1.160	0.800	1.300	0.870	1.915	0.870	1.915	0.855	1.770				
27	0.785	1.195	0.810	1.385	0.875	1.970	0.870	1.915	0.850	1.725				
28	0.785	1.195	0.820	1.460	0.880	2.020	0.870	1.915	0.850	1.725				
29	0.780	1.160	0.815	1.425	0.875	1.970	0.865	1.870	0.850	1.725				
30	0.775	1.125	0.900	2.230	0.870	1.915	0.860	1.820	0.855	1.770				
31	0.775	1.125			0.860	1.820			0.845	1.680				

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL TESIS DE GRADO	
PROYECTO MIXTO "RIO PITA"	
GASTOS MEDIOS DIARIOS m^3/seg	
CALCULADO: <i>Francisco J. Lopez</i>	FECHA: X1/16/65
APROBADO:	HOJA N° 10

Nacional de Hidrología y Meteorología.

Como medio de comprobación de la bondad de los datos que se obtienen del Limnigrama y cuando las condiciones de operación de la estación lo permiten, se acostumbra hacer por lo menos tres lecturas diarias del limnómetro que va instalado conjuntamente.

1-3-3-3 Curva de caudales o de descarga.-

Para poder convertir los valores de alturas medias, obtenidos a base del limnigrama, a caudales medios diarios, es necesario determinar la llamada curva de caudales o de descarga.

La determinación de la curva puede hacerse aplicando uno de los varios métodos que existen para el objeto. Hay que aclarar que todos ellos tienen como base los datos y resultados de aforos realizados previamente en la sección del río escogida para control permanente de las fluctuaciones del caudal.

Entre los métodos de mayor utilización para el cálculo de la curva, puedo indicar los siguientes:

a) No consiste sino en graficar en un papel milimetrado los resultados obtenidos en los aforos, obteniéndose una serie de puntos, que tienen por ordenada la altura y por abscisa el caudal; se traza luego una curva continua que pase por el mayor número de puntos posible. Este método tiene el inconveniente de requerir de gran número de aforos y además limitar la utilización a los valores extremos dados por los aforos. Cuando se quiera obtener valores por encima o por debajo de estos límites, es necesario extrapolar la curva, para lo cual debe contarse con la llamada nube de puntos.

b) Método de la curva logarítmica:

En este método se asume que la curva de caudales tiene como ecuación una del tipo:

$$Q = p(h-h_0)^n$$

Q = caudal; h = calado; p = caudal para la condición h-h₀ = 1; h₀ = valor del calado para el cual Q = 0; n = constante.

Los valores de p, h₀ y n, deben determinarse en función de las características de la sección y de los valores obtenidos en los aforos realizados previamente.

Es necesario aclarar que periódicamente debe comprobarse la bondad de la ecuación mediante aforos, ya que especialmente después del período de crecidas, pueden producirse embanques o socavaciones, los que afectan las características obtenidas anteriormente para la sección.

El procedimiento empleado para la determinación de p, h₀ y n es el siguiente:

1) Se grafizan en un papel milimetrado los datos obtenidos en los aforos, usando como ordenadas las alturas h y como abscisas los caudales Q. Se traza a continuación una curva continua de modo que los puntos que marcan los aforos, no presenten una dispersión mayor al ±5%; prolongando la curva hasta que corte el eje de ordenadas, se obtiene un h₀ aproximado, valor que se lo corregirá al realizar el paso siguiente.

2) Usando papel doblemente logarítmico trazamos una serie de curvas teniendo en el eje de ordenadas h-h₀ y en el de abscisas

Q (se tomarán valores mayores y menores del obtenido para h_0 en la parte 1). Las curvas pueden presentar concavidad hacia arriba o hacia abajo según el valor del h_0 escogido. Por la zona comprendida entre las primeras curvas con concavidad hacia arriba y hacia abajo respectivamente, pasará una recta que marca la transición. El valor natural de la tg del ángulo que la recta forma con el eje de las ordenadas, nos determina el de "n" de la ecuación. Determinando el h correspondiente a $h-h_0$, se obtiene "p". El h_0 será naturalmente el valor con el cual obtuvimos la recta de transición.

c) Método usado por la Caja Nacional de Riego.- (1)

El Ing. Carlos Landazuri, miembro del Departamento Técnico de la Caja Nacional de Riego propone para la determinación de la curva de caudales la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{Q_1}{r_1^{2/3}} r^{2/3}$$

Q = caudal que se busca

A = área correspondiente al h obtenido del limnigráfico o por lectura en el limnómetro

r = radio hidráulico obtenido a base de A y del perímetro mojado correspondiente

Q_1 = caudal obtenido mediante aforo

A_1 = área de la sección transversal obtenida en el aforo

r_1 = radio hidráulico

Este método tiene la gran ventaja de no requerir de un número grande de aforos y su eficiencia ha sido probada en varias obras de



la Caja Nacional de Fiege.

En el presente trabajo se ha hecho la determinación de la curva de descarga, empleando el método de la curva logarítmica.

Los gráficos y tablas pueden verse en las páginas Nos. 14A, 14B, 14C

1-3-4 HIDROLOGIA APLICADA.-

1-3-4-1 Diagrama cronológico de caudales.-

Grafizando en un sistema de ejes ortogonales (ordenadas - caudales y abscisas - tiempo) los valores obtenidos por la conversión de alturas limnigráficas en caudales, tenemos lo que se denomina **DIAGRAMA CRONOLOGICO DE CAUDALES.** (ver hoja N° 1 de la sección planos)

Este diagrama tiene gran importancia, pues constituye la base para la elaboración de una serie de curvas necesarias para determinar las características de la cuenca, y a partir de ellas establecer el aprovechamiento más adecuado de los recursos hídricos disponibles.

1-3-4-2 Curva de duración de caudales.-

A partir del diagrama cronológico de caudales, podemos trazar la llamada **CURVA DE DURACION DE CAUDALES**, que no es otra cosa que la representación gráfica del período total de tiempo (número de días al año) en que los diferentes caudales son disponibles. A la curva de duración de caudales se la conoce también con el nombre de **CURVA DE CAUDALES MAXIMOS DISPONIBLES** en el aspecto de aprovechamiento hidroeléctrico o de regadío.

Debo aclarar que el tiempo correspondiente a un caudal cual-

h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q	h	Q
0.75	0.955	0.82	1.460	0.89	2.120	0.96	2.950	1.03	3.960	1.10	5.190	1.17	6.640	1.24	8.335
0.76	1.020	0.83	1.550	0.90	2.230	0.97	3.080	1.04	4.125	1.11	5.380	1.18	6.870	1.25	8.600
0.77	1.090	0.84	1.640	0.91	2.340	0.98	3.220	1.05	4.290	1.12	5.580	1.19	7.100	1.26	8.870
0.78	1.160	0.85	1.725	0.92	2.455	0.99	3.360	1.06	4.465	1.13	5.780	1.20	7.335	1.27	9.144
0.79	1.230	0.86	1.820	0.93	2.570	1.00	3.501	1.07	4.640	1.14	5.990	1.21	7.508	1.28	9.424
0.80	1.300	0.87	1.915	0.94	2.695	1.01	3.650	1.08	4.820	1.15	6.200	1.22	7.830	1.29	9.709
0.81	1.385	0.88	2.020	0.95	2.820	1.02	3.810	1.09	5.000	1.16	6.420	1.23	8.080	1.30	10.000

TABLA DE VALORES OBTENIDOS CON LA ECUACION $Q=10(h-0.30)^{2.94}$ (A)

Nº	FECHA	ALTURA LIMNIMETRIC.	AREA m ²	VEL.MEDIA m/seg	CAUDAL m ³ /seg
1	8-IX-64	1.10	3.28	1.638	5.38
2	9-IX-64	1.08	3.16	1.460	4.62
3	30-X-64	0.885	2.04	0.863	1.76
4	12-XI-64	0.85	1.92	0.930	1.78
5	18-XI-64	0.87	2.08	1.030	2.14
6	23-XI-64	0.84	2.00	0.835	1.67
7	13-I-65	0.83	2.12	0.735	1.56
8	20-I-65	0.82	2.04	0.725	1.48

CUADRO DE AFOROS

ESCUELA POLITECNICA NACIONAL
TESIS DE GRADO

PROYECTO MIXTO "RIO PITA"
RELACIONES h-Q SEGUN ECUACION "A"
CUADRO DE AFOROS

CALCULADO:

Juan P. Ester

FECHA: 11/17/65

APROBADO

HOJA Nº 14A

cuíara superior al mínimo, no se lo puede considerar continuo, sino distribuido en los diferentes meses del año, como claramente puede deducirse del diagrama cronológico de caudales. (Ver hoja N° 2 de la sección planos).

1-3-4-3 Curva de caudales medios utilizables.

Si desde un punto cualquiera de la curva de duración, trazamos una paralela al eje de abscisas hasta interceptar el eje de ordenadas, obtenemos una área limitada por: la curva, la paralela al eje de tiempo, el eje de caudales trazada al final de la curva; calculando el valor del área, mediante un planimetro y dividiéndolo por el tiempo, obtenemos el valor de una ordenada que lo marcamos sobre la ordenada del punto considerado en la curva de duración. Repitiendo la operación indicada para varios puntos de la curva de duración, quedan determinados otros, los que al unirlos forman la curva de Caudales Medios Utilizables. (Ver hoja N° 2 de la sección planos).

1-3-4-4- Característica hidrológica.

De las dos curvas indicadas, es decir de la de caudales máximos disponibles y de la de medios utilizables, se pasa a una tercera llamada CARACTERÍSTICA HIDROLÓGICA y que se la obtiene de la siguiente manera:

Tomamos un sistema de ejes ortogonales, en el cual las ordenadas de los puntos de la curva de duración y las ordenadas de los puntos de la curva de caudales medios utilizables, designan abscisas y ordenadas respectivamente para el nuevo diagrama.

Uniendo los puntos de intersección de abscisas y ordenadas que

se corresponden, es decir los valores para los puntos en las curvas de duración y de caudales medios utilizables que se encuentran sobre la misma ordenada, obtenemos la curva de característica hidrológica.

La característica hidrológica tiene gran importancia en el campo de la hidrología aplicada, pues a base de ella y según se trate de instalaciones que funcionen a caudal menor o mayor que el medio, se obtienen valores tales como:

- a) Escorrentía anual aprovechada por la instalación para el caudal fijado.
- b) Escorrentía que se pierde por falta de capacidad de la instalación (este valor se obtiene únicamente cuando el caudal de diseño es menor al medio)
- c) Volumen adicional necesario y proveniente de otras fuentes, que sumado al que el curso tiene en exceso en ciertas épocas, permitiría una compensación total para el caudal tomado en el diseño, siendo éste mayor que el medio.

Analizando el gráfico de la hoja N° 3 de la sección planos, puede deducirse que tanto para el caudal de $1,6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ como para los $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$, los recursos hídricos del sistema no son suficientes para poder garantizar un funcionamiento a plena carga durante todo el año, de los grupos hidroeléctricos, sin necesidad del empleo de un depósito regulador.

Mediante un arreglo de escalas, para el caso de $1,6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (caudal mínimo propuesto para el diseño), la ordenada AB nos presenta la escorrentía utilizada con dicho gasto, y el segmento BC inicie el sector de la curva de la bofetona del proyecto.

Nota

El estudio hidrológico realizado se refiere únicamente al río Mudadero, ya que no se ha tomado en cuenta los recursos hídricos del río Chalpaloma, pues éstos cubren las demandas de las acequias Tabourco y Guibig, cuyas bocatomas se hallan aguas arriba del sitio de toma del proyecto.

CAPITULO I I

2-1 OBRAS DE CONDUCCION

2-1-1 GENERALIDADES.-

En proyectos como el presente, es decir en los que el centro de aprovechamiento se encuentra bastante distante del punto de toma, es necesario considerar como uno de los elementos de la instalación, las obras de conducción.

De acuerdo a las condiciones topográficas y geológicas que se encuentren a lo largo de la ruta fijada, se tendrán tramos de conducción en canal abierto, en túnel y además obras especiales como sifones, puentes canales, acueductos, etc.

Considerado el proyecto global puedo indicar los siguientes datos:

CANAL ABIERTO	+	17.503 mts.
TUNEL	+	16.326 mts.
SIFONES	+	7.290 mts.

Para el proyecto hidroeléctrico en particular, tengo:

CANAL ABIERTO	+	5.937 mts.
TUNEL	+	6.682 mts.
SIFON (sobre río El Salto)	+	340 mts.

Por la gran extensión de la obra de conducción, no me es posible hacer un diseño completo; presento a continuación únicamente el diseño de la sección tipo para el túnel y de la obra especial de desagüe en la quebrada San Agustín.

2-1-2 SECCION TIPO TUNEL

Datos para el diseño:

Caudal 3 m³/seg. (Q)
 Pendiente de la solera 0,6 ‰ (s)
 Coeficiente de rugosidad 0,014 (n) valor indicado como aconsejable para el caso de canales o túneles con revestimiento interior de hormigón.

Adopto como ancho en la base b = 1,4 mts., valor que aumentando el ancho de revestimiento lateral, se encuentra dentro de los límites para poder realizar la perforación empleando maquinaria.

De acuerdo a la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{K' n}{b} s^{8/3} s^{1/2}$$

como conozco Q, n, b y s, calculo el valor de K'

$$K' = \frac{Q n}{b s^{8/3} s^{1/2}}$$

Reemplazando valores tengo:

$$K' = \frac{3 \times 0,014}{1,4^{8/3} \times 0,0006^{1/2}} = \frac{0,042}{0,060} = 0,700$$

Con el valor de K' y mediante la tabla indicada en el Manual de Hidráulica de H. W. King p 314, obtengo la relación D/b, en donde D = calado y b = ancho en la base, considerando que los cajeros son verticales.

$$D/b = 1.37$$

$$D = b \times 1.37 = 1.4 \times 1.37 = 1.918 \sim 1.92 \text{ m.}$$

SECCION TRANSVERSAL.-

$$a = b \times D = 1.4 \times 1.92 = 2.688 \text{ m}^2.$$

PERIMETRO MOJADO.-

$$p = b + 2D = 1.4 + 1.92 \times 2 = 1.4 + 3.84 = 5.24 \text{ m}.$$

RADIO HIDRAULICO

$$r = \frac{a}{p} = \frac{2.688}{5.24} = 0.513$$

VELOCIDAD (Según fórmula de Manning)

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$v = \frac{1}{0.014} \times 0.513^{2/3} \times 0.0006^{1/2} = \frac{0.641 \times 0.02449}{0.014} = 1.122 \text{ m/s}$$

Comprobación de la velocidad con la ecuación de continuidad:

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{3}{2.688} = 1.12 \text{ m/seg.}$$

Fijando para el revestimiento, que se lo hará de hormigón simple y total, un espesor $e = 0.2 \text{ m}$. y una sección transversal como la indicada en la figura N° 1, calculo áreas de excavación y de revestimiento.

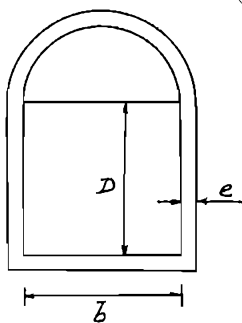


fig. N° 1

AREA DE EXCAVACION

$$A_{ex} = b_1 \times D + \frac{\pi b_1^2}{8}$$

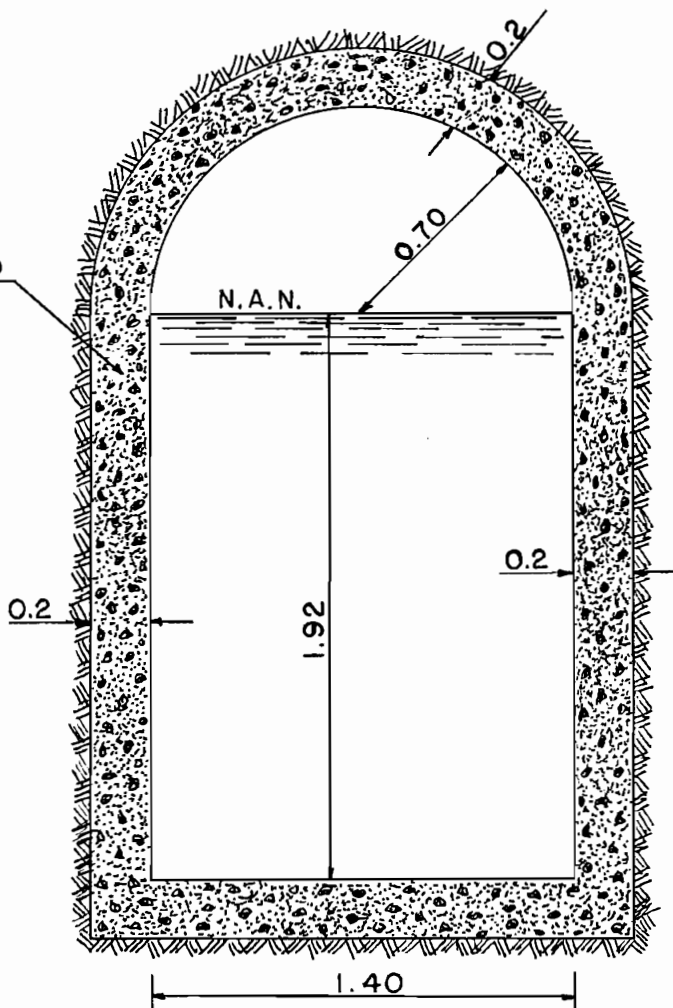
$$b_1 = b + 2e = 1.4 + 0.4 = 1.8 \text{ m}.$$

$$A_{ex} = 1.8 \times 2.12 + \frac{\pi \times 1.8^2}{8} = 3.820 + 1.272 = 5.092 \text{ m}^2.$$

AREA DE REVESTIMIENTO

$$A_{rev} = A_{ex} - A \text{ libre}$$

Revestimiento
de Hormigón
Simple



PROPIEDADES HIDRAULICAS

$Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $S = 0.0006$
 $n = 0.014$
 $A = 2.688 \text{ m}^2$
 $p = 5.24 \text{ m}$
 $r = 0.513 \text{ m}$
 $V = 1.122 \text{ m}/\text{seg}$
 $A.\text{exc.} = 5.092 \text{ m}^2$
 $A.\text{rev.} = 1.634 \text{ m}^2$

ESCUOLA POLITECNICA NACIONAL
TESIS DE GRADO

PROYECTO MIXTO "RIO PITA"

TUNEL DE ADUCCION
SECCION TIPO

PROYECTADO: *Marcos J. ...*

FECHA: II/16/6

APROBADO:

ESCALA: 1:25

$$A \text{ libre} = 1.4 \times 1.92 + \frac{\pi \times 1.4^2}{8} = 2.688 + 0.77 = 3.458 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{rev}} = 5.092 - 3.458 = 1.634 \text{ m}^2.$$

N o t a :

El espesor previsto para el revestimiento, puede cambiar en función de la calidad de suelo que se encuentre en la zona, determinada a base de los estudios de suelos por realizarse.

2.1-3 OBRA ESPECIAL DE DESAGUE EN LA QUEBRADA SAN AGUSTIN.-

Para el caso de realizarse trabajos de reparación en el tramo final de túnel o en las obras especiales como desarenador, tanque de presión, tubería de paso directo, que hagan necesaria la suspensión total del servicio, he previsto la construcción de una descarga en el tramo que corresponde al cruce del cauce de la quebrada San Agustín. Si bien es cierto que es necesario realizar un corte relativamente grande, a fin de habilitar el lugar para la construcción de la obra indicada, como puede deducirse del perfil longitudinal presentado en el plano N° 4 , este trabajo no se equipara al que se tendría que hacer en caso de considerar el desagüe total inmediatamente antes del desarenador.

Las condiciones topográficas encontradas en el cauce de la quebrada San Agustín me demuestran que con trabajos adicionales de poca envergadura, es posible desaguar el caudal total previsto ($3\text{m}^3/\text{s}$). Debo indicar además, que aparte de servir para la descarga total, esta estructura funcionaría como aliviadero de los excesos de caudal que puedan presentarse entre este sitio y el aliviadero que le antecede.

Los elementos cuyo diseño voy a realizar son:

- a) Vertedero
- b) Canal lateral
- c) Compuerta lateral de fondo y canal de descarga al cauce
- d) Cuneta de coronación
- e) Sección tipo para revestimiento de la acequia "Taxourco"

a) Vertedero.-

Para obtener el desagüe del caudal total es necesario, como puede comprenderse, realizar una obturación completa de la sección de circulación.

Con este objeto he previsto la instalación de una compuerta del tipo de tablero (compuerta de madera que correrá en las guías laterales colocadas para el objeto) a mas o menos 1.5 mts. aguas abajo del final del vertedero.

Analizando el problema, como se encuentra planteado, para el diseño del vertedero, debería considerarlo como caso límite del vertedero oblicuo ($\alpha = 0^\circ$) según indicación del autor Domínguez en su texto "Curso de Hidráulica, página 285, segunda edición ampliada, Santiago de Chile 1945".

Por otro lado, si consideramos que a medida que la compuerta desciende, se inicia un remanso de elevación, el mismo que alcanzará su valor máximo cuando se haya realizado la obturación total de la sección de escurrimiento; podemos decir que en esta situación estamos en el caso de un vertedero a través del cual se realiza el desagüe sin existir velocidad inicial, de carga ligeramente variable y con contracciones por los lados de agua arriba y abajo. Por segu-

ridad tomo en cuenta el coeficiente de reducción indicado para vertederos oblicuos y que vale:

$$\phi = 0.8 + 0.2 \text{ sen } \alpha$$

Como $\alpha = 0^\circ$, $\text{sen } \alpha = 0$ y $\phi = 0.8$

Conozco que para vertederos la fórmula general es:

$$Q = CL H^{3/2} \quad (1)$$

tomando en cuenta la corrección antes indicada tendría:

$$Q = \phi CL H^{3/2} \quad (2)$$

Para el caso presente:

$Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$; $\phi = 0.8$; $H = 0.35$ (valor que me impongo); $C = 1.8$

Con los valores indicados y mediante la fórmula (2), calculo la longitud del vertedero:

$$3 = 0.8 \times 1.8 \times L \times 0.35^{3/2}$$

$$L = \frac{3}{0.8 \times 1.8 \times 0.2071} = \frac{3}{0.298} = 10.05 \sim 10 \text{ mts.}$$

b) Canal Lateral.-

Por las condiciones de funcionamiento a las que se encuentra sujeto este canal, es decir recolectar y evacuar el gasto proveniente del vertedero, diré que corresponde a los llamados de "GASTO VARIABLE".

Existen, como es conocido, varios métodos o procedimientos de dimensionamiento expuestos en diferentes tratados de Hidráulica, uno de los cuales he escogido para el presente diseño.

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.-

Para el cálculo he dividido a la longitud total del canal en tres tramos, dos de ellos de dos metros de longitud, y el tercero

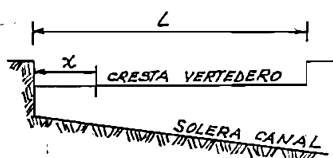
de seis metros de longitud, a partir del origen del vertedero.

Considerando, como he hecho, para el diseño del vertedero, que está sujeto a una altura de carga constante para toda su longitud, puedo decir que el gasto por metro lineal de cresta (q) será constante e igual al cociente entre el caudal total de evacuación (Q) y la longitud del vertedero (L)

De acuerdo a lo expuesto, si $Q = 3 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $L = 10 \text{ mts}$:

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{3}{10} = 0.3 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mt.}$$

El gasto a través de una sección cualquiera del canal, ubicada a una distancia " x " del origen del vertedero, será:



$$Qx = q \cdot x$$

Tomada la sección en correspondencia del origen del vertedero y las secciones ex-

tremas de cada uno de los tres tramos en que está dividido el canal, tendré:

X	0	2	4	10
Q	0	0.6	1.2	3.0

Si llamo V_0 y V_F las velocidades en correspondencia del origen y fin del vertedero, respectivamente, cuyos valores me impongo ($V_0 = 0.5 \text{ m}/\text{seg}$; $V_F = 3.0 \text{ m}/\text{seg}$) y admito una variación lineal entre ellas (función de x) tal como la expresada por:

$$V_x = \frac{V_F - V_0}{L} x + V_0$$

estoy en capacidad de determinar la velocidad para los diferentes valores de x adoptados:

x	0	2	4	10
V	0.5	1.0	1.5	3.0

Debo aclarar que la velocidad V_F escogida, se encuentra dentro de los límites aceptables, considerando que el canal se construirá con hormigón y además que tendrá funcionamiento ocasional.

Conocidos Q y V , a base de la ecuación general de continuidad $Q = A \cdot V$, calculo las áreas respectivas:

x	0	2	4	10
A	0	0.6	0.8	1.0

Si b_0 y b_F representan los valores del ancho de la base del canal para $x = 0$ y $x = 10$, que al igual que en el caso de velocidades me impongo y además:

$$bx = \frac{b_F - b_0}{L} x + b_0$$

puedo calcular b en cualquier sección ubicada a una distancia x del origen

x	0	2	4	10
b	0.2	0.26	0.32	0.5

Sabiendo que $A = (b + h/2)h$ para un canal trapezoidal cuyos cajeros tienen una inclinación 1:2 (relación horizontal-vertical), en donde h es el calado, tengo:

$$h^2 + 2bh - 2A = 0$$

$$h = \frac{-2b \pm \sqrt{4b^2 + 8A}}{2}$$

001527

sustituyendo en la última ecuación por los valores de b y A :

x	0	2	4	10
h	0	0.865	0.985	1.0

Con los datos de b y h obtenidos para cada sección, calculo el perímetro mojado.

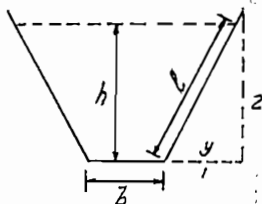


fig. N° 2

De acuerdo a la figura N° 2

$$\frac{h}{2} = \frac{Y}{1}; Y = \frac{h}{2}$$

$$1^2 = h^2 + Y^2$$

$$1^2 = h^2 + \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$1 = \sqrt{h^2 + \left(\frac{h}{2}\right)^2} = h/2 \sqrt{5}$$

h	0	0.865	0.985	1.0
l	0	0.967	1.10	1.12

Si el perímetro mojado vale:

$$p = b + 2 l$$

x	0	2	4	10
p	0.2	2.194	2.52	2.74

El radio hidráulico (R) conozco que es la relación por cuyo cociente entre el área y el perímetro mojado, luego

$$R = A/p$$

x	0	2	4	10
R	0	0.274	0.317	0.365

Una vez determinados los valores de R , mediante la fórmula de Manning, calculo los del coeficiente de circulación C .

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

Para el coeficiente de rugosidad n adopto un valor igual a 0.025, con lo que se toma en cuenta, además de las pérdidas por

rozamiento del agua con las paredes del canal, las pérdidas adicionales por flujo espiral debido a la introducción en sentido normal de la masa líquida proveniente del vertedero dentro de la que fluye por el canal.

R	0	0.274	0.317	0.365
C	0	32.2	33.1	33.85

Calculo ahora el valor de la pendiente o gradiente hidráulica, sabiendo que:

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

V	0.5	1.0	1.5	3.0
J	—	0.00352	0.00648	0.0216

La pérdida de altura del nivel del agua, debido al rozamiento vale: $h_f = J \Delta X$, entonces:

ΔX	2	2	6
h_f	0.0070	0.01296	0.1296
Σh_f	0.0070	0.01996	0.14956

La altura representativa de una velocidad se obtiene con la expresión:

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \quad g = \text{aceleración de la gravedad}$$

V	0.5	1.0	1.5	3.0
h_v	0.013	0.051	0.115	0.457

Por último tengo:

X	0	2	4	10
$h_v + \Sigma h_f$	0.013	0.058	0.135	0.606
$h + h_v + \Sigma h_f$	0.013	0.923	1.120	1.606

Una vez obtenidos los valores de $h_v + \sum h_f$, que representan la caída del nivel del agua, los comparamos con los que se obtienen, aplicando la fórmula de Julian Hinds.

La razón para aplicar la fórmula de Hinds es que en un canal lateral, recolector de aguas de descarga de un vertedero, o en cualquier otro caso en donde el caudal es variable (galerías de las tomas caucacianas por ejemplo), las únicas fuerzas generadoras del movimiento son el producto de la pérdida o caída de nivel del agua en la dirección del eje. Para llegar a establecer la ecuación que nos permite calcular la caída de nivel entre dos secciones cualquiera en el canal, Hinds aplica la teoría de la conservación de la cantidad de movimiento en el sentido axial.

De lo expuesto se deduce que la energía total del flujo, que existe sobre la cresta del vertedero, se disipa en el choque y la mezcla con el flujo del canal, sin que quede un residuo o remanente que intervenga en la aceleración de la masa de agua en el sentido axial.

La fórmula de Hinds antes mencionada, en una de sus formas de expresión, es:

$$\Delta Y = \frac{Q_2 (V_1 + V_2)}{g (Q_1 + Q_2)} \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_1 (Q_2 - Q_1)}{Q_2} \right]$$

ΔY = caída de nivel del agua en un tramo cualquiera de longitud ΔX

Q_1 y V_1 = caudal y velocidad respectivamente en la sección al origen del tramo

Q_2 y V_2 = caudal y velocidad respectivamente en la sección al final del tramo

g = aceleración de la gravedad.

Tramo entre $X = 0$ y $X = 2$:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 0 \\
 V_1 &= 0.5 & \Delta Y_1 &= \frac{0.6(0.5 + 1.0)}{9.81(0.6)} \left[(1.0 - 0.5) + \frac{0.5(0.6)}{0.6} \right] \\
 Q_2 &= 0.6 \\
 V_2 &= 1.0 & \Delta Y_1 &= \frac{1.5}{9.81} = 0,152 \\
 \Delta X &= 2
 \end{aligned}$$

Tramo entre $X = 2$ y $X = 4$:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 0.6 \\
 V_1 &= 1.0 & \Delta Y_2 &= \frac{1.2(1.0 + 1.5)}{9.81(0.6 + 1.2)} \left[(1.5 - 1.0) + \frac{1.0(1.2 - 0.6)}{1.2} \right] \\
 Q_2 &= 1.2 \\
 V_2 &= 1.5 & \Delta Y_2 &= \frac{3.0}{17.7} \times 1.0 = 0.17 \\
 \Delta X &= 2
 \end{aligned}$$

Tramo entre $X = 4$ y $X = 10$:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= 1.2 \\
 V_1 &= 1.5 & \Delta Y_3 &= \frac{3(1.5 + 3.0)}{9.81(1.2 + 3.0)} \left[(3.0 - 1.5) + \frac{1.5(3.0 - 1.2)}{3.0} \right] \\
 Q_2 &= 3.0 \\
 V_2 &= 3.0 & \Delta Y_3 &= \frac{13.5}{41.2} \times 2.4 = 0.788 \\
 \Delta X &= 6
 \end{aligned}$$

Comparando los valores

X	2	4	10
$h_v + \sum h_f$	0.058	0.135	0.606
$\sum \Delta Y$	0.152	0.322	1.110

Como puede apreciarse por los valores obtenidos para $h_v + \sum h_f$ y $\sum \Delta Y$, sería necesario proceder a un redimensionamiento del canal con el objeto de disminuir la diferencia que se tiene, pero este trabajo tendría su justificación si se tratara de una obra que va a estar sujeta a un servicio constante, o también en el caso de que

la diferencia de valores afectara al funcionamiento de otros elementos del sistema de aprovechamiento. Analizado el caso presente, puedo decir que si tomamos en cuenta las disponibilidades topográficas y por otro lado el aspecto económico, sumados al servicio esporádico de la obra, es posible aceptar las diferencias encontradas.

Detalles constructivos y ubicación de la obra pueden verse en la hoja N° 47 de la sección planos.

c) Compuerta lateral de fondo y canal de descarga al cauce.-

Con el objeto de poder descargar hacia el cauce de la quebrada los sedimentos que puedan depositarse en el canal principal, en los períodos en que se suspenda el servicio mediante la operación de la compuerta anterior al último tramo de túnel de la aducción, se ha previsto la instalación de una compuerta de fondo. El agua y materiales provenientes de la compuerta serán conducidos hacia el cauce de la quebrada mediante un canal de sección rectangular que sirve además para recibir y evacuar las aguas que circulen por el canal lateral del vertedero.

El diseño de la compuerta lo haré en base de la consideración de que no se trata sino de un orificio de grandes dimensiones (se denomina orificio de grandes dimensiones aquel en el cual la dimensión vertical es mayor que la décima parte de la altura de carga que existe sobre su centro de gravedad).

La fórmula general para orificios es:

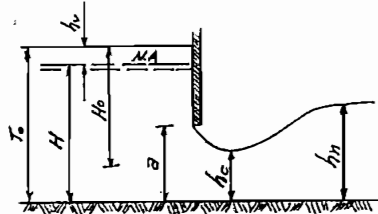
$$Q = C.A \sqrt{2g H_o} \quad (1)$$

A = área del orificio

g = aceleración de la gravedad

Ho = altura de agua sobre el centro de gravedad (para orificios no sumergidos)

C = coeficiente de gasto (variable según el funcionamiento del orificio)



De acuerdo a la figura:

$$H_o = T_o - 0.5 a$$

$$\text{pero } T_o = H + h_v \text{ y } h_v = \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{luego: } H_o = H + \frac{v^2}{2g} - 0.5 a$$

Reemplazando el valor de Ho en la fórmula (1), tengo:

$$Q = C.A \sqrt{2g \left(H + \frac{v^2}{2g} - 0.5 a \right)} \quad (1a)$$

Para la determinación del coeficiente C, considerando que la compuerta no será sumergida, se aplica la fórmula de Chertonsov, cuya expresión es:

$$C = 0.62 \left(1 - 0.12 \frac{a}{T_o} \right) \quad (2)$$

$$T_o = 2.22 + \frac{1.12^2}{2g} = 2.22 + 0.064 = 2.284 \sim 2.28$$

$$C = 0.62 \left(1 - 0.12 \frac{a}{2.28} \right)$$

Reemplazando el valor del coeficiente C en la fórmula (1a) y si A = a² (orificio de forma cuadrada), luego:

$$Q = 0.62a^2 \left(1 - 0.12 \frac{a}{2.28} \right) \sqrt{2g(2.28 - 0.5 a)} \quad (1b)$$

Como puede deducirse de la última ecuación, Q es una función de la dimensión vertical del orificio de la compuerta.

Sabiendo que Q debe ser igual o mayor que el caudal normal que circule por el canal principal ($3 \text{ m}^3/\text{s}$) y después de varios tanteos con diferentes valores adoptados para a , he llegado a establecer como aceptable $a = 0.95 \text{ m}$, con lo que:

$$Q = 0.62 \times 0.95^2 (1 - 0.12 \frac{0.95}{2.28}) \sqrt{19.62(2.28 - 0.5 \times 0.95)}$$

$$= 0.589 \times 0.902 \sqrt{19.62(2.28 - 0.475)} = 3.15 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Una vez obtenidas las dimensiones del orificio de la compuerta, es necesario comprobar si es que realmente ésta funciona como no sumergida, como he supuesto, para el cálculo del coeficiente C .

El procedimiento a emplearse es el siguiente:

- 1) Calculamos el calado contraído h_c a base de la fórmula:

$$h_c = 0.64 a$$

- 2) Se determina a continuación el valor para el calado crítico (h_{cr}), a base de la ecuación:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{b^2 g}}$$

$$\alpha = 1.1$$

$$b = a \text{ (sección cuadrada)}$$

- 3) Si h_c mayor que h_{cr} , entonces si h_n mayor que a , la compuerta es libre y si h_n menor que a , la compuerta es sumergida.

Si h_c menor que h_{cr} hay que encontrar la altura conjugada h_2 , cuya expresión es variable de acuerdo a la forma de la sección.

- 4) Una vez calculada h_2 , si ésta es mayor que h_n , la compuerta es libre y si h_2 menor que h_n , la compuerta es sumergida.

Para el caso en estudio tendría:

$$h_c = 0.64 \times 0.95 = 0.608$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1.1 \times 3.15^2}{0.95^2 \times 9.81}} = 1.117$$

Como $h_{cr} > h_c$ (régimen supercrítico), es necesario calcular la altura conjugada h_2

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 \times Q^2}{g b^2 h_c^3}} - 1 \right) \quad \begin{array}{l} \alpha = 1.1 \\ b = a \end{array}$$

$$h_2 = \frac{0.608}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8.8 \times 9.92}{9.81 \times 0.9 \times 0.225}} - 1 \right)$$

$$h_2 = 0.304 (6.73 - 1) = 1.742$$

Calculo ahora el valor de h_n , para lo cual es necesario proceder al dimensionamiento del canal de descarga.

Conozco que: $Q = \frac{K^1}{n} b^{8/3} s^{1/2}$

Si: $Q = 3.15 \text{ m}^3/\text{s}$

$$n = 0.014$$

$$b = 0.95$$

$$s = 0.01 (1\%)$$

$$K^1 = \frac{Q \times n}{b^{8/3} s^{1/2}} = \frac{3.15 \times 0.014}{0.95^{8/3} \times 0.01^{1/2}} = \frac{0.0441}{0.872 \times 0.1} = 0.505$$

De acuerdo a la Tabla N° 94 del Manual de Hidráulica de W. King, tengo:

$$K^1 = 0.505 \quad h_n/b = 1.04$$

$$h_n = 1.04 \times b_n = 1.04 \times 0.95 = 0.988$$

Finalmente, como $h_2 > h_1$, queda comprobado que la compuerta no es sumergida, como había supuesto para el cálculo del coeficiente C .

En el canal que descarga las aguas provenientes de la compuerta y del canal lateral del vertedero en el cauce de la quebrada, he previsto la construcción de un trampolín en su parte externa, con el objeto de alejar el chorro del pie del barranco, evitando de este modo socavaciones en la pared que posteriormente podrían afectar a la estabilidad de la obra.

d) Cuneta de coronación.-

Para el caso de presentarse desborde de la acequia de Taxourco o si se tiene presencia de agua superficial proveniente de lluvias, infiltraciones en los taludes que circundan a la estructura de paso, etc., he considerado necesario construir una cuneta de protección, que permita descargar dichas aguas al cauce de la quebrada, en sitios que no afecten en absoluto la seguridad de los taludes que circundan a la obra.

La cuneta irá dimensionada de tal manera que esté en capacidad de desaguar el caudal máximo que circula por la acequia, para el caso de producirse una obstrucción total de la sección de circulación como consecuencia de un derrumbe por ejemplo. (El tipo de diseño y construcción de la acequia, que data de muchos años atrás, no garantizan una absoluta seguridad para casos de emergencia como el indicado.).

Adopto para el diseño de la sección tipo una pendiente del 1% y considero además que irá con un revestimiento de hormigón simple.

Datos para el dimensionamiento:

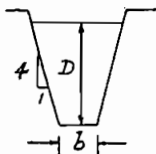
$$Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s = 0.01$$

$$n = 0.014$$

$$b = 0.3 \text{ m.}$$

$$z = 0.25 \text{ (talud de los cajeros)}$$



$$Q = \frac{K^1}{n} b^{8/3} s^{1/2}$$

$$K^1 = \frac{0.4 \times 0.014}{0.3^{8/3} \times 0.01^{1/2}} = \frac{0.0056}{0.04 \times 0.1} = \frac{5.6}{4} = 1.4$$

$$D/b = 1.57 \text{ para } K^1 = 1.4$$

$$D = 0.3 \times 1.57 = 0.47 \text{ mts.}$$

Considerando una altura de seguridad o franco de 0.13 mts., obtengo que la profundidad total de la cuneta será 0.60 mts.

e) Sección tipo para revestimiento de la acequia Taxourco.-

Con la excavación de túneles pilotos en varios de los cruces del proyecto sobre quebradas, con características semejantes a las encontradas en la de San Agustín, es decir en donde la acequia de Taxourco se encuentra relativamente próxima al proyecto, se ha determinado la existencia de aguas provenientes de infiltraciones a través de las paredes y solera de la acequia.

Como es natural, la presencia de estas aguas afecta las condiciones del terreno que circunda a las zonas de entrada y salida del túnel, lo que hace indispensable realizar el revestimiento del cauce de la acequia en todo el tramo que tenga influencia directa. El revestimiento tiene también su justificación en el hecho de que

si no se lo realiza, la construcción del túnel resulta peligrosa y antieconómica (el uso de entibados durante el período de construcción y un aumento del espesor de revestimiento por malas condiciones del suelo, encarecen enormemente el presupuesto).

De acuerdo a derechos de propiedad, constantes en escritura pública, por la acequia de Taxourco en períodos normales deberán circular como máximo 400 litros/seg., por esta razón el dimensionamiento lo haré considerando como volumen máximo el indicado.

Datos para el diseño:

$$Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$s = 0.008 \text{ (8‰)}$$

$$n = 0.020 \text{ (según tabla N° 73 del Manual de Hidráulica de W. King para superficie de mampostería con cemento.)}$$

$$b = 0.9 \text{ mts} = \text{ancho en la base}$$

$$Q = \frac{K^1}{n} b^{8/3} s^{1/3}$$

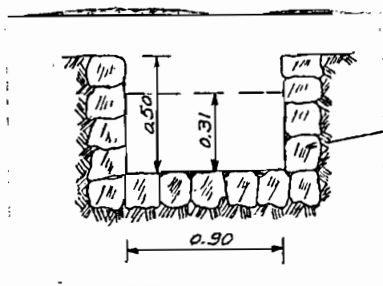
$$K^1 = \frac{0.4 \times 0.02}{0.755 \times 0.089} = \frac{0.008}{0.067} = 0.119$$

$$\text{para } K^1 = 0.119 \quad D/b = 0.34$$

$$D = 0.34 \times 0.9 = 0.31 \text{ mts} = \text{calado}$$

Considerando una altura de seguridad de 0.19 mts., la altura final de revestimiento será 0.5 mts.

Los tramos en que la acequia funciona en túnel como puede verse en el detalle topográfico de la hoja N° 4 de la sección planos, el revestimiento debe aumentarse a una altura de 0.8 mts.



MAMPOSTERIA DE PIEDRA CON REBOQUE DE CEMENTO

SECCION TIPO DE REVESTIMIENTO PARA LA ACEQUIA DE TAXOURCO.

2-2 OBRAS ESPECIALES PARA EL APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

En esta sección se hará el diseño de las siguientes obras:

- DESARENADOR
- TANQUE DE PRESION
- TUBERIA DE PRESION
- OBRA ESPECIAL DE PASO DIRECTO.

2-2-1 DESARENADOR.-

2-2-1-1 Generalidades.-

Cuando en una instalación se tienen elementos tales como sifones, tuberías de presión, turbinas, etc. a los que afecta la circulación de agua con velocidades relativamente altas y cargada de material sólido en suspensión (especialmente arena), se hace necesaria la construcción de tanques sedimentadores que antecedan a dichos elementos y que permitan la obtención de agua libre de arenas.

Las exigencias en cuanto se refiere al tamaño máximo de partículas cuyo paso se permite, serán función del tipo e importancia que el elemento tiene dentro de la instalación.

Tratándose específicamente de tuberías de presión y órganos de

36

turbinas que operan con alturas de carga del tipo intermedio (150 a 400 mts.), las experiencias han demostrado que son las arenas finas los elementos de acarreo más peligrosos, por su alto poder abrasivo.

2-2-1-2 Cálculos Hidráulicos.-

Para el diseño hidráulico he considerado como elementos principales, los siguientes:

- a) Compuerta de entrada
- b) Transición
- c) Depósito de sedimentación
- d) Compuerta de fondo y canal de desagüe de sedimentos
- e) Vertedero de paso al tanque de presión.

Como elemento complementario:

- f) Canal de paso directo con su compuerta de entrada.

a) COMPUERTA DE ENTRADA.-

La sección transversal del sitio en donde se instalará la compuerta, tiene las mismas características hidráulicas que las del túnel de aducción, por esta razón no realizo ningún cálculo. Únicamente indicaré que el orificio útil que debe cubrir la compuerta es de 1.4 mts. de ancho por 1.92 mts. de altura.

Los detalles constructivos para la instalación y operación de esta compuerta (guías y losa de operación), pueden verse en la hoja N° 5 de la sección planos.

b) TRANSICION.-

La transición es un elemento que permite el cambio de una sección

ción menor a otra mayor o de una mayor a otra menor, en forma progresiva, con el objeto de evitar fuertes pérdidas de carga y además movimiento del tipo turbulento; la construcción de la transición impide además la formación de las denominadas zonas muertas o de remolino, en las que se producen depósitos de sedimentos, cuya limpieza resulta bastante difícil de realizar.

En el caso presente, tenemos el paso de una sección menor (canal de entrada) a una mayor (sección al origen del depósito de sedimentación).

Para un dimensionamiento exacto de la transición, podría seguirse el método indicado en "Saltos de Agua y Presas de Embalse, páginas 387 a 393, primer tomo, José Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil, segunda edición, Madrid 1.944".

No he realizado el cálculo de acuerdo al método indicado, pues me parece que los resultados que se obtienen en cuanto al trazado en planta y en perfil resultan poco prácticos en el aspecto constructivo y además que sería necesario realizar ensayos en modelos, con el objeto de determinar el coeficiente K necesario para el cálculo de la pérdida de carga.

Me limito a determinar la longitud de la transición en base de la recomendación que hace el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos, en el sentido de que: la línea que une los extremos de las secciones forme con el eje de la estructura un ángulo de $12^{\circ}30'$. Se ha tenido en cuenta además la recomendación de redondear los muros a fin de obtener para el perfil superficial del agua una curva continua y eliminar zonas muertas o de remolino.

De acuerdo a lo expuesto tengo:

$$L = \frac{B - b}{2} \times \frac{1}{\text{tg } \alpha}$$

L = longitud de la transición

B = ancho al origen del tanque sedimentador

b = ancho del canal de entrada

Para nuestro caso:

$$b = 1.4 \text{ mts.}$$

B = 8.0 mts. (valor impuesto y que lo considero adecuado para el dimensionamiento del depósito de sedimentación).

Reemplazando valores tendría:

$$L = \frac{8.0 - 1.4}{2} \times \frac{1}{0.2217} = \frac{6.6}{0.4434} = 14.9 \text{ mts.}$$

El cálculo de la pérdida de carga en la transición se hace mediante la fórmula:

$$\Delta Y = \frac{(V_0 - V_1)^2}{2g} K$$

V₀ = velocidad al origen = 1.12 m/seg.

V₁ = velocidad al final = 0.16 m/seg

g = aceleración de la gravedad

K = coeficiente que varía de acuerdo al valor del ángulo 2α y a la relación l₀/l₁. Para este caso he tomado l₀/l₁ ~ 4.25 y 2α = 25° (Fig. 191 página 376, Hidráulica de Domínguez)

$$\Delta Y = \frac{(1.12 - 0.16)^2}{19.62} \times 0.55 = 0.026 \text{ mts.}$$

c) DEPOSITO DE SEDIMENTACION.-

Cálculo de la longitud.-

Como ya indiqué anteriormente al referirme a generalidades, es necesario producir la decantación de las arenas finas que acarrea el agua, con el objeto de evitar grandes desgastes en la tubería y órganos de la turbina. De acuerdo a la clasificación general para arenas, en cuanto a diámetro de las partículas se refiere, diré que se consideran finas aquellas que varían entre 0.1 y 0.4 mm.

Tomando para los cálculos $\phi = 0.3$ mm, la velocidad de caída en aguas tranquilas (u) según Hazen es 0.032 m/seg., considerando el agua a 10° C y con un peso específico de 2.65 (Abastecimiento de Aguas y Alcantarillado, E. Stell, tabla N° 20, pág. 285).

Cuando el agua está en movimiento hay una velocidad adicional, debido a la turbulencia, que tiende a retrasar el descenso de las partículas y que puede calcularse mediante la expresión siguiente:

$$W = \frac{v}{5.7 + 2.3D}$$

D = profundidad media del depósito

v = velocidad media de movimiento del agua en el depósito.

Según Du Buat (Texto de Hidráulica de J.L. Gómez Navarro, pág. 397) la velocidad límite por debajo de la cual el agua deja de arrastrar arena fina es de 0.16 m/seg. De acuerdo a esto y supuesta una profundidad media de 2.8 mts. para el depósito, tendría:

$$W = \frac{0.16}{5.7 + 2.3 \times 2.8} = 0.0132$$

La velocidad efectiva de caída será:

$$U - W = 0.0324 - 0.0132 = 0.0192 \text{ m/seg.}$$

Para calcular la longitud que debe tener el depósito aplico la fórmula siguiente:

$$L = (1 + K) D \frac{v}{U - W}$$

K es un coeficiente que incrementa a la longitud mínima hasta en un 40%. Para este caso considero como valor aceptable 0.2.

Reemplazando valores tengo:

$$L = (1 + 0.2) 2.8 \frac{0.16}{0.0192} = 28 \text{ mts.}$$

Debo aclarar que esta longitud no incluye la transición de entrada y se la toma hasta la iniciación del vertedero de paso al tanque de presión. Esta longitud garantiza el depósito total de partículas con diámetro mayor o igual a 0.3 mm.

He comprobado el cálculo de la longitud mediante la fórmula indicada por Schoklitsch en su texto "Tratado de Arquitectura", pág. 416, tomando en cuenta el aumento de 1.5 a 2 veces de la longitud obtenida por dicha fórmula.

$$L = \frac{h}{\sigma} U$$

h = profundidad del depósito (se considera también el valor medio)

U = velocidad media del agua

σ = velocidad de sedimentación de los granos mas finos considerados.

$$L = \frac{2.8}{0.032} \times 0.16 = 14 \text{ mts.}$$

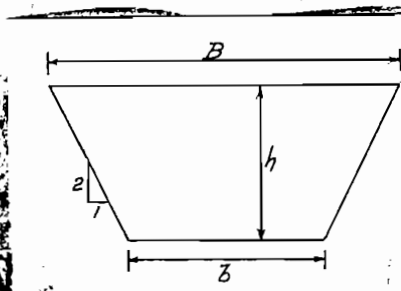
$$L \text{ efectiva} = K^1.L = 2 \times 14 = 28 \text{ mts.}$$

AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL.-

El área de la sección transversal de acuerdo a la ecuación de la continuidad será:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3}{0.16} = 18.75 \text{ m}^2$$

Considerando una sección transversal de las características indicadas en la figura siguiente, en correspondencia del origen del depósito (final de la transición), tengo:



$$A = \frac{B + b}{2} \times h$$

$$A = 18.75 \text{ m}^2.$$

$$b = B - h$$

$$B = 8 \text{ mts.}$$

$$18.75 = \frac{8 + (8 - h)}{2} \times h$$

$$37.50 = 16h - h^2$$

$$h^2 - 16h + 37.50 = 0$$

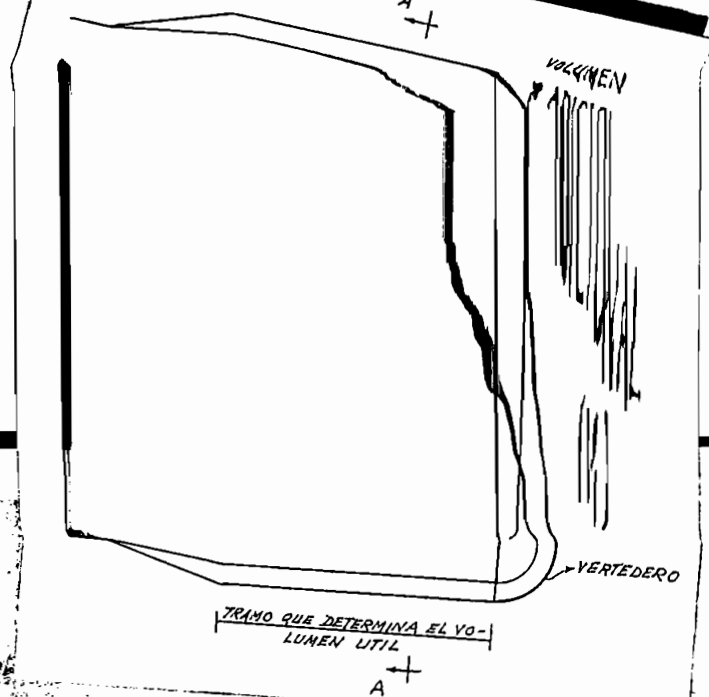
$$h = \frac{16 \pm \sqrt{256 - 150}}{2} = \frac{16 \pm 10.3}{2}$$

$h = 13.15$ (valor no aceptable por imposibilidad geométrica)

2.85 , valor que se toma

$$b = 8 - 2.85 = 5.15 \text{ mts.}$$

Como se puede observar, el valor $h = 2.85$ obtenido, difiere ligeramente con la imposición hecha anteriormente para el cálculo



de la longitud, o que la profundidad media del depósito (sin tomar en cuenta la zona que ocuparán los sedimentos) es $D = 2.8$ mts. La diferencia, sin embargo, no afecta al valor encontrado para la longitud, si se toma en cuenta la participación que tienen los coeficientes K y K^1 y además sus límites de variación.

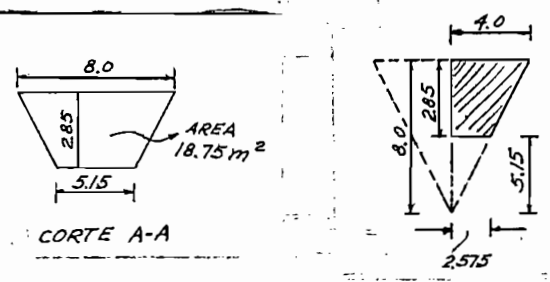
VOLUMEN UTIL.-

Tomando la longitud hasta la iniciación del vertedero de paso al tanque de presión ($L = 28$ mts) y el área de la sección transversal obtenida a base de la ecuación de la continuidad, puedo calcular el volumen útil del depósito:

$$V = A \times L = 18.75 \times 28 = 525 \text{ m}^3$$

VOLUMEN TOTAL.-

Se lo obtiene añadiendo el volumen útil el que corresponde al desarrollo del vertedero. De acuerdo a la figura:



$$V_T = V_u + V_1$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi \times 8^2}{4} \times \frac{8}{3} - \frac{\pi \times 5.15^2}{4} \times \frac{5.15}{3} \right)$$

$$V_1 = \frac{1}{2} (134.2 - 35.8) = 49.2 \text{ m}^3$$

N o t a : El cálculo de V_1 se ha hecho considerando que corresponde a la mitad de un cono truncado de base mayor de 8 m de diámetro y base menor de 5.15 m de diámetro.

El volumen total será:

$$V_T = 525 + 49.2 = 574.2 \text{ m}^3$$

De acuerdo al valor obtenido deducimos que la capacidad del depósito es aproximadamente 191 veces el caudal Q.

Con el objeto de incrementar la capacidad del depósito, recomendando la instalación de cualquier tipo de difusores (de manera especial un tipo para el cual se se tiene experiencia en obras construídas) a la iniciación de la transición. Con este dispositivo se podría alcanzar la velocidad recomendada para iniciar la sedimentación, antes de que el agua llegue al final de la transición.

CAPACIDAD DEL DEPOSITO RECOLECTOR DE SEDIMENTOS.-

La capacidad del depósito destinado a la recolección de sedimentos, es función del intervalo de tiempo entre limpieas del desarenador y además del porcentaje en volumen de los acarrees.

La experiencia en obras construídas en el país usando aguas de ríos con características semejantes al que se aprovecha para este proyecto, ha demostrado que el acarreo medio tiene un valor de 1‰.

Para el cálculo considero únicamente el 0.5‰, pues tomo en cuenta el funcionamiento del desarenador que se construirá antes del sifón que cruza el cauce del río "El Salto".

Con el valor de acarreo indicado y suponiendo un intervalo de 12 horas entre limpieas, calculo el volumen de sedimento (V_S). El valor de 12 horas indicado, variará de acuerdo al período del año que se considere y en función de la experiencia que se vaya obteniendo

del comportamiento de la instalación.

$$V_s = 3 \text{ m}^3/\text{seg} \times 12 \text{ horas} \times 3600 \text{ seg/horas} \times 0.0005 = 64.75 \text{ m}^3$$

$$V_s \approx 65 \text{ m}^3$$

Para almacenar los sedimentos he previsto la construcción de un canal trapezoidal de fondo de longitud igual a la del depósito de sedimentación propiamente dicho y de las siguientes características:

- pendiente longitudinal ----- 6%
- ancho de las trazas de fondo ---- 0 al origen
- talud lateral ----- variable

El volumen del depósito será:

$$V = 30.375 \times 2.59 = 78 \text{ m}^3$$

El valor obtenido satisface de sobra eficiencia al ser mayor que los requerimientos en un período de 12 horas, con una capacidad de funcionamiento normal. El tanque deberá ser capaz de almacenar ligeramente el porcentaje de sobrecarga también en período de tiempo.

Observando la figura anterior puede indicar que un cálculo exacto del volumen del depósito destinado a alojar sedimentos, por métodos matemáticos, sería un trabajo muy engorroso, largo y poco práctico para los fines que se persiguen en este trabajo. Por lo expuesto, me limito a calcular el volumen a base del área de la sección transversal en la mitad del depósito y de su longitud.

del tanque de presión.

En cuanto al funcionamiento de la cámara, debe considerarse

dos casos, para los cuales, se realiza el flujo y que son: 1) baja carga hidrostática variable y 2) circulación a nivel libre.

Refiriéndome al segundo caso, para el dimensionamiento, he su-
mado al caudal que ingresa por la compuerta de entrada, necesario
para facilitar el desalojo de sólidos, el que se obtiene por por-
centaje entre el volumen total del depósito (incluyendo el de la
transición) y el tiempo en el cual, he estimado, puede realizarse la
limpieza hidroeléctrica (horas de carga baja).

Debo aclarar que el segundo caudal indicado tiene carácter ne-
tamente arbitrario si se toma en cuenta la variación que sufre el
volumen desde la iniciación de la operación de limpieza hasta que
la compuerta llega a funcionar a nivel libre.

Quando el sistema funcione con 3 m³/seg. el valor del caudal
El volumen total será:
de ayuda (Qa) será de 1 m³/seg., con lo cual el caudal total de cir-
culación será: $V = V_D + V_s + V_{TR}$

V_D = volumen del depósito propiamente dicho (574.2 m³)

Una vez fijado el volumen de sedimentos (79 m³) a succionar de con-
tinuidad tengo: V_{TR} = volumen de la transición.

El valor de V_{TR} lo obtengo por el producto de la longitud de
la transición y el promedio entre las áreas al origen y final.
v = 1.5 m/seg, valor permisible considerando que el
canal Área al origen: $1.92 \times 1.48 \pi, 2.74 \text{ m}^2$ Construido de hormigón.

Área al final : $8.0 + 5.15$

No conviene sumar un valor 2.3085π o 18.75 m^2 de velocidad, pues si

bien es cierto que en condiciones normales de funcionamiento (agua
con poco contenido de sedimentos), el hormigón puede soportar velo-
cidades mayores a 2.5 m/seg , en $15.6 \times 180 \text{ m}$ el alto contenido de sólidos
determinaría un efecto abrasivo en paredes y fondo.

Cota de solera a la iniciación de la transición	3303.684
N.A.N. en el depósito para 1.0 m ³ /seg.	3305.208
N.A.N. en el depósito para 3.0 m ³ /seg.	3305.308
Cota de la cresta del vertedero	3305.008
Cota de solera al final de la transición	3302.458
Pendiente de la solera de la transición	8.17%

f) Canal de paso directo. - $Q = 0.90 \times 1.0 = 0.90 \text{ m}^3/\text{seg}$ (area de la sección transversal)

El canal de paso directo, que se lo construirá paralelo a la pared izquierda del depósito de sedimentación, irá diseñado de modo que permita la circulación del caudal total, pues, es necesario considerar que en cualquier momento, por razones de reparación por ejemplo, dicho depósito tenga que ser eliminado completamente del servicio.

De indicado sería el caso, en caso desfavorable, ya que en condiciones normales de funcionamiento y particularmente considerado el período de limpia, el canal serviría para conducir hacia el tanque de presión la diferencia entre el caudal de llegada y el que ingresa al desarenador para ayudar a la salida del material sólido retenido.

altura = 0.95 mt.

Datos para el diseño: la sección puede verse en la hoja N°

la sección plana $Q = 3 \text{ m}^3/\text{seg}$.

$n = 0.014$

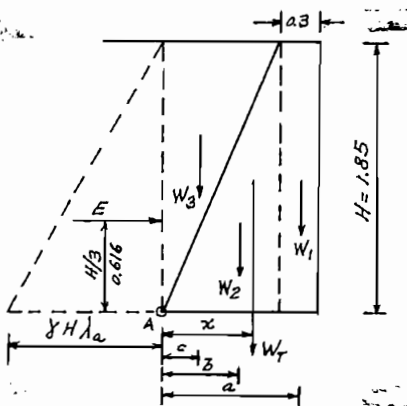
Calculos estructurales. -

$s = 0.01$

Una vez establecidos las dimensiones de las secciones transversales tanto del depósito como del canal de paso directo a base de valores impuestos

$b = 1.0 \text{ mt.}$

Talud paredes laterales: vertical perpendicular, en esta sección



El empuje de tierras lo he calculado con la fórmula:

$$E = \frac{\gamma}{2} \frac{H^2}{\Delta B}$$

considerando que no existe sobrecarga.

γ = peso específico del suelo

$$\Delta = 42^\circ (45^\circ - \phi/2)$$

ϕ = talud natural

A base de ensayos de laboratorio realizados en muestras tomadas en la zona, se han obtenido valores promedio para γ y ϕ . Dichos valores son el resultado de ensayos de densidad de laboratorio y corte directo.

Los resultados fueron:

$\gamma = 1.49$ (densidad húmeda)

Cota de solera a la iniciación de la transición	3303.684
N.A.N. en el depósito para 1.6 m ³ /seg.	3305.208
N.A.N. en el depósito para 3.0 m ³ /seg.	3305.308
Cota de la cresta del vertedero	3305.008
Cota de solera al final de la transición	3302.458
Rendimiento de la solera de la transición	8.17%

f) Canal de paso directo.-

El canal de paso directo, que se lo construirá paralelo a la pared izquierda del depósito de sedimentación, irá diseñado de modo que permita la circulación del caudal total, pues es necesario considerar que en cualquier momento, por razones de reparación por ejemplo, dicho depósito tenga que ser eliminado completamente del servicio.

Lo indicado sería el caso mas desfavorable, ya que en condiciones normales de funcionamiento y particularmente considerado el período de limpia, el canal servirá para conducir hacia el tanque de presión la diferencia entre el caudal de llegada y el que ingresa al desarenador para ayudar en el desalojo del material sólido retenido.

Datos para el diseño:

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

$$n = 0.012$$

$$s = 0.01$$

$$b = 1.0 \text{ mt.}$$

valores impuestos

Talud paredes laterales: vertical

$$K_1 = \frac{K_1 \cdot 48.7}{h} = \frac{3.0 \times 0.014}{1 \times 0.100} = \frac{0.042}{0.100} = 0.42$$

$$K_1 = 0.42 \rightarrow D/b = 0.9 \quad (D = \text{salida})$$

$$D = 0.90 \times 1.0 = 0.90 \text{ mt.}$$

$$b = 0.90 \times 2 + 1.0 = 2.80$$

$$A = 0.90 \times 1.0 = 0.90 \text{ m}^2 \quad (\text{área de la sección transversal})$$

$$r = \frac{0.90}{2.80} = 0.321$$

$$r^{2/3} = 0.469$$

$$V = \frac{r^{2/3} \cdot 48.7}{n} = \frac{0.469 \times 0.10}{0.014} = 3.35 \text{ m/seg.}$$

COMPUERTA DE ENTRADA

Una vez obtenidas las dimensiones de la sección transversal del canal ($b=1.0$ y $D=0.90$), puedo indicar que la compuerta que se instalará a la iniciación del canal lateral, en su sección útil tendrá las siguientes dimensiones:

$$\text{ancho} = 1.0 \text{ mt.}$$

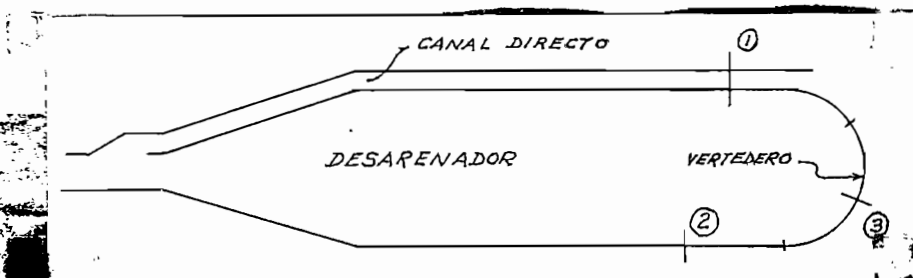
$$\text{altura} = 0.95 \text{ mt.}$$

Los detalles de instalación pueden verse en la hoja N° 5 de la sección planos.

2-2-1-3 Cálculos estructurales.

Una vez establecidas las dimensiones de las secciones transversales tanto del depósito como del canal de paso directo a base de los cálculos hidráulicos realizados anteriormente, en esta sección

haré un ligero análisis del funcionamiento estructural de los diferentes elementos, con el objeto de completar su dimensionamiento.

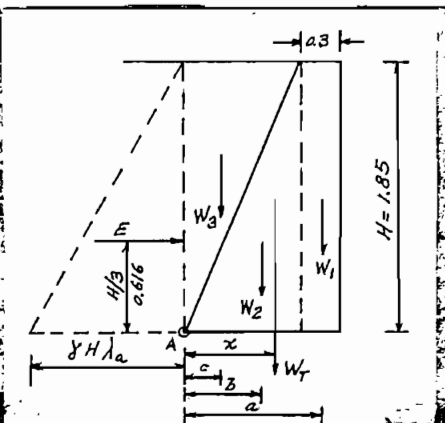


A base del esquema antes indicado, he fijado como sitios representativos para el análisis, los marcados con los números 1, 2 y 3. De modo general puedo indicar que se trata de estructuras que trabajan como muros de sostenimiento o como diques, según el caso.

Analizando el caso (1) puedo indicar que el muro izquierdo del canal de paso directo debe ser dimensionado como muro de sostenimiento de tierras, pues si se considera el empuje debido al agua que circula por el canal, éste queda contrarrestado por el empuje pasivo del suelo.

Para el muro derecho el dimensionamiento debe hacerse tomando en cuenta que se trata de un dique, es decir estructura que soporta empuje de agua por un lado, teniendo libre el otro o viceversa (no hay contacto lateral con el terreno).

MURO IZQUIERDO.-



El empuje de tierras lo he calculado con la fórmula:

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} \lambda a$$

considerando que no existe sobrecarga.

γ = peso específico del suelo

$$\lambda a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\rho}{2})$$

ρ = talud natural

A base de ensayos de laboratorio realizados en muestras tomadas en la zona, se han obtenido valores promedio para γ y ρ . Dichos valores son el resultado de ensayos de densidad de laboratorio y corte directo.

Los resultados fueron:

$$\gamma = 1.49 \text{ (densidad húmeda)}$$

$$\rho = 26^\circ$$

Con el valor de ρ calculo el correspondiente a λa

$$\lambda a = \text{tg}^2(45 - \frac{26}{2}) = \text{tg}^2 32^\circ = 0.391$$

Reemplazando valores en la fórmula de E vendria:

$$E = 1.49 \times \frac{1.85^2}{2} \times 0.391 = 1.00 \text{ Tn}$$

Tomando 0.3 m como ancho en la coronación y 1.4 m en la base, calculo el peso del muro:

$$W = W_1 + W_2 = (0.3 \times 1.85 + \frac{1.1 \times 1.85}{2}) \times 2.2 = (0.555 + 1.020) \times 2.2 = 3.47 \text{ Tn}$$

El peso del suelo sera:

$$W_3 = \frac{w \cdot l \cdot a \cdot 1.85}{2} = 1.49 = 1.52 \text{ Tn}$$

El peso total estabilizante es:

$$W_T = W + W_3 = 4.99 \text{ Tn}$$

Determino ahora la línea de acción de W_T , tomando momentos por W_1 , W_2 y W_3 respecto al punto A.

$$W_T \cdot X = W_1 \cdot a + W_2 \cdot b + W_3 \cdot c$$

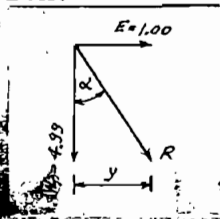
$$4.99 \cdot X = 1.22 \cdot 1.25 + 2.24 \cdot 0.734 + 1.52 \cdot 0.367$$

$$X = \frac{1.52 + 1.64 + 0.558}{4.99} = \frac{3.718}{4.99} = 0.745 \text{ m}$$

La resultante R entre H y W_T valdra:

$$R = \sqrt{H^2 + W_T^2} = \sqrt{1.0^2 + 4.99^2} = \sqrt{25.90} = 5.09 \text{ Tn}$$

El punto de aplicación de R, referido a la línea de acción de W_T , estara a una distancia Y que se calcula con la siguiente relación:



$$\frac{4.99}{4.700} = \frac{0.616}{Y}$$

$$Y = \frac{1.00 \times 0.616}{4.99} = 0.124 \text{ m}$$

El valor de Y nos indica que la resultante R se encuentra aplicada a 0.869 m del punto A, es decir dentro del tercio medio de la base.

En cuanto a la comprobación contra deslizamiento, tendria:

$$\mu = \frac{E}{W_T} = \frac{1.0}{4.99} = 0.2$$

Tratándose de rozamiento entre hormigón y arcilla limosa con cierto contenido de arena, el valor aconsejado para μ es 0.45, lo que indica que el muro se encuentra garantizado contra deslizamiento. El factor de seguridad que se tiene en este caso sería ~ 2 .

MURO DEFRONTEO

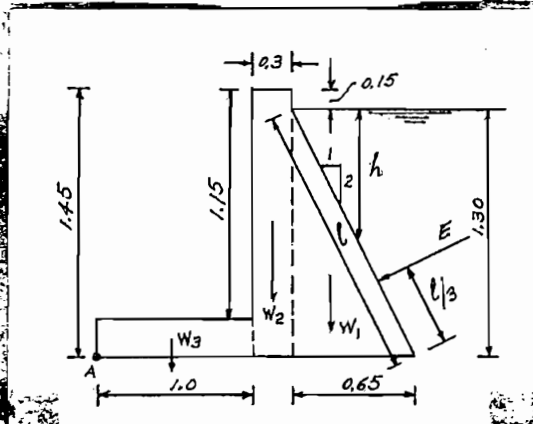
Para el dimensionamiento de este muro deben tenerse en cuenta las condiciones de funcionamiento: a) depósito desarenador lleno y canal de paso directo fuera de servicio, b) depósito desarenador vacío y canal de paso directo en funcionamiento.

(Caso a).-

El empuje que el agua ejerce sobre el muro se lo calcula con la fórmula:

$$E = \frac{1}{2} \times h \times b \times \gamma \times \frac{1}{3}$$

- l = dimensión inclinada del paramento de agua
- h = profundidad del centro de gravedad de la superficie respecto al nivel libre del agua
- b = ancho del muro, que normalmente se toma igual a 1 mt.
- γ = peso específico del agua (1 Tn/m³)



$$l = \sqrt{1.3^2 + 0.65^2} = 1.46$$

$$l/3 = 0.486$$

$$\frac{1.3}{1.46} = 0.73$$

$$h = \frac{1.3 \times 0.73}{1.46} = 0.65$$

$$E = 1.46 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.65 = 0.948 \text{ Tn} \sim 0.95 \text{ Tn}$$

El peso de la estructura es:

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_1 = 0.65 \times 0.65 \times 2.2 = 0.932 \text{ Tn}$$

$$W_2 = 0.3 \times 1.45 \times 2.2 = 0.96 \text{ Tn}$$

$$W_3 = 0.3 \times 1.0 \times 2.2 = 0.66 \text{ Tn}$$

$$W_T = 0.932 + 0.859 + 0.66 = 2.552 \text{ Tn}$$

La línea de acción de W_T la determino tomando momentos respecto al punto A.

$$W_T \cdot X = W_1 \cdot a + W_2 \cdot b + W_3 \cdot c$$

$$2.552 \times X = 0.932 \times 1.516 + 0.96 \times 1.15 + 0.66 \times 0.5$$

$$X = \frac{1.415 + 1.10 + 0.33}{2.552} = \frac{2.845}{2.552} = 1.115 \text{ m}$$

$$R = \sqrt{R_H^2 + R_V^2}$$

$$R_H = 2R_V$$

$$R = \sqrt{5R_V^2} = \sqrt{5}R_V$$

$$R_V = \frac{0.95}{\sqrt{5}} = \frac{0.95}{2.24} = 0.424 \text{ Tn}$$

$$R_H = 2 \times 0.424 = 0.848 \text{ Tn}$$

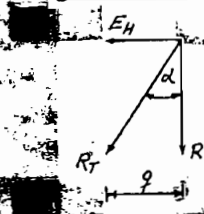
$$R \cdot z = W_T \cdot X + R_V \cdot z$$

$$z = 1.95 \cdot \frac{1}{\sqrt{5}} = 1.95 \cdot \frac{1.416}{2.24} = 1.95 \cdot 0.632 = 1.234 \text{ m}$$

$$R = 2.552 + 0.424 = 2.976 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{2.552 \times 1.115 + 0.424 \times 1.734}{2.976} = \frac{3.2575}{2.976} = 1.20 \text{ m}$$

El desplazamiento de la resultante entre R y E_H generado al punto de aplicación de R, lo calculo con la siguiente relación:



$$\frac{R}{E_H} = \frac{0.432}{0.848}$$

$$q = \frac{0.848 \times 0.432}{2.976} = 0.123$$

Con el valor de q se deduce que la resultante final se encuentra aplicada a una distancia de 1.077 m del punto A y también que se encuentra dentro del tercio medio de la base:

$$0.65 > 1.077 > 1.30$$

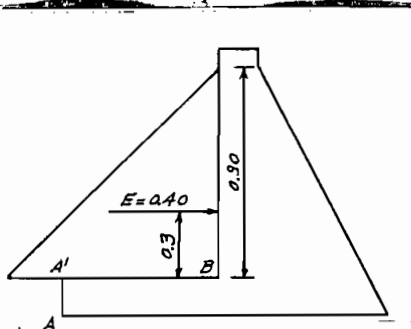
Comprobación a deslizamiento:

$$\mu = \frac{0.848}{2.976} = 0.285 > 0.15$$

Caso b).-

El empuje en este caso vale:

$$E = \frac{1}{2} H^2 = \frac{1}{2} \times 0.90^2 = 0.40 \text{ Tn}$$



Fuerzas estabilizantes:

$$W_H = 2.532 \text{ Tn}$$

$$K = 1.115 \text{ m}$$

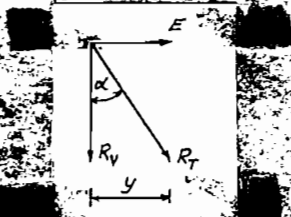
Peso del sistema de agua que gravita en la sección AB:

$$W = 1.0 \times 0.90 \times 1.0 \times 1.0 = 0.9 \text{ Tn}$$

La resultante de fuerzas verticales tendrá un valor de 3.452 Tn y su punto de aplicación respecto al punto A, valdrá:

$$\frac{2.552 \times 1.115 + 0.90 \times 0.5}{3.452} = \frac{2.85 + 0.45}{3.452} = 0.957 \text{ m}$$

El desplazamiento de la resultante entre R_v y E referido al punto de aplicación de R_v , lo calculo con la relación:



$$\frac{R_v}{E} = \frac{0.30}{y}$$

$$\frac{0.40 \times 0.30}{3.452} = \frac{0.120}{3.452} = 0.0348$$

$$x + y = 0.957 + 0.035 = 0.985$$

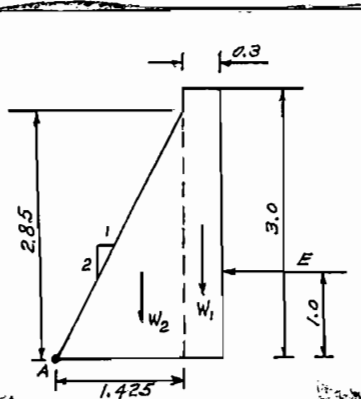
$$0.65 < 0.985 < 1.30$$

La resultante final como se aproxima, está dentro del tercio medio de la base.

Deslizamiento:

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{0.40}{3.452} = 0.012 < 0.45$$

Tomando el caso (2) puedo indicar que se trata de un muro de sostenimiento de tierras, ya que al considerar el empuje de agua, éste queda absorbido por el empuje pasivo del suelo.



$$E = \frac{H^2}{2L} \gamma_a$$

$$E = 1.49 \text{ Tn/m}^2, \gamma_a = 0.391$$

$$E = \frac{1.49 \times 3^2 \times 0.391}{2} = 2.62 \text{ Tn}$$

Peso del muro:

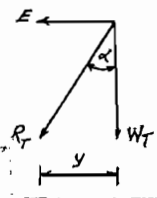
$$W_1 = 0.3 \times 3.0 \times 2.2 = 1.98 \text{ Tn}$$

$$W_2 = \frac{1.425 \times 2.85 \times 2.2}{2} = 4.46 \text{ Tm}$$

$$W_m = W_1 + W_2 = 1.98 + 4.46 = 6.44 \text{ Tm}$$

$$6.44 \times x = 4.46 \times \frac{2 \times 1.425}{3} + 1.98 \times 1.575$$

$$x = \frac{4.24 + 3.12}{6.44} = \frac{7.36}{6.44} = 1.143 \text{ m}$$



$$\frac{W_m}{B} = \frac{1.0}{y}$$

$$y = \frac{B}{W_m} = \frac{2.62}{6.44} = 0.407$$

$$x = y = 1.143 = 0.407 = 0.736$$

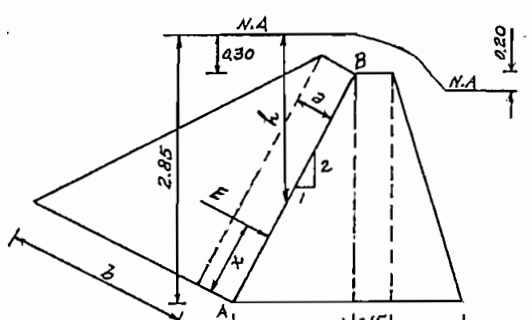
$$0.575 < 0.736 < 1.15$$

Como puede observarse, la resultante final se encuentra dentro del rango medio de la base.

Deslizamiento:

$$\mu = \text{tg } \alpha = \frac{2.62}{6.44} = 0.407 < 0.45$$

En cuanto se refiere al caso (3), dire que se trata de un tramo de estructura que trabaja como dique, sujeto a dos condiciones criticas de operación: a) depósito desarenador lleno y tanque de presión vacío; b) tanque de presión lleno y desarenador vacío.



$$AB = \sqrt{2.55^2 + 1.275^2} = 2.85$$

$$x = \frac{AB(3a + b)}{3(2a + b)}$$

$$a = 0.3 ; b = 2.55$$

$$x = \frac{2.85 (0.9 + 2.55)}{3 (0.6 + 2.55)} = 0.95 \approx \frac{2.45}{3.15} = 1.04$$

$$E = \frac{1}{2} \times AB \times 1 \times h$$

$$\frac{2.55}{2.85} = \frac{(h = 0.30)}{1.425}$$

$$h = \frac{2.55 \times 1.425}{2.85} + 0.3 = 1.28 + 0.3 = 1.58$$

$$E = 1.0 \times 2.85 \times 1.58 = 4.49 \text{ Tn}$$

Peso del muro:

$$W_{\text{m}} = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_1 = 1.275 \times 2.55 \times 2.2 \times 0.15 = 3.58 \text{ Tn}$$

$$W_2 = 0.15 \times 2.55 \times 2.2 = 0.84 \text{ Tn}$$

$$W_3 = 1.0 \times 2.55 \times 1.1 = 2.80 \text{ Tn}$$

$$W_{\text{m}} = 7.22$$

$$y = \frac{3.58 \times 0.85 + 0.84 \times 1.35 + 2.80 \times 1.758}{7.22} = \frac{9.105}{7.22} = 1.262 \text{ m}$$

$$E = \sqrt{E_H^2 + E_V^2} \quad ; \quad E_H = 2E_V$$

$$E = \sqrt{5} \cdot E_V$$

$$E_V = \frac{4.49}{\sqrt{5}} = 1.84 \text{ Tn}$$

$$E_H = 3.68 \text{ Tn}$$

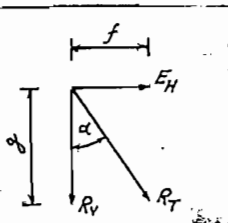
$$x = \sqrt{5} \cdot z$$

$$z = \frac{1.04}{2.235} = 0.465$$

$$R_v = e = W_m \cdot y + M_v \cdot z$$

$$R_v = 7.22 + 1.84 = 9.06 \text{ Tm}$$

$$e = \frac{7.22 \times 1.262 + 1.84 \times 0.465}{9.06} = \frac{9.02 + 0.856}{9.06} = 1.09$$



$$\frac{R_H}{R_T} = f; \quad g = 2 \cdot z = 2 \times 0.465 = 0.930$$

$$\frac{9.06}{3.68} = \frac{0.93}{f}; \quad f = \frac{3.68 \times 0.93}{9.06} = 0.378 \text{ m}$$

$$e + f = 1.09 + 0.378 = 1.468$$

$$0.81 < 1.468 < 1.62$$

La resultante final, tiene su punto de aplicación dentro del tercio medio de la base.

Deslizamiento:

$$\mu g \times = \frac{3.68}{9.06} = 0.406 < 0.45$$

Para el caso b considero que no es necesario hacer cálculos, pues a simple vista se deduce que el empuje de aguas es menor que para el anterior ya que rebaja la carga hidrostática en 50 cm (diferencia de niveles de agua entre uno y otro lado del vertedero).

En la parte inferior del depósito, es decir la sección dedicada a recoger los sedimentos, he considerado únicamente un revestimiento de impermeabilización de 0.3 m de espesor.

2-2-1-4 SUBDRENAJE.-

Con el objeto de evitar efectos de subpresión en la parte inferior del depósito debido a la presencia de aguas provenientes de

infiltraciones laterales, se ha previsto la instalación de una malla de drenaje utilizando tubería de concreto. Los detalles de diámetros a utilizarse y de instalación pueden verse en la hoja N° 6 de la sección planos.

2-2-2 TANQUE DE PRESIÓN:

2-2-2-1 Generalidades.

El tanque de presión o también llamado cámara de presión es otro elemento importante de las obras especiales para el aprovechamiento hidroeléctrico que sirve, según el caso, de transición entre el canal de aducción o el depósito desarenador y la tubería o tuberías de presión. En el caso en estudio, el tanque de presión será un elemento de enlace entre el depósito desarenador y la tubería de presión en condiciones normales de funcionamiento de la instalación y enlace entre el canal de paso directo y tubería de presión en los periodos de limpia del desarenador o cuando éste quede fuera de servicio por razones de reparación.

Como función importante del tanque de presión se puede indicar la de garantizar la entrada de agua en la tubería sin arrastre de aire, con el objeto de evitar movimientos turbulentos, golpes de ariete, mal funcionamiento de la turbina y en muchos casos, la rotura de la vena líquida. Los inconvenientes anotados, como es natural, redundan en un mal rendimiento de la instalación y en ocasiones ocasionan serios peligros para la estabilidad de la misma.

2-2-2-2 Cálculos Hidráulicos.

En esta sección realizaremos el cálculo de los siguientes elementos:

- a) Depósito
- b) Rejilla de paso a la tubería
- c) Vertedero de excesos
- d) Compuerta de descarga de fondo
- e) Compuerta de admisión a la tubería de presión

a) DEPOSITO.-

Considerando que la instalación no tiene como única finalidad el aprovechamiento hidroeléctrico, sino que es necesario garantizar un caudal destinado al servicio de agua potable, las oscilaciones en el caudal que debe ingresar a la tubería para satisfacer la demanda de los equipos, no implican desperdicio, si se mantiene constante el de aducción.

Por la razón indicada, no es necesario que el depósito tenga gran capacidad de almacenamiento (como las normas de diseño aconsejan tratándose de servicio netamente hidroeléctrico), para cubrir incrementos bruscos de demanda cuando el caudal de aducción no es suficiente; únicamente la capacidad debe ser tal que permita mantener la tubería de presión llena mientras operan los equipos de cierre al producirse una suspensión total de la aducción.

El diseño y dimensionamiento del depósito lo he hecho teniendo en cuenta el funcionamiento conjunto con los otros elementos de la instalación (desarenador y canal de paso directo), las condiciones topográficas encontradas en la zona y las normas recomendadas para el objeto.

En cuanto al fondo del depósito se refiere, se lo construirá con pendiente hacia un canalizo de descarga que tiene pendiente lon

circundinal, relativamente alta y que termina en la compuerta de descarga de fondo. La razón del diseño indicado es facilitar el desalojo del material sólido que se deposita cuando el desarenador se encuentra fuera de servicio y se haga alimentación directa a través del canal de paso directo o del que pueda haber pasado al tanque por no haber sido retenido en el desarenador.

Las paredes perimetrales del depósito, con excepción de la correspondiente al vertedero de paso del desarenador, serán verticales; la del vertedero tendrá un talud 1:2.55.

El volumen total aproximado será de 428 m^3 , con lo que se podría asegurar $3 \text{ m}^3/\text{seg}$ para servicio hidroeléctrico durante el tiempo de 55 segundos. Los detalles pueden verse en la hoja N.º 5 de la sección planos.

b) REJILLA DE PASO A LA TUBERÍA

Para impedir el ingreso a la tubería de presión de cuerpos flotantes que puedan perjudicar en el funcionamiento a los órganos de las turbinas, se instalará en sitio anterior al arranque de la tubería una rejilla de protección. Es necesario, por otro lado, cubrir usando una estructura cualquiera, el espacio entre rejilla y tubería a fin de evitar la caída de cuerpos extraños que serían arrastrados hacia las turbinas, con las consiguientes molestias.

Los claros de la rejilla conviene que sean de luz pequeña con el objeto de limitar el tamaño de los cuerpos que puedan pasar por la rejilla; no conviene exagerar, es decir usar rejilla demasiado fina, pues se disminuye mucho la sección de desagüe, teniendo como consecuencia el aumento de velocidad y la pérdida de nivel de agua

correspondiente. Por otro lado, el aumento de velocidad origina una fuerte adherencia de los cuerpos que arrastra el agua con la rejilla, lo que dificulta enormemente su limpieza.

Se usarán para la construcción de la rejilla platinas de hierro de forma rectangular de $\frac{1}{2}$ " x $2\frac{1}{2}$ " (se emplea sección rectangular por razones de economía y facilidades de construcción.)

CÁLCULO DEL NÚMERO DE BARROTES.-

De acuerdo a las normas generales de diseño, la velocidad entre barrotes no debe ser mayor de 2 m/seg. con el objeto de evitar molestias por la obstrucción de la reja. El coeficiente de contracción correspondiente a barrotes de forma rectangular, tiene un valor de 0.6 (determinado experimentalmente).

Adoptando para la velocidad un valor de 1.2 metros, calculo la sección útil de la rejilla mediante la ecuación:

$$S = \frac{Q}{0.6 \times v} = \frac{3}{0.6 \times 1.2} = 4.17 \text{ m}^2$$

Por otro lado tengo:

$$S = (n - 1) \cdot l \cdot b$$

n = número de barrotes

l = longitud mojada de los barrotes

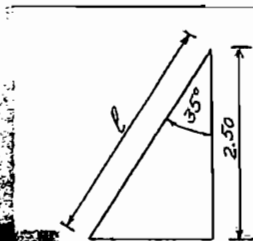
b = luz entre barrotes

Cuando la limpieza de la reja se la debe hacer manualmente, como se ha previsto en este caso, las normas recomiendan instalar la reja con un balzo 0.7/1 a 0.85/1 (relación horizontal a vertical) o sea de 35° a 40° con la vertical. Por razones de orden constructivo, la diferencia de elevación entre la parte inferior y la superior de

la rejilla vale 2.5 metros; adoptando la inclinación de 35° con la vertical tendría:

$$\cos 35^\circ = \frac{2.5}{l}$$

$$l = \frac{2.5}{0.81915} = 3.05 \text{ m}$$



Con el valor de l obtenido y si b vale 0.03 m (valor medio de luz entre barrotes), puede determinarse el número de barrotes:

$$4.17 = (n - 1) \times 3.05 \times 0.03$$

$$n - 1 = \frac{4.17}{3.05 \times 0.03} = \frac{4.17}{0.0915} = 46$$

$$n = 46 + 1 = 47$$

El ancho total de la reja (B) se lo calcula con la ecuación:

$$B = (n - 1) z b + z$$

n y b son los mismos valores indicados y z es el espesor de los barrotes ($z = 1.27 \text{ cm}$ en el presente caso)

$$B = (47 - 1)(0.0127 + 0.03) + 0.0127 = 1.98 \text{ mts.}$$

PERDIDA DE CARGA.

La pérdida de carga al atravesar el agua por la rejilla, la puedo calcular con la expresión:

$$\Delta h = K \frac{v^2}{2g}$$

K es un coeficiente que según Chesser & Justin vale:

$$K = 1.45 + 0.45 R = R^2$$

R = relación entre las secciones neta y bruta de la rejilla

v = velocidad en la sección neta (1.2 m/seg.)

$$\text{Sección bruta} = 3.05 \times 1.98 = 6.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Sección neta} = 4.17 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{4.17}{6.05} = 0.69 \quad R^2 = 0.4761$$

$$K = 1.45 = 0.45 \times 0.69 = 0.476 = 0.4761$$

$$\Delta h = 0.661 \frac{1.2^2}{19.62} = 0.049 \text{ m} \sim 5 \text{ cm}$$

El valor obtenido puede aumentar al considerar reducciones de la sección neta como consecuencia del taponamiento de la rejilla, especialmente en temporadas de fuerte arrastre de materiales flotantes.

Para facilitar el trabajo de instalación y cambios futuros de elementos desgastados, se ha dividido a la rejilla en tres paquetes independientes. El detalle de la formación de los paquetes, puede verse en la hoja N° 6 de la sección planos.

En cuanto a apoyos se refiere, éstos serán el uno inferior, formado por hierro en ángulo que irá empotrado en la estructura de hormigón; un intermedio formado por una viga I de hierro, empotrada lateralmente y un superior, formado por una pantalla de hormigón, continua con la losa de tapa. Ver figura siguiente:

c) VERTEDRO DE EXCESOS.-

Con el objeto de mantener el caudal que debe llegar a la planta de tratamiento para servicio de agua potable, en horas en que rebaje la demanda de los grupos hidroeléctricos o cuando se suspenda completamente la operación de la central, se construirá un vertedero en la pared izquierda del depósito que descargue en el canal de desagüe de fondo del depósito desarenador.

El dimensionamiento del vertedero se lo hace de modo semejante al que sirve de paso del desarenador al tanque de presión, es decir para el caudal máximo ($3 \text{ m}^3/\text{seg.}$)

Datos: ancho de cresta: ----- 0.20 m

longitud (L): ----- 5.90 m (valor impuesto

por razones de orden constructivo)

caudal de desagüe (Q) ----- $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$

coeficiente de gasto (C) ----- 1.83

$$Q = C L H^{3/2}$$

$$H^{3/2} = \frac{Q}{C L} = \frac{3}{1.83 \times 5.9} = 0.278$$

$$H = \sqrt[3]{0.278} = 0.426 \text{ m}$$

d) COMPUERTA DE DESCARGA.-

Con el objeto de poder eliminar el material sólido que se deposita en el tanque de presión, cuando no este en operación el desarenador o el que no haya sido retenido en el proceso de desarenación, se ha previsto la instalación de una compuerta de fondo.

La compuerta por otro lado permitirá la circulación del caudal

total previsto, en los períodos en que por cualquier razón, el sistema hidroeléctrico quedare fuera de servicio y no fuere posible usar el vertedero de excesos.

Como en el caso de la compuerta de fondo del desarenador se presentan dos condiciones de funcionamiento: con carga hidrostática variable y a flujo libre. El dimensionamiento lo haré tomando en cuenta únicamente la segunda condición, es decir a flujo libre.

Datos: pendiente (s) ----- 0.01
 ancho (b) ----- 1.00 m
 caudal (Q) ----- 3 m³/seg
 coeficiente de rugosidad (n) 0.014

$$Q = \frac{K^1}{n} b^{8/3} s^{1/3}$$

$$K^1 = \frac{3 \times 0.014}{1 \times 0.10} = \frac{0.042}{0.10} = 0.42$$

$$D/b = 0.90 \text{ para } K^1 = 0.42$$

$$D = b \times 0.90 = 0.90 \text{ (calado)}$$

Calculo ahora la velocidad de circulación:

$$v = \frac{r^{2/3}}{n} s^{1/3}$$

$$= \frac{1.0 \times 0.90}{1.0 + 0.90 \times 2} = \frac{0.90}{2.80} = 0.321 ; r^{2/3} = 0.469$$

$$v = \frac{0.469}{0.014} \times 0.10 = 3.35 \text{ m/seg.}$$

Como ya indiqué antes, el funcionamiento de la compuerta a plena capacidad será ocasional; sin embargo, el valor de velocidad obtenido, implica la necesidad de tomar ciertas precauciones en cuanto a dotificación y puesta en obra del hormigón a usarse en esta sección de la estructura, con el objeto de prevenir fuertes desgastes u otros efectos perjudiciales para el sistema.

El canal de descarga de esta compuerta irá conectado a un pequeño tanque que sirve de origen a la obra especial de paso directo, usada también para descargar en la quebrada Langulagua el caudal de limpia de desarenador y tanque de presión.

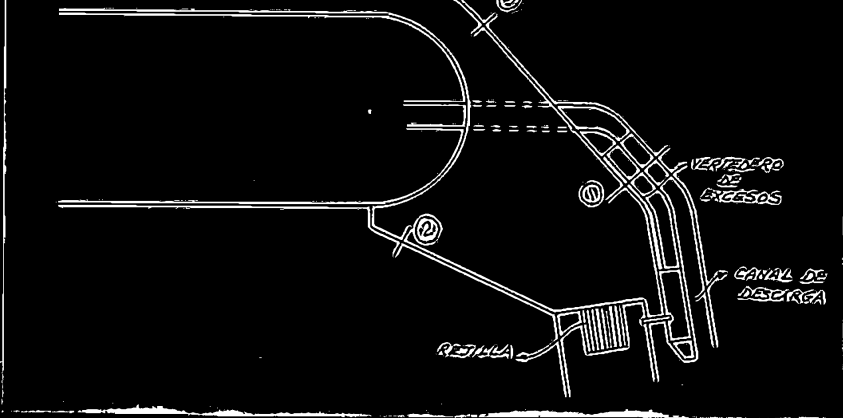
a) COMPUERTA DE ADMISION A LA TUBERIA DE PRESION.

Con el objeto de independizar perfectamente el funcionamiento del tanque de presión y tubería, cuando sea necesario realizar trabajos de reparación en la última, he previsto la instalación de una compuerta justamente a la iniciación de la tubería.

He previsto además la construcción de guías para poder instalar una compuerta de tablonés previa a la de admisión a la tubería de presión, con el objeto de permitir el acceso a la tubería cuando no sea posible suspender el servicio del tanque de presión.

2-2-2-3 Cálculos Estructurales.

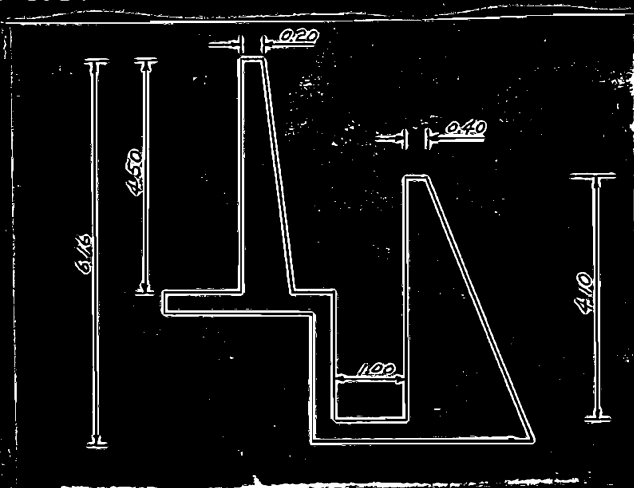
Con un razonamiento similar al usado en el caso del depósito desarenador, he seleccionado en la estructura del tanque de presión puntos que los considero como críticos y para los cuales realizaré el estudio de dimensionamiento y comprobaciones requeridas.



De acuerdo al esquema anterior tendrías

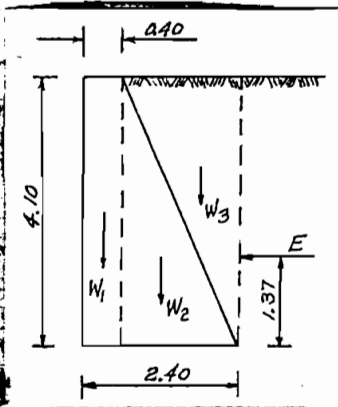
C a s o (i). -

Cómo en el caso del desarenador, se trata de una estructura que tiene doble función, el un muro trabaja como dique soportando empuje de agua del lado del tanque de presión y el otro como muro de sostenimiento.



NOTA. - El dimensionamiento indicado en la figura, se lo ha obtenido en función de los requerimientos hidráulicos.

Analizaré en primer lugar el muro que trabaja como de sostenimiento de tierras, tomando los mismos valores para β y λ establecidos anteriormente al hacer los cálculos del desarenador.



$$W_1 = \frac{4.10^2}{2} \times 0.40$$

$$W_1 = 1.49 \times \frac{4.10^2}{2} \times 0.40 = 4.89 \text{ Tn}$$

$$W_2 = 0.40 \times 4.10 \times 2.2 = 3.61 \text{ Tn}$$

$$W_3 = 4.10 \times 2.00 \times 1.1 = 9.03 \text{ Tn}$$

$$W_4 = 4.10 \times 1.00 \times 1.49 = 6.12 \text{ Tn}$$

$$W_T = 3.61 + 9.03 + 6.12 = 18.76 \text{ Tn}$$

El punto de aplicación de W_T respecto a A estará a una distancia x igual a:

$$x = \frac{3.61 \times 0.20 + 9.03 \times 1.066 + 6.12 \times 1.732}{18.76} = \frac{20.943}{18.76} = 1.118 \text{ m}$$

El desplazamiento y de la resultante total R respecto al punto de aplicación de W_T valdrá:

$$\frac{W_T}{R} = \frac{1.37}{y}$$

$$y = \frac{4.89 \times 1.37}{18.76} = 0.358$$

La distancia del punto de aplicación de R respecto a A valdrá:

$$z = x - y = 1.118 - 0.358 = 0.76$$

$$0.80 > 0.76 < 1.60$$

Como se ve, la resultante cae ligeramente fuera del fuste me-

dato. No se realizó reajustes en el cálculo, pues debe tenerse en cuenta la cooperación de la losa de fondo del canal de desagüe del desarenador, con la que el muro forma un todo monolítico.

En cuanto a deslizamiento tendrá:

$$\mu = \frac{4.89}{18.76} = 0.26 < 0.45$$

Analizaremos ahora el muro que trabaja como dique, es decir el que forma el cuerpo del vertedero de excesos.

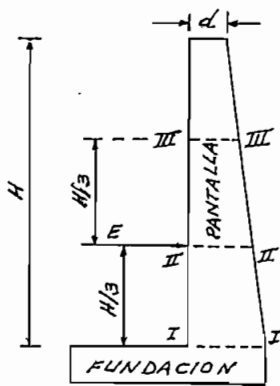
Determino en primer lugar el valor del empuje de aguas:

$$E = \frac{1}{2} H^2$$

$$H = 4.5 \text{ mts.}$$

$$E = \frac{1}{2} \times 4.5^2 = 0.5 \times 20.25 = 10.12 \text{ m}$$

Puede deducirse a base del valor de E obtenido, que sería necesario una estructura bastante grande si se tratara de hormigón simple, cosa que no es conveniente por razones de orden técnico. Con el objeto de obtener dimensiones apropiadas he creído aconsejable el uso de hormigón armado para este tramo de estructura y es a base de esta consideración que procedo al dimensionamiento.



De acuerdo a la figura adjunta, hay que realizar el dimensionamiento de los dos elementos indicados, es decir la pantalla y la fundación o cimentación del muro. El valor d en la coronación del muro está fijado en 20 cm.

y corresponde a la cresta del vertedero de exceso.

CALCULO DE LA PANTALLA.

El calculo de la pantalla lo hago a base de la consideración de que se trata de una viga de altura (h) variable que trabaja en voladizo; determinare alturas y refuerzos necesarios en correspondencia de las secciones: I-I, II-II y III-III

Sección I-I.

Momento actuante:

$$M = 10.72 \times 1.5 = 15.18 \text{ Tn.m.}$$

Tomando:

ancho cooperante (b) = 1.00 m.

altura útil (h) = 0.55 m.

coeficiente de trabajo del hierro (σ_e) = 1200 Kg/cm²

coeficiente de trabajo máximo del hormigon ($\sigma_{b, \text{max}}$) = 45 Kg/cm²

altura total (d) = 0.60 m

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{1518000}{100}}} = \frac{55}{100 \times 1.23} = 0.447$$

De acuerdo a la tabla de G Kani tendria:

Para r = 0.447 y $\sigma_e = 1200 \rightarrow \sigma_{\text{varist}} = 36.0 \text{ Kg/cm}^2$

s = 0.310

k = 0.897

El refuerzo necesario se lo determina con la ecuación:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot h \cdot k} = \frac{1518000}{1200 \times 0.897 \times 55} = 25.6 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 13 ϕ 5/8" (a 7.7 cm. c. a. p. en ϕ)

Sección II-II.-

Se colocarán 3 ϕ 3/8" empotrados a los hierros que se tienen en

$$E = \frac{1}{2} \times 3^2 = 0.50 \times 9 = 4.5 \text{ Tn}$$

en el tramo anterior.

$$M = 4.5 \times 1.0 = 4.5 \text{ Tn.m.}$$

En el sentido horizontal se colocarán hierros de 1/8" como M

$$\text{con como armadura } b = 1.00 \text{ m ; } h = 0.416 \text{ m ; } d = 0.466$$

Una vez establecida $r = \frac{41.6}{44.6} = 0.922$ en cada uno de los tramos consideramos $\sqrt{\frac{450000}{100}} = 67.0$ chequeo de esfuerzos cortantes y adherencia en la sección I-I que es la crítica.

Para $r = 0.622 \rightarrow \sigma_{b \text{ exist}} = 24.0 \text{ Kg/cm}^2$

Carga cortante:

$$s = 0.231$$

$$k = \frac{10.12}{12} = 0.923$$

$$\text{Fuera de rebal } f_a = \frac{450000}{1200 \times 0.923 \times 41.6} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Se prolongarán del tramo anterior 2 ϕ 5/8" centrales y se añadirán 5 ϕ 1/2" empotrados a los del tramo anterior.

Sección III-III.-

$$E = \frac{1}{2} \times 1.5^2 = 0.50 \times 2.25 = 1.125 \text{ Tn.}$$

$$M = 1.125 \times 0.5 = 0.562 \text{ Tn.m.}$$

Sección de corte en $b = 1.00 \text{ m ; } h = 0.283 \text{ m ; } d = 0.333 \text{ m.}$

$$r = \frac{28.3}{100} = 0.283$$

$$f = \frac{56200}{100} = 562$$

Para $r = 0.283$

Para $r = 0.283 \rightarrow \sigma_{b \text{ exist}} = 11.6 \text{ Kg/cm}^2$

$$s = 0.126 ; k = 0.959$$

... nuestro total de los hierros de tracción.

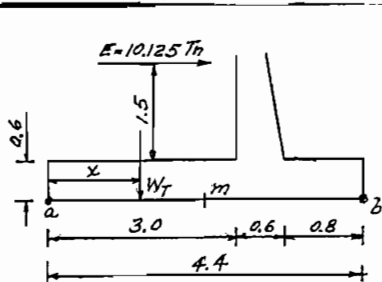
$$\tau = \frac{10.125}{3.64 \times 72 \times 49 \times 3} = 3.18 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

En la cara exterior de la pantalla se colocarán $\phi \frac{1}{2}$ " @ 20 cm c. a c. en el sentido vertical y $\phi \frac{3}{8}$ " @ 20 cm c. a c. en el sentido horizontal como armadura de temperatura.

CALCULO DE LA FUNDACION.-

El diseño de la fundación tiene que hacerse como en los casos anteriores bajo el criterio de que la resultante final de las fuerzas actuantes pase por el tercio medio de la base, los esfuerzos originados en el suelo no superen el valor límite establecido para el tipo de terreno y finalmente que el muro se encuentre seguro contra deslizamiento.

Luego de varios prediseños, he llegado a fijar las dimensiones y forma observada en la figura siguiente:



Fuerzas Estabilizantes:

Peso pantalla:

$$W_p = \frac{0.2 + 0.6}{2} = 4.5 \times 2.4 = 4.32 \text{ Tn}$$

Peso fundación:

$$W_f = 4.4 \times 0.6 \times 2.4 = 6.32 \text{ Tn}$$

Peso prisma de agua:

$$W_w = 3.0 \times 4.5 \times 1.0 \times 1.0 = 13.5 \text{ Tn}$$

Peso total:

$$W_T = W_p + W_f + W_w = 24.14 \text{ Tn}$$

Los esfuerzos σ en correspondencia de los puntos a y b de la base se calculan con la fórmula:

$$\sigma = \frac{W_T}{b \times h} \pm \frac{M_m}{W}$$

$$\sigma_b = \frac{24.14}{4.4} + \frac{16.2}{3.24} = 5.49 + 5.0 = 10.49 \text{ Tn/m}^2$$

$$\approx 1.05 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_a = 5.49 - 5.0 = 0.49 \text{ Tn/m}^2 = 0.049 \text{ Kg/cm}^2$$

Como desgraciadamente no ha sido posible dentro del programa de investigación de suelos, la realización de ensayos que permitan de modo directo establecer el σ aconsejable de trabajo del suelo, he determinado de modo aproximado este valor en base de otros valores obtenidos, tales como: relación de vacíos, densidad natural, densidad aparente, ~~densidad~~ de suelos y ábacos que los relacionan con los de penetración ~~estándar~~.

De acuerdo a lo indicado tenemos:

Relación de vacíos e

$$e = \frac{G \times \gamma_w \times V}{W_s} - 1$$

- G = gravedad específica, 2.49 para el caso presente
- γ_w = peso específico del agua 1 gr/cm³
- V = volumen de la muestra ensayada
- W_s = peso de sólidos = relación peso sobre densidad.

$$e = \frac{2.49 \times 1 \times 49.16}{73.22} - 1 = \frac{122.5}{51.2} - 1 = 1.39$$

$$1.431$$

De acuerdo al tipo de suelo establecido con los ensayos de clasificación y que corresponde a una arcilla limosa con bajo contenido de grava y mediante un cuadro que presenta el texto "Basic Soils Engineering" de B.K. Hough, he podido determinar los valores de las relaciones de vacíos máxima y mínima, necesarios para determinar el valor de la densidad aparente (D_{d1}), que se calcula con la fórmula:

$$D_{d1} = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

En este caso:

$$D_{d1} = \frac{1.8 - 1.39}{1.8 - 0.25} = \frac{0.41}{1.55} = 0.265 = 26.5\%$$

Con el valor de D_{d1} y mediante un gráfico que tiene por ordenadas D_{d1} y por abscisas número de golpes por pie, puedo determinar este último valor. En el caso presente, para $D_{d1} = 26.5\%$ se tienen 12 golpes por pie.

Con el número de golpes por pie entro en otro gráfico que lo relaciona con el valor σ (resistencia unitaria del suelo); en este caso para 12 golpes por pie se tiene $\sigma = 3200 \text{ lbs/sq. ft} = 1.56 \text{ Kg/cm}^2$. Se deduce que los valores antes obtenidos para σ_a y σ_b están por debajo del establecido en función del tipo de material encontrado en la zona ($\sigma_b = 1.5$, es decir hay coeficiente de seguridad 1.5)

DETERMINACION DEL REFUERZO NECESARIO.-

Para la determinación del refuerzo necesario en la fundación, considero como en el caso de la pantalla, que se trata de dos vigas cantiliver (una que forma el talón de la fundación y la otra que

forma el dedo).

REFUERZO EN EL TALON, =

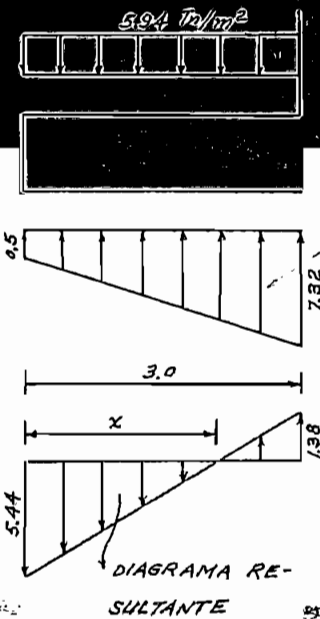


DIAGRAMA CORRESPONDIENTE A PESO PROPIO Y AGUA,

DIAGRAMA DE REACCION DEL SILLLO

De acuerdo al diagrama resultante se puede deducir que el miembro está sujeto a dos tipos de carga: una actuante de arriba hacia abajo en un tramo de longitud X y la otra actuante de abajo hacia arriba en un tramo

$$3 - x$$

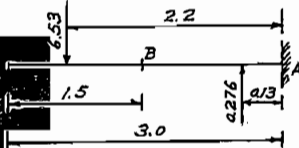
$$\frac{5.144}{x} = \frac{1.38}{3-x} \quad x = \frac{16.32}{6.82} = 2.4$$

Reemplazando los diagramas triangulares por cargas concentradas tendría:

$$M_A = 6.53 \times 2.2 - 0.276 \times 0.13 = 14.33 \text{ Tn m}$$

$$r = \frac{50}{\sqrt{\frac{1433000}{100}}} = \frac{0.5}{1.197} = 0.418$$

$$\sigma_{b \text{ exist}} = 39.4 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.890$$



$$f_e = \frac{1433000}{1200 \times 50 \times 0.89} = 26.89 \text{ cm}$$

Se colocarán 10 ϕ 3/4" @ 10 cm. o.s.a.

Considero ahora la mitad de la luz:

$$M_p = 6.53 \times 0.7 = 4.57 \text{ Tn. m.}$$

$$r = \frac{50}{\sqrt{\frac{457000}{100}}} = \frac{0.5}{0.676} = 0.74$$

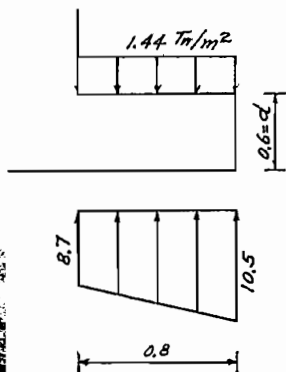
$$\sigma_{\text{exist}} = 19.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad k = 0.927$$

$$f_e = \frac{457000}{1200 \times 50 \times 0.934} = 8.16 \text{ cm}$$

Se prolongarán 3 ϕ 3/4" de los 10 del tramo anterior hasta el extremo del talón de la fundación.

Para el caso en que el depósito se encuentre vacío, la reacción del suelo de fundación se absorberá prolongando la armadura resistente de la pantalla por la cara inferior de la fundación.

REFUERZO EN EL DEDO.-



$$h = 0.50$$

$$\sigma_b = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

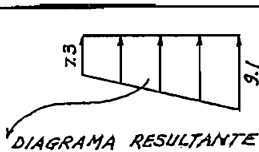
$$a = 0.60$$

$$\sigma_g = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = \frac{0.8}{8} (2 \times 7.3 + 9.1) = 2.57 \text{ Tn. m.}$$

$$r = \frac{50}{\sqrt{\frac{257000}{100}}} = 0.985$$

$$\sigma_{\text{exist}} = 14.5 \text{ Kg/cm}^2$$



$$f_e = \frac{257000}{1200 \times 50 \times 0.949} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$\phi \frac{1}{2}'' \text{ @ } 20 \text{ cm. c. a. c.}$

Fuerza cortante: $Q = \frac{7.3 + 9.1}{2} \times 0.8 = 6.56 \text{ Tn} = 6560 \text{ Kg.}$

Esfuerzo de corto: $\tau_o = \frac{6560}{100 \times 50 \times 0.949} = 1.39 \text{ Kg/cm}^2 < 4.8 \text{ Kg/cm}^2$

CASO (2).-

Se trata de un muro de sostenimiento de tierras, ya que la condición crítica de operación se tiene cuando el tanque de presión se encuentra vacío. El empuje de aguas proveniente del tanque, se contrarresta con el pasivo del suelo del lado exterior del muro.

Por razones de diseño hidráulico, la altura del muro es 4.64 mts. y el ancho en la coronación como en los casos anteriores será

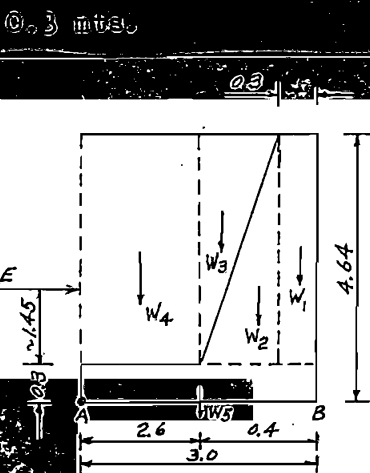


FIG. 0

EMPUJE DE TIERRAS.-

$$E = \gamma \frac{H^2}{2} K_a$$

$$\gamma = 1.49 \text{ t/m}^3 \quad K_a = 0.391$$

$$E = 1.49 \times \frac{4.64^2}{2} \times 0.391$$

$$E = 5.418 \text{ Tn.}$$

CALCULO DE LA PANTALLA.-

Sección I-I.- (Unión con fundación).

$$M = 5.48 \times 1.45 = 7.95 \text{ Tn.m.}$$

Tomando:

$$h = 0.35 \text{ m ancho útil}$$

$$d = 0.40 \text{ m ancho total}$$

$$\sigma_b = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c'e} = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

b = 1.00 m ancho cooperante de muro.

$$r = \frac{35}{\sqrt{\frac{795000}{100}}} = \frac{35}{89.1} = 0.393$$

Para $r = 0.393$ $\beta_{exist} = 42.4 \text{ Kg/cm}^2$

$s = 0.346$; $k = 0.885$

El refuerzo necesario valdrá:

$$A_e = \frac{795000}{1200 \times 35 \times 0.885} = 21.4 \text{ cm}^2$$

11 \varnothing 5/8" @ 9 cm c. a c.

Se coloca 1.0 m de altura sobre la fundación

$$M = 1.49 \times \frac{2.1^2}{2} \times 0.39 = 1.28 \text{ Tn.m}$$

$$M = 1.28 \times 0.7 = 0.9 \text{ Tn.m}$$

$$h = 0.75 + \frac{0.1 \times 2.1}{4.34} = 0.05 \approx 0.30 \text{ cm.}$$

$$r = \frac{30}{\sqrt{\frac{90000}{100}}} = \frac{30}{30} = 1.0$$

$$s = 13.7 \text{ Kg/cm}^2 ; s = 0.146 \cdot 12 = 0.951$$

$$s = \frac{90000}{1200 \times 30 \times 0.951} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 5" 3/8" empatados con los hierros de 5/8" del primer tramo.

En el sentido horizontal se colocarán hierros de 3/8" cada 30 cm como armadura de repartición. En la cara exterior de la pantalla se colocarán hierros de 1" @ 20 cm en el sentido vertical y de 3/8" @ 30 cm en el sentido horizontal.

COMPROBACION DE CORTA EN LA SECCION I-I.-

$$Q = P = 5.480 \text{ Kg.}$$

$$\tau_0 = \frac{5.480}{100 \times 35 \times 0.885} = 1.77 \text{ Kg/cm}^2 < 4.8 \text{ Kg/cm}^2$$

COMPROBACION A LA ADHERENCIA.-

$$\tau_1 = \frac{5.480}{31 \times 54.8} = 3.23 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DE LA FUNDACION.-

La fundación, como en los casos anteriores, debe satisfacer todas las condiciones de seguridad indicadas.

Luego de varios prediseños he llegado a fijar las dimensiones indicadas en la Figura (1); de acuerdo a las cuales se tendría:

$$W_1 = 0.3 \times 4.34 \times 1.0 \times 2.4 = 3.13 \text{ Tn}$$

$$W_2 = 0.1 \times 4.34 \times 1.0 \times 1.2 = 0.51 \text{ Tn}$$

$$W_3 = 0.1 \times 4.34 \times 0.5 \times 1.49 = 0.32 \text{ Tn}$$

$$W_4 = 2.60 \times 4.34 \times 1.0 \times 1.49 = 16.80 \text{ Tn}$$

$$W_5 = 1.00 \times 0.3 \times 1.0 \times 2.4 = 2.16 \text{ Tn}$$

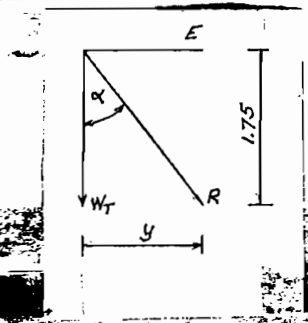
$$W_T = 22.92 \text{ Tn}$$

Tomando momentos respecto al extremo interior de la fundación

(A) tendria:

$$22.92 \times x = 3.13 \times 2.85 + 0.51 \times 2.67 + 0.32 \times 2.63 + 16.8 \times x + 1.30 + 2.16 \times 1.50$$

$$x = \frac{36.21}{22.92} = 1.58 \text{ mts.}$$



$$\frac{W_T}{D} = \frac{1.75}{y}$$

$$y = \frac{W_T \times 1.75}{W_T} = \frac{5.48 \times 1.75}{22.92} = 0.42$$

El punto de aplicación de R respecto al extremo A estará a una distancia igual a:

$$x + y = 1.58 + 0.42 = 2.00$$

$$1.00 \times 2 = 2.00 = 2.00$$

Como puede observarse el punto de aplicación de R coincide exactamente con el extremo del terreno más de la base.

Comprobación al deslizamiento:

$$\text{tg } \alpha = \frac{5.48}{22.92} = 0.24 \approx 0.45$$

La excentricidad respecto al punto medio de la base con la que está aplicada la componente W_T de la resultante R es:

$$e = 2.00 - 1.50 = 0.50 \text{ (m)}$$

$$M_{T(m)} = 22.92 \times 0.50 = 11.46 \text{ Tm}$$

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{1.0 \times 3.0^2}{6} = 1.5 \text{ m}^3$$

Calculando ahora los esfuerzos a los que se encuentra sujeto el suelo de fundación:

$$\sigma = \frac{22.92}{3.0} \pm \frac{11.46}{1.5} = 7.64 \pm 7.64$$

$$\sigma_B = 7.64 + 7.64 = 15.28 \text{ Tn/m}^2 = 1.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_A = 7.64 - 7.64 = 0 \text{ Tn/m}^2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DEL REFUERZO NECESARIO.

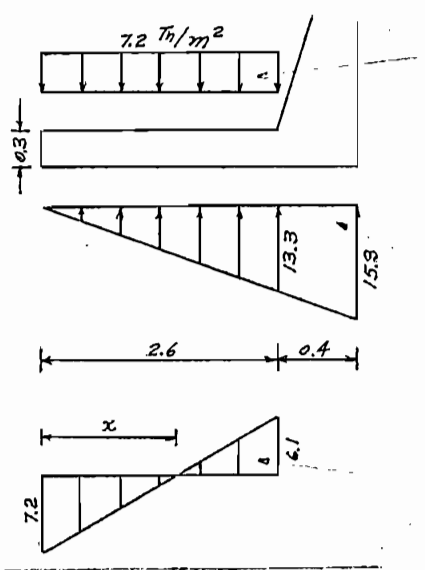


DIAGRAMA DE PESO PROPIO Y SOBRECARGA

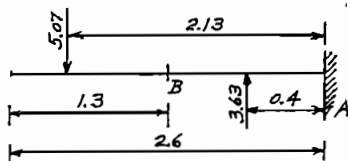
DIAGRAMA DE REACCION DEL SUELO

DIAGRAMA RESULTANTE

De acuerdo al diagrama resultante y como ya se analizó en un caso anterior, el talón de la fundación está sujeto a dos tipos de

camas : una de arriba hacia abajo en una longitud 1 y otra de abajo hacia arriba en una longitud 2.6 - X.

$$\frac{7.2}{X} = \frac{6.1}{2.6 - X} ; X = \frac{7.2 \times 2.6}{13.3} = 1.41 \text{ m}$$



$$M_A = 5.07 \times 2.13 = 10.8 \text{ Tn.m}$$

$$f = \frac{25}{\sqrt{\frac{935000}{100}}} = \frac{0.25}{0.966} = 0.259$$

$$\sigma_{b \text{ exist}} = 73.7 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.840$$

Como $\sigma_{b \text{ exist}}$ es mayor que el admisible que en este caso considero igual a 65 Kg/cm², cambio el espesor de la fundación a 0.40 m en cuyo caso $h = 0.35 \text{ m}$.

$$f = \frac{35}{0.966} = 0.362 ; \sigma_{b \text{ exist}} = 47.1 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.876$$

$$f_e = \frac{935000}{1200 \times 35 \times 0.876} = 2514 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 13 $\emptyset 5/8'' @ 7.7 \text{ cm}$ o. a. s.

Considerando la sección en la mitad de la luz.

$$M_B = 5.07 \times 0.83 = 4.21 \text{ Tn.m}$$

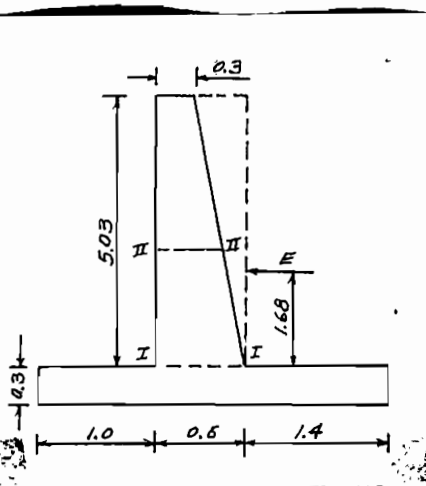
$$f = \frac{35}{\sqrt{\frac{421000}{100}}} = 0.539 ; \sigma_{b \text{ exist}} = 28.8 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.912$$

$$f_e = \frac{421000}{1200 \times 35 \times 0.912} = 1111 \text{ cm}^2$$

Se prolongaran 6 ϕ 5/8" del tramo anterior. Por razones de seguridad parte de la armadura de la pantalla se prolongara por la cara inferior de la fundación.

CASO (3).-

Al igual que el caso (2) se trata de un muro de sostenimiento ya que la condición crítica de operación se la tiene cuando el tanque de presión está vacío.



$$E = 1.49 \times \frac{5.03^2}{2} \times 0.391 = 7.37 \text{ Tm}$$

CALCULO DE LA PANTALLA.

SECCION I-I.

$$M = 7.37 \times 1.68 = 12.4 \text{ Tm m}$$

$$d = 0.6; \quad h = 0.55; \quad C_b = 65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = \frac{55}{\sqrt{1240000/100}} = 0.491$$

$$f_{barist} = 31.7 \text{ Kg/cm}^2; \quad k = 0.905$$

$$f_e = \frac{1240000}{1200 \times 55 \times 0.905} = 17 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 10 ϕ 5/8" (o 10 cm. c. a c. más hierros de 3/8" cada 30 cm en el sentido horizontal.

Sección II-II. - (2.4 mts por debajo de la cresta)

$$E = 1.49 \times \frac{2.4^2}{2} \times 0.391 = 1.66 \text{ Tm}$$

$$M = 1.68 \times 0.6 = 1.35 \text{ Tm m}$$

$$r = \frac{39}{\sqrt{135000/100}} = 1.06$$

$$\sigma_{b\text{extst}} = 13.7 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.951$$

$$f_e = \frac{135000}{1200 \times 39 \times 0.951} = 3.03 \text{ cm}^2$$

5 ϕ 3/8" empatados a los hierros del tramo anterior.

En la cara exterior como en los casos anteriores, se colocarán hierros de 1/2" en el sentido vertical y de 3/8" en el horizontal.

CALCULO DE LA FUNDACION.-

PESO DE LA PANTALLA

$$0.3 \times 5.03 \times 1.0 \times 2.4 = 3.62 \text{ Tn.}$$

$$0.3 \times 5.03 \times 0.5 \times 2.4 = 1.81 \text{ Tn.}$$

PESO DE LA FUNDACION

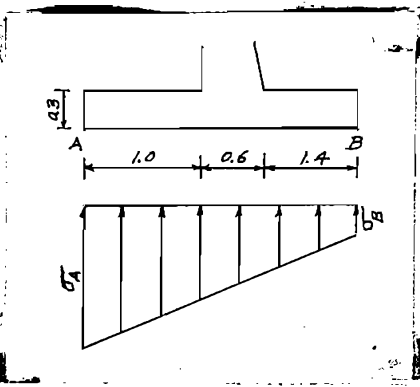
$$3.0 \times 0.3 \times 1.0 \times 2.4 = 2.16 \text{ Tn.}$$

PESO DEL SUELO

$$0.3 \times 5.03 \times 0.5 \times 1.49 = 1.12 \text{ Tn.}$$

$$1.4 \times 5.03 \times 1.0 \times 1.49 = 10.5 \text{ Tn.}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 19.21 \text{ Tn.}$$



Tomando momentos respecto al punto A tendria:

$$19.21 \times X = 3.62 \times 1.15 + 1.81 \times 1.4 + 2.16 \times 1.5 + 1.12 \times 1.5 + 10.5 \times 2.3$$

$$X = \frac{35.77}{19.21} = 1.86$$

$$r = \frac{25}{\sqrt{520000/100}} = 0.347$$

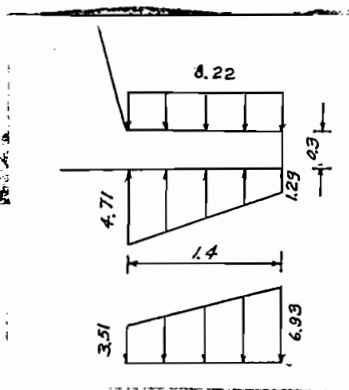
$$\sigma_{b_{exist}} = 49.7 \text{ Kg/cm}^2 ; s = 0.383 ; k = 0.872$$

$$f_e = \frac{520000}{1200 \times 25 \times 0.872} = 19.9 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 10 ϕ 5/8" @ 10 cm c. a c.

REFUERZO EN EL TALÓN.-

Para determinar el refuerzo necesario en el talón ya es necesario componer las cargas debidas a peso propio y sobrecarga debida al relleno (cargas de carácter permanente) con la reacción del suelo a fin de obtener el diagrama resultante.



$$M = \frac{1.4^2}{6} (2 \times 6.93 + 3.51) = 5.67 \text{ Tn.m.}$$

$$r = \frac{25}{\sqrt{567000/100}} = 0.332$$

$$\sigma_{b_{exist}} = 52.3 \text{ Kg/cm}^2 ; k = 0.868$$

$$f_e = \frac{567000}{1200 \times 25 \times 0.868} = 21.8 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 11 ϕ 5/8" @ 9 cm c. a c.

Al igual que en los casos anteriores en la cara exterior de la pantalla se colocarán ϕ 1/2" @ 20 cm. en el sentido vertical y ϕ 3/8" @ 30 cm. en el sentido horizontal.

Todos los detalles constructivos correspondientes a desarenador y tanque de presión se encuentran indicados en las hojas Nos.

5.2. de la sección planos.

2-2-3 TUBERÍA DE PRESIÓN.

2-2-3-1 GENERALIDADES.

Para poder transformar la energía de posición de la que está acumulada el agua en el tanque de presión, en energía de presión, es necesario disponer de otro elemento de gran importancia dentro del sistema de aprovechamiento hidroeléctrico llamado tubería de presión.

Dependiendo de las características topográficas y de diseño, pueden presentarse dos casos: a) que la tubería de presión enlace directamente el tanque con la casa de máquinas y b) que la tubería de presión una la chimenea de equilibrio con la casa de máquinas, presentándose este caso cuando el tanque o depósito de carga se encuentra un tanto alejado del tramo de salto de fuerte pendiente y por razones de economía sería indispensable intercalar un tramo de conducción que opere a baja presión.

En el presente proyecto se trata del primer caso o sea unión directa entre tanque y casa de máquinas.

Existen varios tipos de materiales de los que puede construirse la tubería de presión tales como hierro fundido, palastro de hierro o acero, hormigón armado, madera. La selección del material a emplearse dependerá en cada caso de las características del salto y de los requerimientos técnicos y especificaciones; para el caso presente, el material recomendable es el palastro de acero, pues se trata de un salto de ± 198 mts. y $3 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de caudal, para lo

rísticas para las cuales no es aconsejable el uso de ninguno de los otros materiales indicados. La tubería será del tipo con soldadura (sueda longitudinal) y se emplearán uniones dresser para la conexión de los tramos.

2-2-3-2 Diseño Hidráulico.-

El diseño hidráulico de la tubería comprende la determinación de los diámetros, espesores de tramo y pérdidas de carga.

El cálculo de los valores indicados es función de las características del salto y que para este caso son los siguientes:

Cota del N.A.N. en el tanque de presión.....	3304.808
Cota en el eje del inyector.....	3108.918
Altura de caída bruta	195.890 m.
Longitud de la tubería	380.00 m.
Caudal	3 m ³ /seg.

2-2-3-2-1 Número de Tuberías.-

Para centrales, en donde por razones técnicas es necesaria la instalación de dos o más grupos turbina-generador y si consideramos el punto de vista de seguridad de servicio, convendría la instalación de una tubería por grupo, tuberías que delante de la casa de máquinas podrían interconectarse por medio de un colector (con válvulas intermedias que permitan aislar a una cualquiera de ellas) del que partirían ramificaciones a las turbinas dotadas también de cierres a fin de poder aislar una cualquiera de ellas.

De acuerdo al análisis presentado en el texto de hidráulica de J. L. Gómez Navarro en las páginas 597 y 598, se llega a establecer

que la pérdida de carga al tratarse de más de una tubería es $n^{2/3}$ veces mayor que si se tratara de una sola, siendo n el número de tuberías; debe aclarar que para una sola tubería o si se tienen n tuberías, el peso es el mismo al igual que la velocidad de circulación del agua.

Por la consideración indicada, la solución más conveniente en cuanto se refiere a pérdidas de carga, es instalar una tubería única, sin embargo es necesario tener en cuenta que con esta solución se corre el riesgo de una paralización total de la central en el caso de producirse una falla en ella.

Para el presente proyecto y una vez evaluadas cada una de las consideraciones anteriores, he llegado a la conclusión de que debe instalarse únicamente una tubería.

2-2-3-2-2 Diámetro de la tubería.-

Siendo la tubería un elemento que representa un porcentaje elevado del costo de la instalación, es necesario determinar su diámetro atendiendo a los requerimientos de orden técnico y económico.

Conocido es que en el sentido técnico es conveniente que la velocidad de circulación del agua en la tubería sea baja ya que consecuentemente las pérdidas de carga son también bajas. Un valor bajo de pérdidas significa un mayor salto aprovechable, mayor la potencia disponible y mayores los ingresos por la venta. Por otro lado una baja velocidad significa un aumento en el diámetro, espesor de la tubería y por tanto un mayor costo.

Por lo expuesto debe encontrarse el valor para el diámetro que

se trata de una conciliación entre los criterios técnico y económico.

Existen varios métodos y fórmulas que tratan de solucionar el problema, pero con ninguno de ellos se puede llegar a una solución satisfactoria, pues hay la participación de una serie de parámetros muy difíciles de fijar de antemano tales como: precio de venta de la energía, cantidad de ella que en las diversas épocas del año absorba el mercado, precio del material, de la tubería, de la mano de obra, gastos de conservación; etc.

2.2.2.2.2.3. Determinación del diámetro mas económico.-

Para la determinación del diámetro mas económico se ha dividido esta tubería en tres tramos (de acuerdo a perfil longitudinal presentado en la hoja N° 8 de la sección planos) y para cada uno de ellos se buscará el valor mínimo de la suma del costo anual del capital y de la pérdida anual de energía; a dicho valor mínimo corresponde el diámetro mas económico.

El costo anual del capital debería incluir el costo del primer establecimiento y el de operación.

Como el costo de operación considero que es prácticamente igual para los diferentes diámetros en los tres tramos, únicamente he tomado el costo del primer establecimiento, es decir el valor neto de la tubería, el transporte al sitio de la obra y su montaje.

El valor de la anualidad se ha calculado a un interés del 5.5% en un plazo de 30 años, de acuerdo a información recibida en la sección técnica de la Caja Nacional de Riego.

del número de Kw-h anuales que no es posible generar debido a las pérdidas de carga en la tubería por el precio unitario.

2-2-3-2-2B Fórmulas y valores empleados en el cálculo.

Ecuación de la continuidad: $Q = A_1 v_1 = A_2 v_2$

Pérdida de carga por roce continuo en metro por metro:

h_f/L valores tabulados a base de la fórmula de Manning en función del diámetro, caudal y coeficiente de rugosidad n , en el caso presente se ha tomado $n = 0.011$. Los valores de s se los obtiene a base de la tabla N° 57 del Manual de Hidráulica de W. King, página 186.

Espesor de la tubería:
$$e = \frac{(P + P_1) D}{2 \sqrt{f}} + 1$$

P = presión estática en Kg/cm²

P₁ = presión dinámica en Kg/cm² y que se ha tomado en un 30% de la estática.

σ = coeficiente de trabajo del acero comercial usado en tuberías de presión soldadas y que vale 850 Kg/cm²

f = coeficiente de seguridad que se lo toma igual a 0.9 para el caso de tuberías soldadas.

D = diámetro del tubo en m.m.

Se añade 1 m.m como seguridad contra corrosión aparte de que se debe pintar la tubería con pintura anticorrosiva.

Peso de la tubería:
$$P = \frac{\pi (D + e)^2 \rho L}{4}$$

L = longitud del tramo

ρ = peso específico del acero

Por información recibida en la Sección Técnica de la Caja Nacional de Riego, el precio de la tonelada de tubería de acero puesta en obra es de aproximadamente \$ 1.500,00, valor que incluye el precio neto de la tubería más un 30% de este correspondiente a gastos de excavación, anclaje, etc.

El factor de anualidad f_a para un interés del 5.5% anual a un plazo de 30 años es según la tabla indicada en la página 374 del texto *Mathematical Tables from Handbook of Chemistry and Physics* igual a 0.0688.

La potencia perdida se calcula con la fórmula:

$$N_p = 7.5 Q h \quad (Kw)$$

Q = caudal en m^3 /seg.

h = pérdida de carga en metros

El factor 7.5 se lo obtiene aceptando un rendimiento 0.765 para el grupo turbina-generador (0.83 rendimiento medio para turbina y 0.92 para el generador). El número de Kwh perdidos se lo obtiene multiplicando la potencia perdida por el número de horas de funcionamiento de la central y que vale 8760 h. El valor F viene dado por la fórmula: $F = 0.7 (f_c)^2 + 0.3 (f_c)$, f_c es el factor de carga y de modo aproximado vale 0.4, en cuyo caso $F = 0.232$.

El precio medio del Kwh para el cálculo del costo de la energía perdida he tomado igual a \$ 0.40, valor que puede cambiar ligeramente pero que para los fines que persigue al presente trabajo lo considero satisfactorio (es muy difícil establecer un valor exacto por ser función de una serie de factores variables para cada caso en estudio).

TRAMO 1

110.0

D	a	V	S
1.21	1.150	2.61	0.004
1.16	1.057	2.84	0.005
1.09	0.933	3.21	0.007
1.04	0.849	3.53	0.009

B ± A	B	E
258.25	251.2	258.25
<u>271.18</u>	264.11	270.8
281.73	277.27	281.0
292.40	290.05	292.1

TRAMO 2

Q = 3 m³/s

D	a	V	S
1.21	1.150	2.61	0.004
1.16	1.057	2.84	0.005
1.09	0.933	3.21	0.007
1.04	0.849	3.53	0.009

B ± A	B	E
292.25	285.01	292.25
302.82	297.14	302.8
<u>312.12</u>	309.81	312.1
322.25	322.25	322.25

TRAMO 3

Q = 3 m³/s

D	a	V	S
1.16	1.057	2.84	0.005
1.09	0.933	3.21	0.007
1.04	0.849	3.53	0.009
0.95	0.709	4.23	0.015

B ± A	B	E
322.25	315.0	322.25
332.73	327.14	332.73
<u>342.12</u>	339.81	342.12
352.25	352.25	352.25

De acuerdo al cuadro anterior se deduce que los diámetros mas económicos para los tres tramos en que he dividido la longitud total de tubería son:

Tramo 1 - 2	$\phi_i = 1.16$ mts.
tramo 2 - 3	$\phi_i = 1.09$ mts.
tramo 3 - 4	$\phi_i = 1.04$ mts.

2-2-3-2-3 Estudio de las Pérdidas de carga.-

Las pérdidas de carga se producen a lo largo de la tubería debido a diferentes factores; para el estudio se los ha dividido en dos grupos: a) pérdidas por rozamiento continuo y b) pérdidas localizadas.

a) Pérdidas por rozamiento continuo.

Al circular el agua a través de la tubería se origina una resistencia entre la masa líquida en movimiento y las paredes del conducto; dicha resistencia al movimiento, en la práctica se traduce en un descenso del nivel piezométrico (h_f) que se denomina pérdida de carga por rozamiento continuo.

Si L es la longitud de la tubería, como ya quedó indicado anteriormente, la relación h_f/L se denomina gradiente o pendiente piezométrica.

La pérdida de carga por rozamiento continuo, comparada con las localizadas, representa un porcentaje bastante alto de la pérdida total. Su valor quedó establecido para cada uno de los tramos, al hacer el estudio para determinar el diámetro mas económico, a base de los valores tabulados para la gradiente piezométrica en la ta-

bla N° 57 del Manual de Hidráulica de King, pág. 187.

La pendiente piezométrica es una función del diámetro de la tubería (D), el coeficiente de rugosidad correspondiente a la clase de material empleado (n) y del caudal (Q).

Para el caso presente el detalle de las pérdidas de rozamiento continuo sería:

Tramo 1 - 2	0.625 mts.
tramo 2 - 3	1.005 mts.
tramo 3 - 4	0.923 mts.
<hr/>	
Pérdida total:	2.553 mts.

b) Pérdidas de carga localizadas.

Se originan por varias razones tales como: cambio de energía potencial en energía cinética y convergencia de los filetes líquidos cuando el agua pasa del tanque de presión a la tubería a través de la transición de entrada, paso de una tubería de diámetro mayor a otro menor o viceversa, existencia de codos horizontales o verticales, existencia de bifurcaciones en la tubería, intercalación de llaves de paso, etc.

Perdida a la Entrada.

Se produce por dos causas:

- 1) Por la creación de la velocidad necesaria para el paso del caudal a través de la sección de entrada de la tubería; y,
- 2) Por roce de los filetes líquidos al dirigirse éstos a la entrada por contracción en ella de la vena líquida.

Para el primer caso la carga necesaria para generar la velocidad vale:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

Dependiendo del tipo de descarga que tiene la tubería, esta carga se convierte en pérdida, total o parcialmente. Para el caso presente como se trata de una descarga a través de un inyector, (se instalarían turbinas Pelton) el factor de multiplicación para h es 0.04. Si v = 1.5 m/seg.:

$$h_v = \frac{1.5^2}{19.62} \times 0.04 = 0.005 \text{ m}$$

Para el segundo caso la fórmula a emplearse es:

$$h_o = K_o \frac{v^2}{2g}$$

v = velocidad en la sección normal de la embocadura y en este caso se tomará igual a 1.5 m/seg. atendiendo a la recomendación hecha por el autor José L. Gómez Navarro:

Ko = Coeficiente establecido experimentalmente y que es función de la forma de la embocadura.

Tratándose de una entrada con bordes redondeados y acompañamiento en un tubo, Ko = 0.14 (valor promedio de los indicados en el Manual de Hidráulica de King, pag. 172).

Reemplazando valores tendríamos:

$$h_o = 0.14 \frac{1.5^2}{19.62} = 0.016 \text{ m.}$$

La pérdida total será:

$$h_{\text{total}} = 0.005 + 0.016 = 0.021 \text{ m.}$$

Pérdidas por cambio de sección (contracciones).-

Se los calcula con la fórmula:

$$h_c = K_1 \frac{V^2}{2g}$$

K_1 = coeficiente que está en función de la relación de diámetros (mayor/menor = d_1/d_2)

V = velocidad de circulación del agua en la tubería de diámetro menor.

Cambio N° 1.-

$$d_1/d_2 = \frac{1.16}{1.09} = 1.065$$

$$V_2 = 3.21 \text{ m/seg.}$$

De acuerdo a la tabla N° 64 del Manual de King, pag. 200, para $d_1/d_2 = 1.1$ y $V_2 = 3.21$, $K_1 = 0.04$.

$$h_{c1} = 0.04 \frac{3.21^2}{19.62} = 0.021$$

Cambio N° 2.-

$$d_1/d_2 = \frac{1.09}{1.04} = 1.05$$

$$V_2 = 3.53 \text{ m/seg.}$$

$$K_1 = 0.04$$

$$h_p = 0.04 \frac{V^2}{19.62} = 0.0025$$

Pérdidas por codos

El estudio de las pérdidas de carga debida a codos en una tubería ha sido realizado por un gran número de investigadores. Los valores del coeficiente K determinados por cada uno de ellos, tienen un gran campo de variación, razón por la que resulta bastante difícil escoger el valor a emplearse para el cálculo de la pérdida de carga.

He creído conveniente el uso de la fórmula propuesta por "Weisbach" para el caso de codos bruscos y que se expresa:

$$h_p = 0.2457 \text{ sen}^2 \frac{W}{2} + 2.047 \text{ sen}^4 \frac{W}{2} \frac{V^2}{2g} = K_1 \frac{V^2}{2g}$$

En la práctica, la pérdida de carga obtenida con el empleo de esta fórmula será un tanto mayor, si se considera que se instalarán codos de varios segmentos con el objeto de eliminar los cambios bruscos de dirección. (El uso de un codo de varios segmentos se asemeja mucho al empleo de una curva y enlace las dos direcciones).

En la fórmula arriba indicada, W es el ángulo de deflexión entre las dos direcciones y V es la velocidad media de circulación en el tubo.

Codo	W	K	V	h _p
1	34°	0.111	2.84	0.046
2	11°	0.046	2.84	0.019
3	10°	0.046	3.21	0.024

Codo N°	W	K ₂	V	h _b
4	7°	0.046	3.21	0.024
5	17°	0.046	3.53	0.029
6	74°	0.627	3.53	0.398

Para el caso del codo N° 6, que presenta deflexión tanto en el sentido vertical como en el horizontal, el ángulo verdadero de deflexión del codo se lo calcula con la fórmula:

$$\cos \gamma = \cos \beta_1 \times \cos \beta_2 \times \cos \alpha + \sin \beta_1 \times \sin \beta_2$$

α = ángulo de deflexión horizontal;

β_2 = pendiente del tramo anterior al codo

β_1 = pendiente del tramo posterior del codo.

Para el caso presente:

$$\alpha = 67^\circ; \beta_1 = 0 \text{ y } \beta_2 = 45^\circ, \text{ luego } \gamma = 74^\circ$$

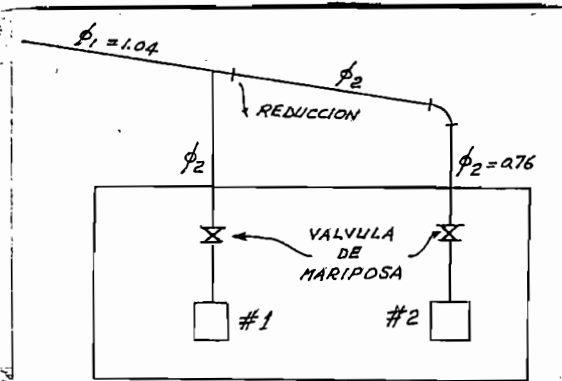
La pérdida total de carga por codos sería:

$$\sum h_b = 0.540$$

El estudio de pérdidas de carga realizado corresponde al tramo desde el tanque de presión hasta el lugar en donde se inicia la alimentación independiente para cada uno de los dos grupos turbina generador que he previsto se instalarán en la central hidroeléctrica.- El resumen de estas pérdidas sería:

Pérdidas por rozamiento continuo	2.553 mts.
Pérdidas a la entrada	0.021 mts.
Pérdidas por cambios de sección	0.046 mts.
Pérdidas por codos	0.540 mts.
Pérdidas en la reja (antes calculada) ..	<u>0.050 mts.</u>
Pérdida total ;	3.210 mts.

Corresponde ahora determinar las pérdidas adicionales de carga que se producirán en las dos alimentaciones a los grupos turbina generador.



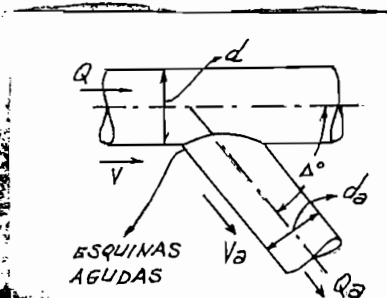
Las pérdidas a calcularse serían:

a) Pérdida producida por la bifurcación para el grupo N° 1 y el mismo para el N° 2.

b) La producida por la válvula de mariposa anterior a cada turbina, común para los dos casos. Esta válvula tiene por objeto aislar uno cualquiera de los grupos para casos de reparación por ejemplo cuando opere únicamente uno de ellos.

GRUPO N° 1.

PERDIDA EN LA BIFURCACION.



Datos:

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

$$v_a = 1.04 \text{ m}$$

$$Q_a = 1.8 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$d_a = 0.76 \text{ m}$$

$$V = V_a = 3.53 \text{ m/seg}$$

$$\Delta = 60^\circ$$

$$h_b = K_3 \frac{v^2}{2g}$$

Para obtener el valor de K_3 he usado (asemejando condiciones), la tabla y gráficos presentados en el texto "Welded Steel Penstocks, Design and Construction" by P. J. Henry 1.960, pág. 9 (Publicación del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos). De acuerdo a lo indicado obtengo que K_3 vale 1.2, luego:

$$h_b = 1.2 \frac{3.53^2}{19.62} = 0.762$$

PERDIDA EN LA VALVULA DE MARIPOSA.

Se la calcula con la fórmula:

$$h_v = K_4 \frac{v^2}{2g}$$

El valor del coeficiente K es función del ángulo (θ) que la mariposa forma con el eje de la tubería en la posición de máxima apertura. Para el caso presente adopto: $\theta = 5^\circ$ y según la tabla de pág. 550 de Saltos de Agua y Presas de Embalse, $K = 0.24$; luego:

$$h_v = 0.24 \frac{3.53^2}{19.62} = 0.152$$

GRUPO N° 2

PERDIDA EN EL CODO.

Se la calcula como en los casos anteriores con la fórmula:

$$h_b = K_2 \frac{v^2}{2g}$$

para $\theta = 66^\circ$, $K_2 = 0.477$, luego:

$$h_b = 0.477 \frac{3.53^2}{19.62} = 0.303$$

Adicionalmente se tendría una pérdida por cambio de sección a continuación de la bifurcación hecha para el grupo N° 1, que como en los casos anteriores se la calcula con la fórmula:

$$h_c = \frac{v^2}{2g}$$

para $Q=0.2$ $\frac{1.04}{0.70} = 1.47$ $\sqrt{1.47} = 1.21$ según tabla N° 64 del Manual de King, luego:

$$h_c = 0.18 \times 0.695 = 0.124$$

En el grupo N° 2 debe tomarse en cuenta también la pérdida por la válvula de valor igual al caso del grupo N° 1.

Resumiendo tenemos:

GRUPO N° 1	pérdida total =	4.124 mts (2.11%)
GRUPO N° 2	pérdida total =	3.679 mts (1.93%)

2-2-3-2-4 ESTUDIO DEL GOLPE DE ARIETE.-

Conocemos con el nombre de GOLPE DE ARIETE en una tubería, a la variación por encima o por debajo de la presión normal ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal circulante.

Para instalaciones hidroeléctricas, al producirse una rápida disminución en la carga de trabajo que sirve la turbina, el regulador automático cierra la admisión de agua, originándose un golpe de ariete denominado positivo. Por efecto del cierre, la masa líquida contenida dentro de la tubería se ve obligada a disminuir en una forma brusca; la velocidad de la que se encuentra animada; la energía cinética que posee la columna de agua no se anula instantáneamente sino que se transforma en energía de presión, la misma que, hace

que la línea de gradiente de energía se eleve sobre el plano de gas iniciales hasta alcanzar la sobrepresión un valor máximo, variable en función del tipo de instalación en estudio.

Al concluir la operación de cierre en el distribuidor y por efecto de la elasticidad tanto del líquido como de las paredes de la tubería, se produce el contragolpe o sea la onda de depresión que recorre todas las secciones de la tubería en sentido contrario al anterior, (desde el tanque de presión hasta la llave) originando presiones de valor inferior a las de régimen normal.

Tras de alcanzar la onda el valor máximo de depresión, se reinicia un ciclo como el descrito pero con valores menores, continuando el proceso hasta que la oscilación se anula por efecto del rozamiento, remolinos, etc.

En el caso contrario, es decir cuando se produce un incremento brusco de demanda por parte de la turbina, al abrirse el distribuidor se origina un golpe de ariete denominado negativo o de depresión debido a la brusca aceleración de la columna líquida cercana al extremo inferior de la tubería. Cuando la onda de depresión ha alcanzado su valor máximo, se inicia el contragolpe o sea el aumento de presión hasta llegar a su valor máximo sobre la normal. Los ciclos de decremento e incremento de presión se continúan hasta que la oscilación se anula por las razones antes indicadas.

El diseño de la tubería de presión debe ser tal que garantice la resistencia en cada punto, no solamente a los golpes positivos si no también a los negativos que en muchos de los casos pueden ser muy peligrosos.

Tratándose de golpes negativos, es conveniente que la línea de gradiente de energía no llegue a cortar el perfil de la tubería en ningún punto, pues este particular puede significar un aplastamiento.

Parece, como una solución lógica para disminuir la intensidad del golpe de ariete, que el cierre sea lento, esto tiene en limitación si se tiene en cuenta que en el caso de máquinas hidráulicas que alimentan a generadores eléctricos, el cierre debe ser lo más rápido posible para que no se produzcan sobretensiones en caso de cortocircuitos o descarga repentina de la línea eléctrica. Conviene anotar que el cierre no es nunca instantáneo, sin embargo en la actualidad, los órganos de regulación son tan precisos que la operación puede realizarse en tiempos muy cortos (2 a 6 segundos).

2-2-3-2-4A Cálculo del Golpe de Ariete.-

El cálculo del golpe de ariete lo he realizado empleando el procedimiento de Allievi indicado en el texto de hidráulica Saltos de Agua y Presas de Embalse, Pags. 471 a 474.

Los elementos indispensables para el cálculo se encuentran resumidos en el cuadro siguiente:

Tramo	D (m)	L (m)	ε (m.m.)	V (m/seg.)
1 - 2	1.15	125	8	2.84
2 - 3	1.09	143.6	14	3.21
3 - 4	1.04	102.5	19	3.73

Determino la velocidad de propagación de la onda, en cada uno de los tramos considerados, mediante la ecuación:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

a = velocidad de propagación en m/seg

D = diámetro de la tubería en m.m

e = espesor de la tubería en m.m

k = coeficiente que para el caso de tuberías de palastro de hierro o acero vale 0.5

Tramo 1 - 2

$$a_1 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{1160}{8}}} = 900 \text{ m/seg}$$

Tramo 2 - 3

$$a_2 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{1090}{14}}} = 1060 \text{ m/seg}$$

Tramo 3 - 4

$$a_3 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{1040}{19}}} = 1137 \text{ m/seg}$$

Como la velocidad de circulación del agua es diferente en cada tramo, es necesario determinar la velocidad equivalente, considerando la tubería totalmente, mediante la ecuación:

$$V = \frac{V_1 L_1 + V_2 L_2 + V_3 L_3}{L}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 125 + 143.6 + 102.5 = 371.1 \text{ m}$$

$$V = \frac{125 \times 2.84 + 143.6 \times 3.21 + 102.5 \times 3.53}{371.1} = 3.17 \text{ m/seg}$$

Al igual que se ha determinado la velocidad equivalente de circulación, es indispensable calcular la velocidad equivalente de la onda de presión, usando la ecuación:

$$a = \frac{L}{L_1/a_1 + L_2/a_2 + L_3/a_3} = \frac{371.1}{125/900 + 143.6/1060 + 102.5/1137} = \frac{371.1}{0.139 + 0.135 + 0.09} = 1017 \text{ m/seg}$$

El tiempo que tarda el golpe de ariete positivo en recorrer la longitud de la tubería, reflejarse en el tanque de presión y volver con signo contrario a ocasionarse en el punto del cierre el golpe de ariete negativo, se denomina crítico y suele ser menor que el de duración del movimiento de la admisión de agua en cierre o apertura.

El valor del tiempo crítico se lo calcula con la fórmula: $\mu = \frac{2L}{a}$ y para el caso presente valdría:

$$\mu = \frac{2 \times 371.1}{1017} = \frac{742.2}{1017} = 0.73 \text{ seg.}$$

Para determinar el valor de la sobrepresión en el caso de golpe de ariete positivo o de la depresión para golpe negativo, Allievi ha preparado dos diagramas indicados en las páginas 471 y 472 del libro Saltos de Agua y Presas de Embalse.

En dichos diagramas, en el eje de ordenadas se tienen los valores de C que es el tiempo de la variación de admisión (cierre o apertura) medido en unidades del intervalo del tiempo μ . En el eje de las abscisas se tienen los valores de ρ , llamados característica de la tubería. Mediante estos valores se obtiene de los gráficos los valores de Z que es igual a:

$$z^2 = \frac{Y + h}{Y}$$

Y = carga en el extremo inferior de la tubería (salto bruto)

h = presión del golpe de ariete en metros (de agua)

Característica de la Tubería:

$$\rho = \frac{a \cdot v}{2g \cdot Y} = \frac{1.017 \times 3.17}{19.62 \times 195.89} = 0.838$$

Tiempo de variación de la Admisión:

$$\theta = \frac{a \cdot \mu}{2L} = \frac{\pi}{\mu} = 0.73$$

Adequando para μ un valor de 4 segundos, tendría:

$$\theta = \frac{4}{0.73} = 5.48$$

De acuerdo al diagrama correspondiente a cierre de la admisión a cualquier velocidad; se tiene:

$$z^2 = 1.18 = \frac{195.89 + h}{195.89}$$

$$h = 195.89 \times 1.18 - 195.89 = 37.25 \text{ mts.}$$

El valor obtenido para h representaría un 18% de la carga total de la tubería y naturalmente es menor que el 30% previsto para el diseño de la misma, al tratarse, como antes se indicó, de la instalación de turbinas Pelton sin deflector de choque.

Para el caso de apertura de la admisión o sea un golpe de ariete negativo, usando los mismos valores para los parámetros θ y ρ de acuerdo al diagrama correspondiente, tendría:

$$z^2 = 0.75 = \frac{195.89 + h}{195.89}$$

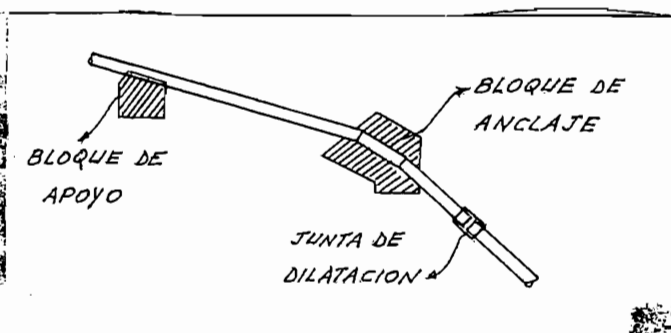
$$L = 195.89 + 195.89 \times 0.75 = 49 \text{ mts.}$$

La línea piezométrica correspondiente al golpe de ariete negativo no corta en ningún sitio al perfil de la tubería, de acuerdo a comprobación gráfica que he realizado, garantizándose en esta forma que no existe peligro de aplastamiento en ningún sitio.

2-2-3 DISEÑO MECÁNICO =

De las dos alternativas que normalmente se presentan para la instalación de la tubería de presión, esto es: a) descubierta y b) cubierta por un terraplen o galería, para el presente caso he asociado la primera por cuanto presenta mayores ventajas en cuanto se refiere a trabajos de vigilancia y conservación. Debo aclarar que tratándose de tubería descubierta es necesario considerar los efectos de cambio de longitud ocasionados por la variación de la temperatura ambiente; dichos cambios se los absorbe colocando a la iniciación de cada tramo recto (entendiéndose por tramo recto el comprendido entre dos puntos de deflexión horizontal o vertical consecutivos) un elemento especial conocido con el nombre de JUNTA DE DILATACION. Como la tubería no se encuentra apoyada sobre el terreno, sino que se la instala a unos 50 cm. de éste; es necesario proveerla de apoyo para lo que se construyen los denominados BLOQUES DE APOYO con una interdistancia fijada por la longitud de los tramos independientes en que se divide la tubería.

En los puntos de deflexión es indispensable la construcción de BLOQUES DE ANCLAJE que como su nombre lo indica, fijan la tubería al terreno, evitando desplazamientos en cota y alineación que se producen por efecto de una serie de esfuerzos interiores y ex-



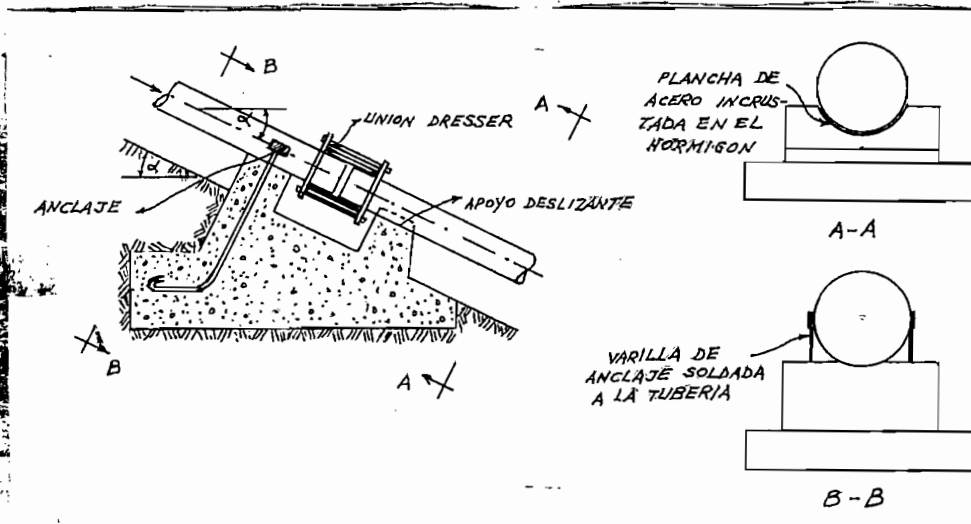
Con el objeto de no emplear juntas de dilatación como elementos especiales, con la ubicación indicada en el croquis anterior, ha previsto el uso de UNIONES DRESSER para el ensamble de los diferentes tramos independientes de tubería. El diseño que tiene este tipo de junta, permite de una manera eficiente eliminar los efectos producidos por dilataciones y contracciones que la tubería sufre con los cambios de la temperatura ambiente.

2-2-3-3-1 Cálculo de los bloques de apoyo.

Para facilitar el transporte hasta el sitio de obra y la operación de montaje, ha considerado conveniente el uso de tramos independientes de tubería de 6 mts. de longitud.

Con el objeto de disminuir el número de uniones dresser y para efectos de diseño de los bloques de apoyo, se consideran tramos de 12 metros de longitud, es decir se hará junta soldada de dos tramos de 6 metros.

El funcionamiento del bloque puede verse en el esquema siguiente.



DETERMINACION DE LAS FUERZAS ACTUANTES.-

Calculo en primer lugar el peso por metro lineal de tubo lleno, para los 3 diferentes diámetros y espesores fijados:

$$\phi_i = 1.16 \text{ m ; } e = 0.008 \text{ m}$$

$$\text{Peso del tubo: } W_T = \pi (1.16 + 0.008) 0.008 \times 1.0 \times 7.85 = 0.235 \text{ Tn.}$$

$$\text{Peso del agua: } W_A = \frac{\pi \times 1.16^2}{4} \times 1.0 \times 1.0 = 1.06 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso del tubo lleno: } W_1 = 1.295 \text{ Tn.}$$

$$\phi_i = 1.09 \text{ m ; } e = 0.014 \text{ m}$$

$$W_T = \pi (1.09 + 0.014) 0.014 \times 1.0 \times 7.85 = 0.382 \text{ Tn}$$

$$W_A = \frac{\pi \times 1.09^2}{4} \times 1.0 \times 1.0 = 0.933 \text{ Tn}$$

$$W_2 = 1.315 \text{ Tn.}$$

$$0.1 = 1.04 \text{ m} \quad e = 0.019 \text{ m}$$

$$W_1 = \pi (1.04 + 0.019) 0.019 \times 1.0 \times 7.85 = 0.496 \text{ Tn}$$

$$W_2 = \frac{\pi \times 1.04^2}{4} \times 1.0 \times 1.0 = 0.851 \text{ Tn}$$

$$W_3 = 1.347 \text{ Tn}$$

Como puede apreciarse, la diferencia en peso para los 3 tipos es mínima; para el cálculo tomo como dato el mayor, es decir: 1.347 Tn/m.l.

El peso del tramo de tuberías de 12 mts de longitud sera:

$$W = 1.347 \times 12 = 16.164 \text{ Tn}$$

En el punto en donde la tubería va anclada al bloque, ésta transmitirá una fuerza normal al plano de fundación igual al semi-peso del tramo o sea: 8.082 Tn.

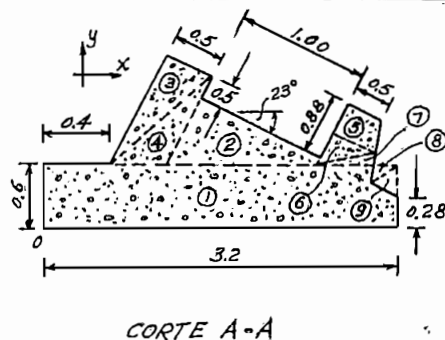
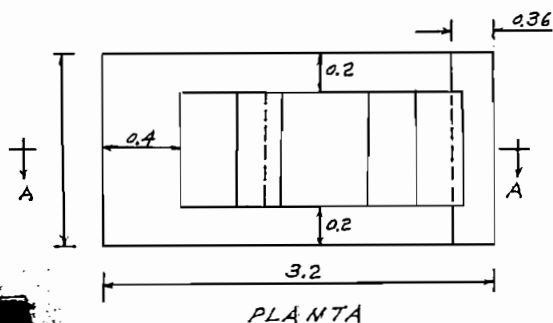
Hacia el lado en donde la tubería tiene apoyo deslizante, ésta transmitirá al bloque una fuerza normal a su eje de un valor 8.082 cos α (α = ángulo que forma la tubería con el plano horizontal) y se tendrá además una fuerza debida al rozamiento, en el sentido del eje, que puede actuar en dirección del flujo o en dirección contraria según se trate de dilatación o contracción respectivamente y de un valor 8.082 cos α . f (f = coeficiente de rozamiento entre tubería y apoyo, de valor variable según el tipo de superficies en contacto). Para este caso he previsto la colocación de una plancha de acero incrustada en el hormigón del bloque y de curvatura igual a la exterior del bloque. Teniéndose superficies de acero o hierro, el coeficiente de rozamiento vale: $\mu = 0.20$

De acuerdo al perfil longitudinal de la tubería, presentado en la hoja N° 8 de la sección planos, se tienen 5 valores diferentes para el ángulo α . Como no me es posible realizar un diseño especial para cada uno de los casos, me limito al estudio de un apoyo tipo, tomando el valor mas desfavorable para α que en este caso es 23° .

Resumiendo tenemos como fuerzas actuantes:

- 1) peso de la tubería llena en el lado en que se ancla (8.082 Tn).
- 2) peso de la tubería llena en el lado del apoyo deslizante ($8.082 \cos \alpha$)
- 3) fuerza de rozamiento ($\pm 1.62 \cos \alpha$)
- 4) peso propio del bloque.

Adoptando para el bloque las dimensiones que se indican en las figuras siguientes, compruebo, empleando un método grafo-analítico si los esfuerzos máximos que soporta el terreno de fundación, no sobrepasan el valor antes fijado de 1.5 Kg/cm^2 .



COORDENADAS DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL BLOQUE.-

Descomponiendo a la figura del corte A-A, en varias de forma conocida, calculo sus áreas; reemplazo los valores de las áreas por vectores aplicados en los centros de gravedad respectivos y tomo momentos respecto al punto O, tanto en el sentido X como en el Y.

Haciendo el cociente entre dichos momentos y el sumatorio de áreas, quedan fijados los valores de X y Y del centro de gravedad.

FIGURA N°	AREA (m ²)	BRAZO DE PALANCA		MOMENTOS RESPECTO A (O)	
		X	Y	Sentido X	Sentido Y
1	1.92	1.6	0.30	3.070	0.580
2	0.35	1.45	0.78	0.507	0.273
3	0.33	0.88	1.35	0.290	0.446
4	0.28	0.91	0.94	0.255	0.263
5	0.40	2.60	1.27	1.040	0.508
6	0.20	2.39	0.93	0.478	0.186
7	0.15	2.59	0.74	0.389	0.111
8	-(0.03)	2.95	0.55	-(0.088)	-(0.016)
9	-(0.06)	3.07	0.45	-(0.184)	-(0.027)
<u>Σ 3.54</u>				<u>Σ 5.757</u>	<u>Σ 2.324</u>

N o t a : En la figura 5 está duplicada el área por tratarse de dos tramos simétricos.

$$X = \frac{5.757}{3.54} = 1.63$$

$$Y = \frac{2.324}{3.54} = 0.656$$

COORDENADAS DEL CENTRO DE
GRAVEDAD

CALCULO DEL PESO DEL BLOQUE. -

El bloque se construirá de hormigón simple, por lo tanto, $\rho = 2.2 \text{ Tn/m}^3$. A base de la misma descomposición gráfica empleada para el cálculo de las coordenadas del centro de gravedad, calculo el peso del bloque.

- (1) $1.98 \times 2.5 \times 2.2 = 10.60 \text{ Tn.}$
 - (2) $0.35 \times 2.1 \times 2.2 = 1.58 \text{ Tn.}$
 - (3) $0.33 \times 2.1 \times 2.2 = 1.52 \text{ Tn.}$
 - (4) $0.28 \times 2.1 \times 2.2 = 1.25 \text{ Tn.}$
 - (5) $0.20 \times 0.924 \times 2.2 = 0.41 \text{ Tn.}$
 - (6) $0.20 \times 2.1 \times 2.2 = 0.92 \text{ Tn.}$
 - (7) $0.15 \times 2.1 \times 2.2 = 0.69 \text{ Tn.}$
 - (8) $-(0.03) \times 2.5 \times 2.2 = -0.17 \text{ Tn.}$
 - (9) $-(0.06) \times 2.5 \times 2.2 = -0.33 \text{ Tn.}$
- Total: = 16.55 Tn.

Con los valores obtenidos, paso al análisis gráfico con el objeto de determinar el punto de aplicación de la resultante de todas las fuerzas actuantes, incluyendo la debida al rozamiento con sus dos direcciones de acción.

De acuerdo al gráfico de la pag. N° 124 tendría:

$$N_1 = 32.2 \text{ Tn}$$

$$e_2 = 0.05 \text{ m (excentricidad del punto 2)}$$

$$M = N_1 \times e_2 = 32.2 \times 0.05 = 1.61 \text{ Tn.m}$$

$$A = 3.2 \times 2.5 = 8.0 \text{ m}^2$$

$$I = 2.5 \times \frac{3.2^2}{12} = 4.25 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{id} = \frac{32.2}{8.0} \mp \frac{1.61}{4.25} = 4.03 \mp 0.38$$

$$\sigma_i = 3.65 \text{ Tn/m}^2 \sim 0.37 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma_d = 4.41 \text{ Tn/m}^2 \sim 0.44 \text{ Kg/cm}^2$$

Por otro lado:

$$N_i = 31 \text{ Tn}$$

$$e_1 = 0.1 \text{ m (excentricidad del punto 1)}$$

$$M = N_i \times e_1 = 31 \times 0.1 = 3.1 \text{ Tn.m.}$$

$$A = 8.0 \text{ m}^2$$

$$W = 4.25 \text{ m}^3$$

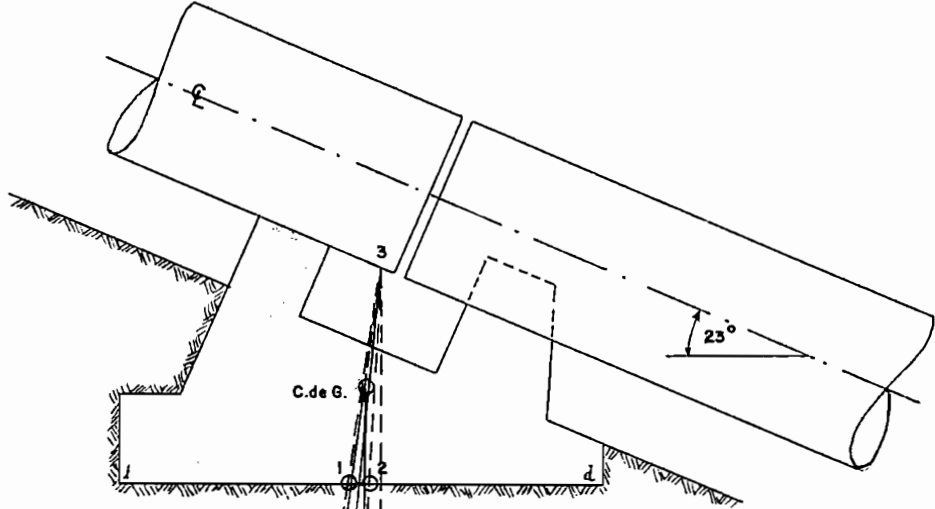
$$\sigma_{id} = \frac{31}{8.0} \pm \frac{3.1}{4.25} = 3.88 \pm 0.73$$

$$\sigma_i = 4.61 \text{ Tn/m}^2 \sim 0.46 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma_d = 3.15 \text{ Tn/m}^2 \sim 0.32 \text{ Kg/cm}^2$$

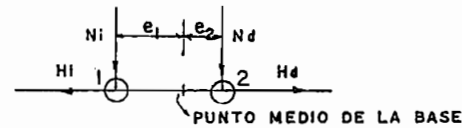
Los valores máximos serían: $\sigma_i = 0.46 \text{ Kg/cm}^2$ y $\sigma_d = 0.44 \text{ Kg/cm}^2$, que se encuentran bastante por debajo del valor 1.5 Kg/cm^2 fijado como aceptable para el tipo de terreno encontrado en la zona.

Como ya indiqué anteriormente, se empleará el mismo diseño de bloque determinado para $\alpha = 23^\circ$ para los otros tramos en que α varía, con excepción hecha del último tramo de tubería en que $\alpha = 0$. Para este caso se harán las modificaciones necesarias en el trazado del bloque teniendo en cuenta que las fuerzas provenientes del peso de la tubería son normales tanto al ϕ de la tubería como al plano de fundación.

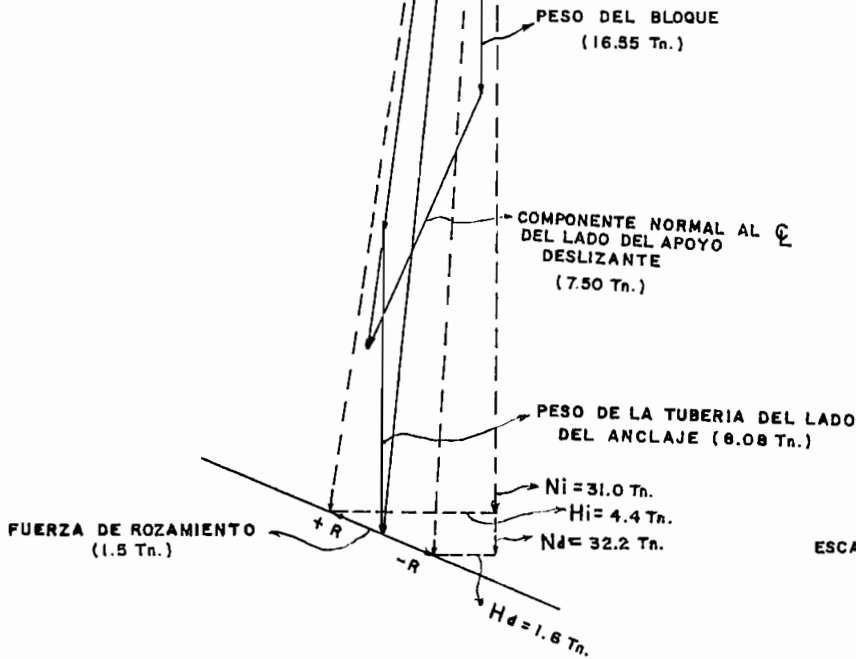
En el lado en que la tubería se ancla al bloque se colocarán dos barras de 1" de diámetro, empotradas en el cuerpo del bloque a las que se fijará la tubería lateralmente mediante suelda. El esfuerzo axial transmitido por el tramo de tubería será de 6320 Kg. ;



1 = PUNTO DE APLICACION DE N_i y H_i
 2 = " " " " N_d y H_d



SIN ESCALA

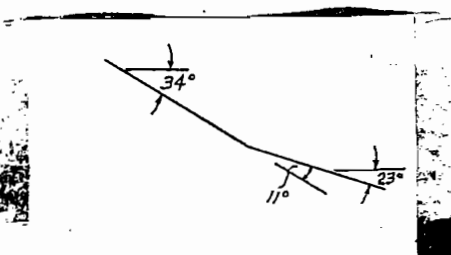


ESCALA: 1:50
 ESCALA DE FUERZAS: 1 cm = 2 Tn

Adoptando como esfuerzo de corte para barras de hierro estructural del tipo comercial 700 Kg/cm^2 , sería necesario disponer de 9.04 cm^2 para absorber el esfuerzo de 6320 Kgs . Colocando como se ha dicho 2 barras de $1''$ de ϕ se tienen 10.14 cm^2 que satisfacen el requerimiento.

2-2-3-3-2 Cálculo de los bloques de anclaje.

ANCLAJE N° 1 (De acuerdo a perfil general de la tubería)



Diámetro aguas arriba 1.16 mts .

Diámetro aguas abajo 1.09 mts .

Angulo de deflexión -11°

FUERZAS ACTUANTES

1) Fuerza hidrostática que actúa en el sentido del eje de la tubería en cada lado del codo:

$$F_1 = \gamma A H$$

γ = peso específico del agua (1 Tn/m^3)

A = área transversal de la tubería en el codo (1.057 m^2)

H = carga hidrostática incluyendo la proveniente por golpe de ariete (92.73 m)

$$F_1 = 1.0 \times 1.057 \times 92.73 = 98 \text{ Tn}$$

2) Fuerza hidrostática que actúa contra la pared exterior del codo, en ambos sentidos.

$Q =$ caudal (3 m³/seg).

$\gamma =$ 1 Tn/m³

$v =$ velocidad (2.84 m/seg).

$g =$ aceleración de la gravedad (19.62 m/seg²)

$$F_2 = \frac{3.0 \times 1.0 \times 2.84}{19.62} = 0.87 \text{ Tn.}$$

3) Componente axial del peso del tramo superior de tubería (se considera únicamente el tramo de tubería comprendida entre el bloque y la primera unión dresser, pues el resto de tubería del tramo, se encuentra autosoportada por los bloques de apoyo).

$$F_3 = P \text{ sen } \alpha$$

$P =$ peso de la tubería llena (1.295 x 5.0 = 6.48 Tn).

$\alpha =$ ángulo que forma el eje de la tubería con la horizon

$$F_3 = 6.48 \times 0.56 = 3.64 \text{ Tn.}$$

4) Componente axial del peso del tramo inferior de tubería (como en el caso anterior se toma el tramo de tubería entre el bloque y la primera unión dresser)

$$F_4 = P^1 \text{ sen } \alpha_1$$

$$\alpha_1 = 23^\circ$$

$$P^1 = 1.295 \times 4.0 = 5.18 \text{ Tn.}$$

$$F_4 = 5.18 \times 0.39 = 2.02 \text{ Tn.}$$

5) Fuerza longitudinal debida a la reducción de diámetro en la parte de aguasabajo del codo.

$$W_g = H(A - A')$$

A = área transversal de la tubería en el codo (1.057 m²)

A' = área transversal de la tubería en la parte rectificada
(0.933 m²)

H = 95.03 m

$$W_g = 1.0 \times 95.03 (1.057 - 0.933) = 11.8 \text{ Tn}$$

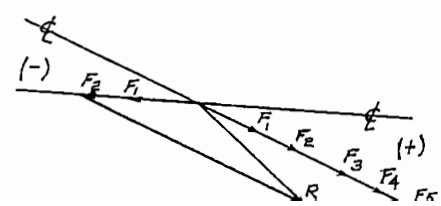
No se han tomado en cuenta:

a) Fuerzas debidas al rozamiento del tramo de tubería anterior al bloque y del siguiente, con los apoyos, por tener valores paucísimos.

b) Las presiones hidrostáticas que se producen en las juntas de dilatación comunmente llamadas por choque de agua con el anillo que presiona el extremo de la tubería, pues al uso de uniones dresser como junta de dilatación elimina este problema.

c) Esfuerzos debidos al rozamiento de la tubería con el suelo que de la unión dresser, por ser de valor insignificante si se considera que las dilataciones o contracciones se circunscriben a tramos de tubería de 12 mts. de longitud (tramo de tubería entre dos uniones contiguas).

Una vez fijados los valores de las fuerzas actuantes, se debe realizar el análisis para las dos condiciones que se presentan, es decir: a) dilatación y b) contracción:



COMPOSICION DE FUERZAS PARA EL CASO DE DILATACION.

Para el caso de contracción se tiene una composición de fuerzas igual que para dilatación, pues no hay ninguna fuerza que cambie de signo.

El diseño del bloque se hará de tal forma que al componer la resultante de las fuerzas actuantes con el peso propio del bloque, la resultante final tenga su punto de aplicación dentro del tercio medio de la base y además que los esfuerzos a que este sometido el terreno de fundación no superen el valor de 1.5 Kg/cm² antes fijado.

Como en el caso de los bloques de apoyo, haré un dimensionamiento del bloque y procederé a un análisis práctico de fuerzas actuantes.

De acuerdo al gráfico de la hoja N° 5 de la sección planes, tengo:

PESO DEL BLOQUE

$$G_1 = (2.08 \times 2.75 \times 2.2 - 2.2(0.2 \times 2.2 + 2.27 \times 1.19) = 22.8 + 2.70 = 25.50 \text{ Tn.}$$

$$G_2 = \left[\frac{(0.73 + 3.03) \times 1.53}{2} \times 2.2 - 0.68 \right] \times 2.2 + 0.68 \times 1.19 = 12.4 + 0.81 = 13.21 \text{ Tn.}$$

$$G_3 = \frac{0.5 \times 3.0}{2} \times 2.0 \times 2.2 = 3.30 \text{ Tn.}$$

$G_T = 42.34 \text{ Tn}$, cuyo punto de aplicación se lo obtiene componiendo los pesos G_1 y G_2 aplicados en los centros de gravedad de las respectivas figuras.

La suma de fuerzas F positivas vale 118.33 Tn que compensa con la suma de F negativas (98.87 Tn), nos da una resultante (R_T) de 26.0 Tn.

Descomponiendo G_n y R_T , encontramos el punto de aplicación de R_n (resultante total) que tiene dos componentes: N_T normal al plano de fundación, de 68.0 Tn y otra H_T paralela al plano de fundación de 3.0 Tn. La excentricidad e , con la que está aplicada la fuerza N_T vale 0.32 mbs.

Con los datos obtenidos paso a determinar los σ de trabajo del suelo de fundación:

$$\sigma_{1a} = \frac{N_T}{A} \pm \frac{N_T \cdot e}{W}$$

$$A = 2.2 \times 3.75 = 8.25 \text{ m}^2 \quad W = 2.2 \times 3.75^2 / 6 = 5.16 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{1a} = \frac{68.0}{8.25} \mp \frac{68.0 \times 0.32}{5.16} = 8.24 \mp 4.21$$

$$\sigma_{1a} = 4.03 \text{ Tn/m}^2 = 0.40 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_{1b} = 12.45 \text{ Tn/m}^2 = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Como puede observarse el σ máximo de trabajo se encuentra por debajo del aconsejable para trabajo del suelo de fundación (1.5 Kg/cm²); por otro lado, la resultante tiene su aplicación dentro del tercio medio de la base.

Un criterio y sistema semejantes al seguido para el caso del bloque de anclaje N° 1, he seguido para el resto de bloques que se tiene en la tubería con excepción del final (N°5) para el cual se tiene que aplicar un criterio especial de diseño en cuanto a fuerzas actuantes en tubería.

La información general de fuerzas actuantes, pesos, momentos, excentricidades y coeficientes de trabajo del suelo de fundación, para cada uno de los casos se encuentran resumidos en el cuadro que presento a continuación:

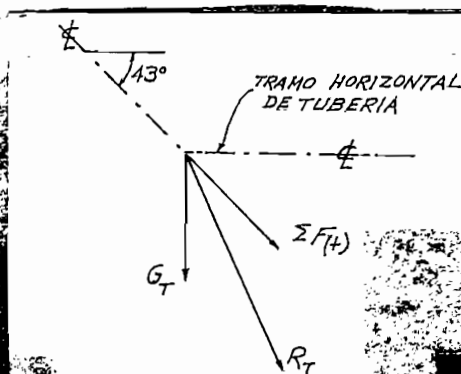
ANCLAJE N° 5

De acuerdo al estudio hecho en el texto "Turbine Pipe Lines", Mannesmannröhren - Werke, págs. 64 a 67, 1930, tratándose del bloque de anclaje último en una tubería, como en el presente caso, no es posible aplicar el mismo criterio de diseño que si se tratara de un anclaje intermedio.

Las fuerzas F que en casos anteriores (anclajes intermedios) actuaban tanto en el sentido de flujo, como en el sentido contrario, en el anclaje último únicamente tienen su acción de arriba hacia abajo (dirección del flujo). La explicación de las razones por las que no existe acción de fuerzas de abajo hacia arriba, está claramente explicado en el estudio antes indicado.

El dimensionamiento del bloque debe hacerse de tal manera que se satisfaga con los requerimientos ya expresados, es decir: la resultante de componer $\Sigma F(+)$ y el peso del bloque debe tener su punto de aplicación dentro del tercio medio de la base y además el esfuerzo máximo de trabajo del suelo de fundación no debe superar el valor fijado (1.5 Kg/cm^2).

De acuerdo a lo expuesto, el diagrama de fuerzas sería:



Los valores de las fuerzas F, pesos, excentricidad, momento y esfuerzos ~~o se encuentran~~ indicados en el cuadro anterior.

A partir del bloque de anclaje N° 5 hasta el empalme con los inyectores de las turbinas a instalarse se usará tubería con uniones rígidas (bridas locas o suelda), sin juntas de dilatación y enterrada.

El uso de tubería enterrada tiene por objeto evitar dilataciones y contracciones por cambio de la temperatura ambiente y además facilitar la circulación de personas y equipo mecánico en el área que corresponde a la sección posterior de la casa de máquinas.

2-4-3-3 OBRA DE PASO DIRECTO Y DE DESAGUE PARA DESARENADOR Y TANQUE DE PRESTON.

Previéndose, como indiqué a la instalación, de un proyecto de carácter mixto, es indispensable garantizar una conducción ininterrumpida hacia la planta de tratamiento de agua potable aun en los períodos en que por razones de mantenimiento o eventualmente por daños en equipo o tubería, sea indispensable dejar fuera de funcionamiento al sistema hidroeléctrico.

Con el objeto de satisfacer la necesidad expuesta y adicionalmente para desaguar tanto el depósito desarenador como el tanque de presión, se previó la construcción de una obra adicional de paso directo que se empalmará en la parte inferior con el canal de descarga de los equipos hidroeléctricos y que contará además con una estructura de aproximación al fondo del cauce de la quebrada Languagua, con el objeto de dar salida a los sedimentos provenientes del desarenador. A partir del punto de unión de la obra de paso di

recto con el canal de descarga de las turbinas, se inicia la obra de conducción hacia la planta de tratamiento, para el servicio de agua potable a la Ciudad de Quito.

La estructura a emplearse es del tipo denominada "RAPIDA", que no es otra cosa que un canal cuya solera tiene gran pendiente. Como consecuencia de la fuerte pendiente, la velocidad de circulación de la masa líquida es alta, razón por la que es indispensable incrementar la rugosidad del cauce mediante la construcción de un endentado en la solera variable en forma, de acuerdo al diseño que se adopta para la estructura.

El dimensionamiento se ha realizado usando la tabla preparada por la Sección Técnica de la Caja Nacional de Riego, en la que se encuentran tabulados los valores C/K de la ecuación:

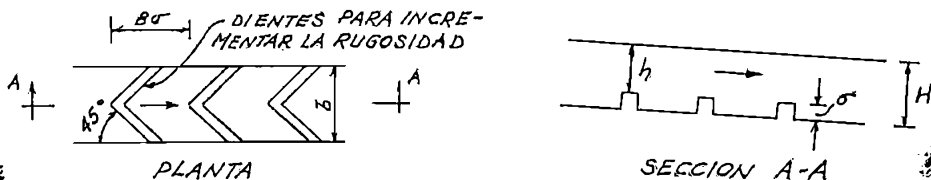
$$C/K = Q/S^{1/2} \sigma^{5/2}$$

Q = caudal (m^3/seg)

S = pendiente de la solera de la estructura

σ = altura de los dientes empleados para incrementar la rugosidad, referida a la solera.

De acuerdo al valor C/K , se obtiene directamente la relación h/σ y por otro lado la relación b/h , en donde h es el calado de aguas sobre la cara superior de los dientes empleados para incrementar la rugosidad y b el ancho de la estructura.



La forma del sustentado depende del tipo de diseño que se escoja; en la tabla antes mencionada se han tabulado valores para la relación Q/K , considerando tres tipos diferentes (el adoptado para el presente caso corresponde al "1") y la forma es la indicada en la figura anterior).

De acuerdo a la topografía que presenta el eje secundario para esta estructura, se han determinado tres tramos con las siguientes pendientes:

PRIMER TRAMO	43.49%
SEGUNDO TRAMO	56.43%
TERCER TRAMO	70.02%

Adoptando para Q un valor de 0.09 mts. y como sabemos $Q = 3$ m³/seg, tendríamos:

	Q/K
PRIMER TRAMO	1.763
SEGUNDO TRAMO	1.657
TERCER TRAMO	1.492

Por razones de orden topográfico mencionadas, se hace necesario construir dos tramos de la estructura en el túnel, como queda indicado en la hoja N° 70 de la sección planos. Como la perforación de dicho túnel implica la necesidad de disponer de una perforación mínima que permita un trabajo adecuado, una determinación preliminar a base de los valores Q/K de las relaciones h/a y b/h que permitan acercarse a las dimensiones mínimas necesarias. En función de lo expresado tendríamos: $h/a = 1/3$ y $b/h = 2$, de donde se obtiene $h = 4 \times 0.09 = 0.36$ mts., $b = 3 \times h = 3 \times 0.36 = 1.08$ mts.

Las secciones tipo para los tramos de estructura a cielo abierto y túnel con los detalles constructivos pueden verse en la hoja N° 10

Con los valores: $h/\sigma = X = 4$; $b/h = Z = 3$ y $\sigma = 0.09$ calculo el valor de C para el último tramo, mediante la expresión:

$$C = \frac{Q}{S^{\frac{1}{2}}} \frac{[\sigma \times Z + 2\sigma(X+1)]^{\frac{1}{2}}}{[\sigma^2 \times Z(X+1)]^{3/2}}$$

$$C = \frac{3}{0.884} \frac{[0.09 \times 4 \times 3 + 0.18(4+1)]^{\frac{1}{2}}}{[0.0081 \times 4 \times 3 \times (4+1)]^{3/2}}$$

$$= \frac{3.395 \times 1.41}{0.884 \times 0.339} = 14.1$$

El área de la sección transversal valdrá:

$$A = b \times H = 1.08 \times 0.45 = 0.486$$

El perímetro mojado será:

$$p = 1.08 + 2 \times 0.45 = 1.98$$

El radio hidráulico valdrá:

$$R = \frac{0.486}{1.98} = 0.245$$

$$R = 0.494$$

Comprobamos que la velocidad es igual a:

$$V = C/\sqrt{R S} \quad (\text{Fórmula de Chezy})$$

$$V = 14.1 \times 0.494 \times 0.884 = 6.15 \text{ m/seg.}$$

Con el valor de la velocidad puedo calcular el de n (coeficiente de rugosidad), sabiendo que:

$$v = \frac{4.75 R^{1/6}}{n}$$

$$n = \frac{0.79}{14.1} = 0.056$$

A fin de disipar la fuerte energía cinética de la que se encuentra animada la masa líquida en el extremo inferior de la "RAPIDA" y de este modo hacer posible la derivación hacia el canal de conducción con la descarga de los grupos hidroeléctricos, he previsto la construcción de un depósito rompe energía.

El dimensionamiento del depósito lo realizaré de acuerdo al método indicado en el libro "Design of the Small Dams" pag. 294 y siguientes, el que tiene como base el cálculo del llamado número de Froude (F).

El número de FROUDE tiene la siguiente expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$$

Velocidad del agua en el tramo anterior a la estructura de disipación (6.15 m/seg)

Calado de aguas en dicho tramo (0.45 mts.)

$$F = \frac{6.15}{\sqrt{9.81 \times 0.45}} = \frac{6.15}{2.1} = 2.93$$

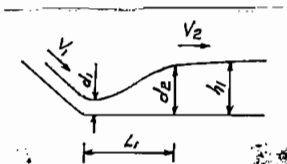
Se han establecido cuatro diferentes casos de diseño en función del valor de F .

- a) $F < 1.7$
 b) $1.7 < F < 2.5$
 c) $2.5 < F < 4.5$
 d) $4.5 < F < 9.0$

El estudio de los cuatro casos tiene como base el análisis de la formación del resalto hidráulico. De acuerdo al valor obtenido para F (2.93), podemos apreciar que estamos dentro del caso c. Las investigaciones realizadas sobre el fenómeno del resalto hidráulico, demuestran que para el caso en estudio se tiene simplemente una etapa de transición en el flujo, ya que no se desarrolla el verdadero resalto hidráulico; ondas superficiales se mantienen aún en zonas aguas abajo del extremo de la estructura. En condiciones normales de funcionamiento esta condición no tiene importancia si se considera el efecto del remanso necesario para que funcione el vertedero lateral previsto.

En la página N° 295 del texto indicado, se dan los ábacos necesarios para calcular el valor de la relación $\frac{d_2}{d_1} = 2 - \frac{L_1}{d_1}$ (calado conjugado; $d_1 = d =$ calado anterior al resalto), el calado aguas abajo de la estructura (h_1) relacionado al calado d_1 , la longitud del resalto (L_1) relacionado a d_2 , siendo el parámetro de entrada el número de Froude. Se indica además un esquema para el dimensionamiento de la estructura (bloques de amortiguamiento) en función de d_1 y L_1 .

De acuerdo a lo indicado, para un valor de $F = 2.93$ tendría:



$$\frac{d_2}{d_1} = 3.7$$

$$d_1 = 0.45 \text{ mts.}$$

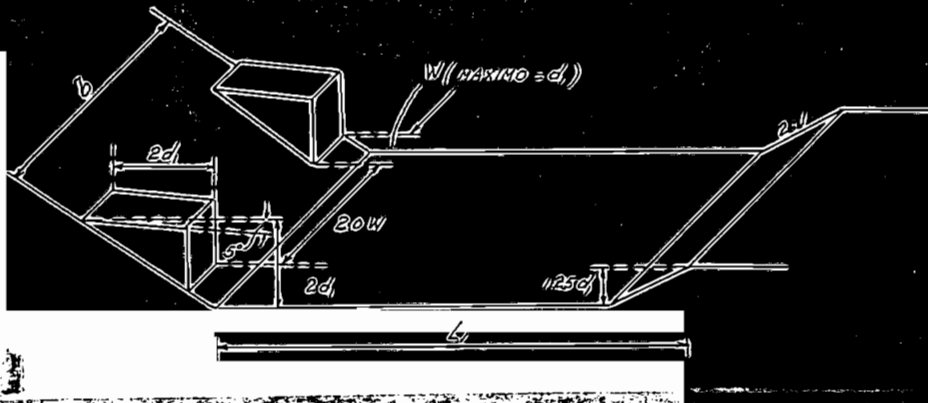
$$d_2 = 0.45 \times 3.7 = 1.66 \text{ mts.}$$

$$\frac{L_1}{d_1} = 4.05 \quad \text{y} \quad L_1 = 0.45 \times 4.05 = 1.83 \text{ mts.}$$

$$\frac{L_1}{d_2} = 5.2 \quad \text{y} \quad L_1 = 1.66 \times 5.2 = 8.64 \text{ mts.}$$

$V_2 = 11.7 \text{ m/seg.}$ (según abaco de la pág. 293 del libro indicado)

GRAFICO PARA DIMENSIONAMIENTO.-



$$n = 0.247 \quad \text{y} \quad d_1 = 0.45 \quad \text{y} \quad L_1 = 8.64$$

$$2d_1 = 0.90$$

$$1.25d_1 = 0.56$$

VERTEDRO DE PASO AL CANAL DE CONEXION

Longitud de cresta: $L = 2.0 \text{ mts.}$

Coefficiente: $C = 1.83$

Caudal: $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Determino la altura de carga necesaria (H) sabiendo que:

$$Q = C L H^{3/2}$$

$$3.0 = 1.83 \times 2.0 \times H^{3/2}$$

$$H = (0.82)^{2/3} = 0.875 \text{ mts} \approx 0.88 \text{ mts.}$$

La cresta del vertedero se construirá 0.17 mts. sobre el nivel máximo en el canal (1.83 mts) aguas abajo de la estructura de disipación, es decir 2.0 mts. sobre la solera, a fin de garantizar que las aguas cargadas de sedimentos no ingresen al canal de conexión cuando se realicen operaciones de desalzo de sedimentos. El nivel de aguas normal para 3 m³/seg. en condiciones normales de operación estará 2.88 mts. sobre la solera.

Con el objeto de permitir el paso de sedimentos hacia el tramo de estructura de aproximación al cauce de la quebrada Langulagua, se previó la instalación de una compuerta inferior frontal cuyo dimensionamiento realizo a continuación:

$$Q = C L \sqrt{2g} H_0$$

$$H_0 = h_1 + \frac{V^2}{2g} = 0.5 \text{ m} \quad (v = 0.86 \text{ mts})$$

$$H_0 = 1.83 + 0.15 = 0.43 = 1.55 \text{ mts.}$$

$$C = 0.62 \left(1 - 0.12 \frac{h_1}{H_0}\right) \text{ compuerta no sumergida}$$

$$T_0 = h_1 + \frac{V^2}{2g} = 1.83 + 0.15 = 1.98 \text{ mts.}$$

$$C = 0.62 \left(1 - 0.12 \frac{0.86}{1.98}\right) = 0.588$$

$$A = 0.86 \times 1.08 = 0.928 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.588 \times 0.928 \times \sqrt{3.10 \times 9.81} = 3.01 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Compruebo ahora que la compuerta funciona como no sumergida:

$$\text{Calado contratado: } h_0 = 0.64 \text{ a } = 0.64 \times 0.86 = 0.55$$

La fórmula que permite h_{c1} obtenida en el triángulo de similitud:

$$\text{Calado crítico: } h_{c1} = \sqrt{\frac{1.1 \times 3^2}{1.08^2 \times 9.81}} = 0.954$$

Como $h_{c1} > h_0$ es necesario calcular la altura conjugada h_2

$$h_2 = \frac{h_0}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8.8 \times Q^2}{g b^2 h_0^3}} - 1 \right) = 1.52 \text{ mts.}$$

Considerando para el canal a continuación de la compuerta una pendiente del 1% y si se mantiene el ancho b, tendría:

$$K^1 = \frac{Q \times n}{b \sqrt{S}} = \frac{3 \times 0.014}{1.228 \times 0.1} = 0.342$$

$$\text{para } K^1 = 0.34 \rightarrow h_n/b = 0.76$$

$$h_n = 0.76 \times b = 0.76 \times 1.08 = 0.82$$

Como $h_2 > h_n$, queda comprobado que la compuerta no es sumergida.

$$N = 11.33 \times 3.0 \times 191.94 = 6524 \text{ C.V}$$

Si se acepta para el generador un rendimiento de $n_g = 0.94$; la potencia en kilowatts valdría:

$$N = 7.84 \text{ Q.H (Kw)}$$

$$N = 7.84 \times 3.0 \times 191.94 = 4505 \text{ Kw}$$

El valor de N calculado correspondería al máximo que se puede obtener de la instalación. Tomando ahora el caudal mínimo previsto haría:

$$N_1 = 7.84 \times 1.6 \times 191.94 = 2408 \text{ Kw}$$

Resumiendo:

	TURBINAS (C.V)	GENERADORES (Kw)
POENCIA MAXIMA	6524	4505
POENCIA MINIMA	3485	2408

3-1-2 ELECCION DE LAS MAQUINAS HIDRAULICAS.-

La determinación del tipo adecuado de turbina a emplearse, se la hace en función del número específico de revoluciones (n_g). El n_g se define como el número de revoluciones que daría una turbina semejante, para producir un C.V de potencia con el salto de un metro. Los diferentes tipos de turbinas tienen su clasificación de acuerdo al valor de n_g , así por ejemplo

Turbinas Pelton (1 boquilla)	4 a 30
Turbinas Pelton (varias boquillas)	30 a 70
Turbinas Francis de rodete lento	50 a 125
Turbinas Francis de rodete normal	125 a 200

	n_s
Turbinas Francis de rodete rápido	200 a 350
Turbinas Francis de rodete extrarápido	350 a 500
Turbinas Kaplan	500 a 1,000

La fórmula empleada para el cálculo de n_s es:

$$n_s = \frac{n \sqrt{N}}{H^{5/4}}$$

N = potencia en C.V.
 H = salto neta en metros

n = R.P.M. a las que debe funcionar el grupo turbina-generador.

Ha que ver la instalación de 2 grupos turbina-generador de igual capacidad, que podrían operar indistintamente con el caudal mínimo previsto en el diseño; esta consideración implica la necesidad de disponer de dos turbinas de 3485 C.V y dos generadores de 2408 Kw. Cuando la instalación funcione con el caudal máximo (3 m³/seg) los dos grupos podrían tomar 1.5 m³/seg cada uno, lo que indica que estarían trabajando con el 94% del caudal máximo. De acuerdo al gráfico Nº 941 del texto "Arquitectura Hidráulica" de A. Schoklitsch, pág. 489, tomo II, puede deducirse que el rendimiento de la turbina tratándose del tipo Pelton, tiene una ligera disminución cuando el caudal de carga es el 94% del máximo.

Conocidos H (salto neta) y N (potencia en C.V. que debe rendir cada turbina), puedo determinar n_s en función de n y tendría:

$$n_s = \frac{n \sqrt{3485}}{191.94 \sqrt{191.94}} = 0.00826 n$$

El número de revoluciones por minuto (n), al que funcionará turbina y generador se lo calcula con la fórmula:

$$n = \frac{60 f}{p}$$

f = frecuencia de la corriente en ciclos por segundo; en el caso presente, como esta nueva central trabajara en paralelo con las que actualmente surten de energía eléctrica a la Ciudad de Qui-
to y como todos los sistemas operan a 60 c/seg., será este el va-
lor que se tomó para establecer n .

p = número de pares de polos que tendrá el generador.

Del análisis de la ecuación que da el valor de n puede deducir-
se que será menor su valor mientras mayor sea el número de pares de
polos (p) manteniendo constante el valor de f . No conviene para el
caso de instalaciones pequeñas como en el presente caso, tener ge-
neradores con un número muy alto de pares de polos (valor bajo pa-
ra n), pues esto significa grandes dimensiones de los mismos y por
ende incrementos en el costo de la instalación. Si por el contra-
rio se rebaja excesivamente el número de pares de polos, se tiene
para n valores altos que a su vez significan altas velocidades peri-
féricas en los elementos rotatorios, aumento de pérdidas por roza-
miento, etc., que no compensan la disminución de los costos de ins-
talación. Se hace pues indispensable fijar para n un valor tal que,
asegurando un funcionamiento mecánico correcto del equipo, garanti-
de costos no muy elevados de instalación.

Adoptando para n un valor igual a 900 R.P.M. lo que significa
un generador de 4 pares de polos, tendría para n un valor de:

$$n_s = 0.0826 \times 900 = 74.5$$

El valor obtenido, $n_s = 74.5$, indica que se trata de una turbina con un solo rodetes de tipo Francis de rodete lento (50 a 125). Se descarta la posibilidad de uso de turbina tipo Francis al hacer el calculo de la altura de seccion H_s , pues da negativa.

$$H_s = B - \sigma H$$

$$B = 10 - 0.0012 h$$

$$h = 3400 \text{ mts (altura sobre el nivel del mar)}$$

$$B = 10 - 3.72 = 6.28 \text{ mts.}$$

$$\sigma = 0.05 \text{ para } n_s = 74.5$$

$$H = 191.94 \text{ mts.}$$

$$H_s = 6.28 - 0.05 \times 191.94 = 6.28 - 9.60 = -3.32$$

Por otro lado $n_s = 74.5$ es mayor que el limite superior maximo fijado para turbina Pelton con una boquilla. Se deduce entonces que es indispensable la instalacion de una Pelton con varias boquillas.

Considerando una turbina Pelton con dos boquillas, el n_s del grupo se mantiene en 74.5, pero para cada una de las boquillas valdria:

$$n_{sp} = \frac{n_s}{\sqrt{z}}$$

z = numero de boquillas.

$$n_{sp} = \frac{74.5}{\sqrt{2}} = 74.5 \times 0.708 = 52.7$$

El valor de n_{sp} obtenido, se encuentra dentro del campo de variacion indicado antes para turbina Pelton con varias boquillas.

Una vez fijado el número de revoluciones por minuto (n) a que ha de funcionar la turbina, podemos calcular el diámetro del rodete que corresponde a la circunferencia tangente al chorro. La velocidad periférica en dicha circunferencia (diámetro D₁), vale:

$$u = \frac{\pi}{60} D_1 n \quad \text{por otro lado } u = 0.47 \sqrt{2gH}$$

despejando D₁ tengo:

$$D_1 = 39.8 \frac{\sqrt{H}}{n} = 39.8 \frac{\sqrt{191.94}}{900} = 0.61 \text{ mts.}$$

Calculo ahora el diámetro del chorro, mediante la fórmula:

$$d = 0.51 \sqrt{\frac{Q}{H}}$$

Q = caudal que fluye por cada boquilla

$$d = 0.51 \sqrt{\frac{0.8}{191.94}} = 0.51 \sqrt{\frac{0.8}{13.83}} = 0.122 \text{ mts.}$$

El máximo diámetro de chorro que pueda tolerarse es:

$$d_{\text{max}} = \frac{1}{6} D_1 = \frac{0.61}{6} = 0.101 \text{ mts.}$$

siendo lo aconsejable $d = D_1/10 = 0.61/10 = 0.06 \text{ mts.}$

Como puede verse, el valor obtenido para d es superior al valor máximo permitido, lo que me obliga a rehacer los cálculos disminuyendo el valor de n ya que ni Q ni H pueden cambiar.

Tomando n = 450 R.P.M. (generador de 8 pares de polos) tendre

nos:

$$n_s = 0.0826 \times 450 = 37.2 \text{ R.P.M.}$$

El valor de n_s nos indica que debe instalarse una turbina con varias boquillas. Tomo como en los cálculos anteriores una turbina con dos boquillas y calculo el n_s por boquilla

$$n_{sb} = \frac{n_s}{2} = 0.708 \times 37.2 = 26.3 \text{ R.P.M.}$$

El diámetro D_1 valdrá:

$$D_1 = 39.8 \frac{\sqrt{191624}}{450} = 1.225 \text{ mts.}$$

El diámetro del chorro (d) tendrá el mismo valor calculado, es decir: 0.122 mts.

El máximo diámetro de chorro que puede tolerarse es:

$$d_{\max} = \frac{D_1}{6} = \frac{1.225}{6} = 0.204 \approx 0.122 \text{ mts.}$$

El ancho de las cucharas se calcula con la fórmula:

$$h = (2.8 \text{ a } 3.2)d \approx 3d = 3 \times 0.122 = 0.366 \text{ mts.}$$

El diámetro exterior del rodete (D) vale:

$$D = D_1 + 2e$$

e = distancia a la que el chorro encuentra la cuchara, medida desde el borde exterior y que normalmente vale 1.5 d .

$$D = 1.225 + 3 \times 0.122 = 1.591 \text{ mts.}$$

El diámetro interior de la caja que cubrirá la turbina vale:

$$D_i = D_1 + 1.1d = 1.225 + 1.1 \times 0.122 = 1.357 \text{ mts.}$$

y el ancho de la máquina:

$$b = 3h = 3 \times 0.366 = 1.098 \text{ mts.}$$

Nota: Los cálculos indicados se los ha hecho empleando las fórmulas dadas en: "Arquitectura Hidráulica", de Heterklitsch, tomo II, pag. 478, Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona, 1946.

3-1-3 DESPÓS DE LA TURBINA

- Turbina de eje horizontal montada con doble cojinete de apoyo.
- Turbina Pelton con dos boquillas (inyectoras) con un caudal de 37.2 m³/s.
- R.P.M. (n_g = 26.3 R.P.M.)
- Potencia neta 3485 C.V.
- Rendimiento η = 0.85
- Diámetro exterior del rodete 1.591 mts.
- Diámetro del chorro 0.122 mts.
- Diámetro interior de la caja: 2.57 mts.
- Ancho interior de la caja: 1.10 mts.
- Velocidad de giro 150 R.P.M.
- Regulación mediante dispositivo isocrónico del tipo doble, accionado por servomotores que trabajan con aceite a presión, provisto de un sistema de retroceso elástico y de un dispositivo de seguridad para el caso de rotura de la correa de transmisión de movimiento al pendulo centrífugo.
- Velocidad de embalamiento: 810 R.P.M. (La velocidad de embalamiento, según experiencias prácticas lo ha demostrado, es aproximadamente 1.5 veces la normal de giro de la turbina.)

Nota: La regulación debe implicar, aparte del mecanismo de la caja, la acción de la aguja del inyector, la instalación de deflectores de choque en las dos boquillas, el funcionamiento de los deflectores de choque hace que el golpe de ariete (sobresalvo hidráulico) disminu-

ra en valor, en cuyo caso, el tomado anteriormente para el diseño de la tubería, implicaría un coeficiente de seguridad aproximadamente igual a 2.

3-1.4 DATOS DEL GENERADOR.-

En cuanto se refiere al equipo de generación podría indicarse como datos generales los siguientes:

- Generador de corrientes alterna (alternador) trifásico de 50 períodos.
- Potencia nominal 3010 K.V.A
- Factor de potencia $\cos \theta = 0.8$
- Potencia útil 2408 Kw. al factor de potencia indicado.
- Tensión de generación: 4160 voltios.
- Velocidad síncrona: 450 R.P.M.
- Excitación mediante equipo instalado directamente en el árbol del alternador.
- Generador de excitación: 125 voltios.
- Alternador de eje horizontal acoplado elásticamente al de la turbina.
- Tipo de conexión del inducido: estrella con neutro a tierra.
- El sentido de giro del rotor, mirando al equipo desde el lado de la excitatriz será contrario al de movimiento de las agujas de un reloj (antihorario).
- Número de paños de polea: 6
- Número de cojinetes de apoyo: 2

Considerando como ya se indicó al comienzo que la central en

proyecto proveerá de energía a la ciudad de Quito y por otro lado que se trata de una del tipo pequeño frente a las que actualmente se encuentran en servicio, puedo indicar que es indispensable que los equipos garanticen una regulación media (variación del número de revoluciones no mayor del 15% de las normales de funcionamiento, para casos de descarga total). A fin de satisfacer este requerimiento será indispensable que los proveedores del equipo, una vez establecido el factor de inercia de los elementos rotativos tanto de turbina como de generador, deduzcan la necesidad de añadir un volante acoplado al eje común en el espacio intermedio entre estos dos elementos. No me es posible realizar ningún cálculo al respecto por no disponer de los datos necesarios.

3-2 OPERACION DE COMPUERTAS

3-2-1 GENERALIDADES.-

Las compuertas son como es conocido, elementos indispensables en una instalación hidráulica, que permiten aislar una cualquiera de los elementos que la forman, limitar el caudal circulante o en casos como las de fondo de desarenadores, tanques de presión, etc., el desagüe total o la eliminación de sedimentos.

La operación de cada una de ellas está supeditada a la función que dentro del trabajo orgánico de la instalación, tiene el elemento al que pertenece. Para el caso en cuestión, podrían distinguirse dos grupos: a) las que en condiciones normales de operación del sistema permanecen cerradas y b) las que deben permanecer totalmente abiertas. Dentro del primer grupo se encuadrarían todas las que controlan descargas de fondo y la de entrada al canal de

paso directo; en el segundo: la de paso del aliviadero en la quebrada San Agustín hacia el túnel de conducción, la de entrada al depósito desarenador y la ubicada en la iniciación de la tubería de presión.

La determinación del tipo de mecanismo para movimiento, aplicable en cada uno de los casos, será función de la fuerza necesaria en toneladas para equilibrar las resistencias en el ascenso y descenso de la compuerta (F y F' respectivamente) y de la clase de energía usada en el accionamiento (humana, eléctrica, hidráulica, por ejemplo).

Las fuerzas F y F' dependen del material del que se construya la compuerta (peso propio), la carga de agua sobre el centro de la compuerta, el coeficiente de rozamiento estático y la superficie expuesta a la presión hidráulica. El accionamiento manual tiene gran aplicación cuando los esfuerzos requeridos no son muy grandes y cuando se trata de mando local.

Para casos de mando lejano y esfuerzos altos, se hace indispensable el uso de motores, siendo recomendable disponer de un accionamiento manual para casos de emergencia (falla mecánica del motor, falta de energía, etc.).

3-2-2 CALCULO DE LOS ESFUERZOS NECESARIOS.--

Realizaré el cálculo completo para una de las compuertas de la instalación (compuerta de descarga de fondo del aliviadero ubicado en la quebrada San Agustín).

D a t o s :

Ancho libre (1) 0.95 mts.

Altura (b) ----- 1.00 mts.

Carga máxima de agua (t) ----- 2.57 mts.

Tratándose de una compuerta hecha con tablonces de madera, como he previsto para este caso, calculo el espesor de los mismos a base de la fórmula:

$$e = \frac{1}{20} \sqrt{\frac{t}{2}}$$

$$e = \frac{0.95}{20} \sqrt{\frac{2.57}{2}} = 0.054 \text{ mts.} = 0.06 \text{ mts.}$$

El peso de la compuerta valdrá:

$$P = l_1 \times e \times b \times \gamma \quad (\text{Kgs.})$$

l_1 = ancho total de la compuerta (1.43 mts.)

γ = peso específico de la madera (800 Kg/m³)

$$P = 1.43 \times 0.06 \times 1.0 \times 800 = 54.3 \text{ Kgs.} = 0.054 \text{ Tn.}$$

Para el cálculo de los esfuerzos de ascenso y descenso de la compuerta, tomo $G = 65$ Kgs. a fin de incluir el peso de las planas que sirven de amarre a los tablonces y además los elementos de anclaje del tirante (tornillo sin fin) que sirve para operar la compuerta.

El esfuerzo de ascenso valdrá:

$$H = h \times A \times k + G$$

h = carga de agua sobre el centro de la compuerta

A = área de la compuerta sujeta a presión hidráulica

k = coeficiente de rozamiento estático (0.65 para el caso de

155
barrido mediante sobre metal como materiales en contacto).

$$F = 2307 \times 0.95 \times 0.65 + 0.065 = 1.345 \text{ Tn.}$$

De la última expresión puede deducirse que el peso propio de la compuerta es mucho menor que la fuerza de rozamiento dada por el producto h.A.k.; esto indica que es necesario el empleo del mismo mecanismo usado para elevar la compuerta en el caso de descenso, teniendo en cuenta que esta vez el peso propio es favorable.

$$F' = h.A.k - G \text{ (esfuerzo de descenso)}$$

$$F' = 1.23 - 0.065 = 1.215 \text{ tn}$$

Con un procedimiento semejante al indicado, he determinado los esfuerzos necesarios para el resto de compuertas previstas en la instalación; los valores correspondientes se encuentran resumidos en el cuadro indicado a continuación.

No	LOCALIZACION	1	MATERIAL	K 200	K 200
1	Aliviadero en Qda. San Agustín (Descarga de fondo)	0.95	MADERA	1515	1382
2	Aliviadero en Qda. San Agustín (compuerta frontal)	1.40	MADERA	5075	4875
3	Entrada al depósito desarenador	1.40	MADERA	1475	1902
4	Entrada al canal de paso directo	1.00	MADERA	503	118
5	Iniciación tubería de presión	2.00	MADERA	4213	3888
6	Descarga de fondo del desarenador	1.00	MADERA	5040	5880
7	Descarga de fondo del tanque de presión	1.00	MADERA	5082	5882
8	Descarga de fondo de la estructura de distribución	1.08	MADERA	1402	1354

* Espesor mínimo aceptado

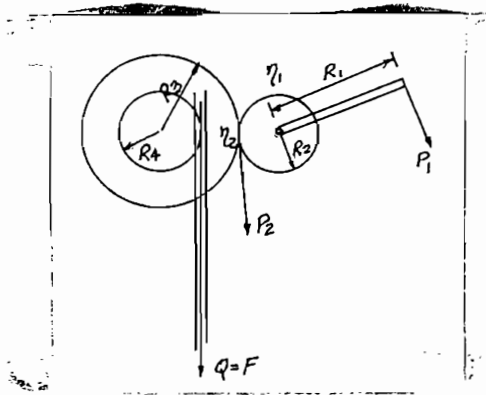
** Considerando que el roza

Una vez establecidos los esfuerzos en cada una de las compuertas, determinaré de manera general, el mecanismo para operación a emplearse en cada caso.

COMPUERTA N° 1.

Para el ancho de compuerta ($l_1 = 1.13$) es posible el uso de un solo tirante, de acuerdo a recomendaciones existentes en los textos que tratan del asunto.

A base de la consideración anterior, he creído conveniente el uso de un mecanismo de ruedas dentadas y cremallera, cuyo esquema se indica en la figura siguiente:



$$P_1 = Q \frac{R_2 R_4}{R_1 R_3 n_1 n_2}$$

$$Q = F = 1345 \text{ Kgs.}$$

$P_1 \leq 25$ Kgs. considerando que la operación será realizada por un solo operario.

$n_1 = n_2 = 0.90$ (rendimiento promedio para engranajes cilíndricos).

Tomando: $R_1 = 0.50$; $R_2 = R_4 = 0.05$ y $R_3 = 0.35$ tendría:

$$P_1 = 1345 \frac{0.05 \times 0.05}{0.5 \times 0.35 \times 0.81} = 23.7 \text{ Kgs.}$$

Para determinar la velocidad de elevación, igualo los trabajos de las fuerzas P_1 y Q ; llamando v la velocidad con que el operario mueve la manivela (de 0.6 a 0.8 m/seg) y v_1 la velocidad del table ro, tendré:

$$F_1 \cdot v = Q \cdot v_1$$

$$v_1 = \frac{F_1 \cdot v}{Q} \quad v = 0.7 \text{ m/seg}$$

valor medio

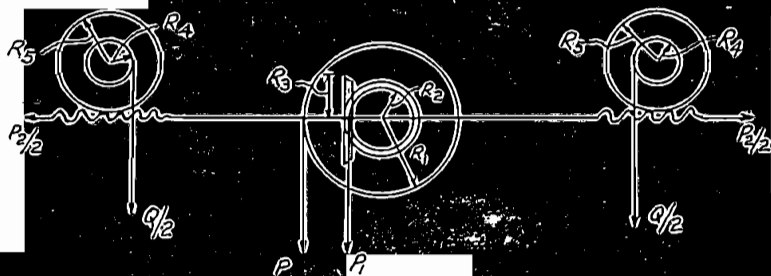
$$v_1 = \frac{23.7 \times 0.7}{1.345} = \frac{16.59}{1.345} = 12.34 \text{ m/seg}$$

Como la altura que tiene que elevarse el tablero es 0.95 mts, el tiempo que dura la maniobra valdrá:

$$T = \frac{0.95}{12.34} = 7.7 \text{ seg}$$

COMPUERTA Nº 2

Para esta compuerta he previsto el uso de un mecanismo de engranaje cónico, tornillos sin fin, ruedas dentadas y cremallera, como se indica en la figura siguiente:



Se hace indispensable el uso de doble tirante, debido al ancho de la compuerta, ya que si se emplea uno solo hay el peligro de un desequilibrio y el consiguiente atascamiento del tablero en las guías.

$$P = \frac{R_2 \cdot Q + R_4 \cdot Q}{i_1 \cdot i_2 \cdot R_1 \cdot R_3 \cdot R_5 \cdot 2 \cdot \eta} \quad (n = 11)$$

Tomando: $R_1 = 0.25$; $R_2 = 0.08$; $R_3 = 0.20$; $R_4 = 0.08$;
 $R_5 = 0.15$; $n_e = 0.9$; $n_t = 0.7$ y paso del tornillo
 sin fin $t = 0.035$ (este valor es igual al paso de la
 rueda helicoidal a la que va acoplado el tornillo;
 la rueda tendrá 27 dientes para $t = 0.035$ y $R_5 = 0.15$)

$$P = \frac{0.08 \times 0.035 \times 0.08 \times 2555}{0.81 \times 0.7 \times 0.25 \times 0.20 \times 0.15 \times 6,284} = \frac{0.572}{0.0267} = 21.4 \text{ Kg.}$$

La velocidad de ascenso como en el caso anterior será:

$$v_1 = \frac{21.4 \times 0.7}{2555} = 0.0059 \text{ m/seg.}$$

$$T = \frac{1.920}{0.0059} = 326 \text{ seg.}$$

Para las compuertas Nos. 3, 6 y 7 se empleará un mecanismo idéntico al usado en la compuerta N° 2. Cambiarán ligeramente los valores de P, v_1 y T en función del valor $Q = F$ en cada uno de los casos:

COMPUERTA N° 4

Se empleará un dispositivo semejante al indicado para el caso de la compuerta N° 1, siendo para este caso: $R_1 = 0.3$, $R_2 = R_4 = 0.05$ y $R_3 = 0.25$.

$$P_1 = \frac{0.05 \times 0.05 \times 317}{0.3 \times 0.25 \times 0.81} = 13 \text{ Kgs.}$$

$$v_1 = \frac{13 \times 0.7}{317} = 0.029 \text{ m/seg.}$$

$$t = \frac{0.95}{0.029} = 33 \text{ seg.}$$

COMPUERTA N° 5.

Para esta compuerta he previsto el uso de un mecanismo de operación semejante al de la compuerta N° 2, cambiando únicamente los valores de los radios de las ruedas dentadas y del paso t del tornillo sin fin.

$R_1 = 0.36 ; R_2 = 0.08 ; R_3 = 0.18 ; R_4 = 0.10 ; R_5 = 0.45 ; t = 0.06$
 (47 dientes en la rueda)

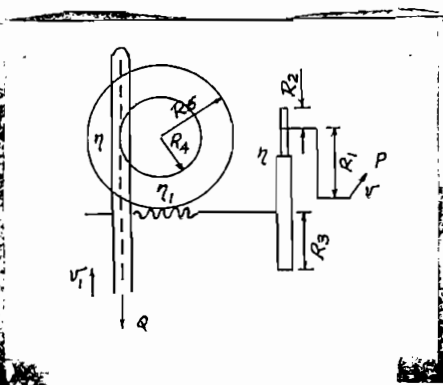
$$P = \frac{0.08 \times 0.10 \times 0.06 \times 5485}{0.81 \times 0.7 \times 0.36 \times 0.18 \times 0.45 \times 6,284} = \frac{2.633}{0.105} = 25 \text{ Kg.}$$

$$v_1 = \frac{25 \times 0.7}{5485} = 0.0032 \text{ m/seg.}$$

$$n = \frac{1.62}{0.0032} = 506 \text{ seg.}$$

COMPUERTA N° 8.

El mecanismo previsto para la operación de esta compuerta será el de ruedas dentadas, tornillo sin fin y cremallera; se tendrá un solo eje, pues el valor $L_1 = 1.26$ permite esta condición.



$$P = \frac{R_2 R_5 \cdot t}{2 \pi R_1 R_3 R_4} = \frac{0.08 \times 0.2 \times 0.037 \times 1627}{6.284 \times 0.4 \times 0.3 \times 0.1 \times 0.81 \times 0.7} = \frac{0.964}{0.642} = 150 \text{ Kg.}$$

- $n = 0.9$ $R_4 = 0.1$
- $n_1 = 0.7$ $R_5 = 0.2$ (34 dientes)
- $R_1 = 0.4$ $t = 0.037$
- $R_2 = 0.08$ $Q = 1627 \text{ Kgs.}$
- $R_3 = 0.3$

$$P = \frac{0.08 \times 0.2 \times 0.037 \times 1627}{6,284 \times 0.4 \times 0.3 \times 0.1 \times 0.81 \times 0.7} = \frac{0.964}{0.642} = 150 \text{ Kg.}$$

$$v_1 = \frac{22.4 \times 0.7}{1627} = 0.0096$$

$$T = \frac{0.86}{0.0096} \approx 90 \text{ seg.}$$

N o t a : El dimensionamiento indicado para los diferentes tipos de mecanismos indicados, tienen carácter netamente tentativo, pues es conocido que esta clase de material tiene características de diseño variables, de acuerdo a la casa fabricante.

3-3 OPERACION DE LAS VALVULAS DE MARIPOSA

Con el objeto de independizar entre sí los dos grupos turbina-generador en aquellos períodos en que por razones de disponibilidad de caudal sea indispensable sacar de servicio uno cualquiera de ellos, o también cuando sea necesario suspender la operación por trabajos de mantenimiento, desperfectos mecánicos, he previsto la instalación de una válvula de mariposa en cada una de las ramificaciones de alimentación.

La ubicación de dichas válvulas será inmediatamente antes de iniciarse la bifurcación de la tubería hacia los dos inyectores con que cuenta cada uno de los grupos, como está indicado en el plano correspondiente a PLANTA DE LA TUBERIA DE PRESION.

En cuanto se refiere al funcionamiento, puedo indicar que se trata únicamente de órganos de cierre de operación voluntaria y no de elementos del sistema de regulación automática; dicha función la cumplirán los inyectores (sistema de aguja de regulación y deflector de chorro) comandados por el regulador centrífugo (Governor) que va

acoplado al eje de la turbina por un dispositivo de transmisión de correas.

3.3 MECANISMOS DE OPERACION.

Existen algunas formas de accionamiento, dependiendo el diseño de los mecanismos del tipo de energía motriz utilizada. Tomemos por ejemplo válvulas operadas mediante la acción de un motor eléctrico del tipo reversible, otras que funcionan por la acción de aceite o agua a presión en un sistema de cilindro y pistón con eje conector; existe también el sistema de accionamiento manual, siendo lo recomendable que este último sistema sea empleado en forma mixta con cualquiera de los otros para aquellos casos en que falle el sistema motor, es decir operación de emergencia.

Para el caso presente he previsto el uso de un motor eléctrico de corriente alterna del tipo reversible que puede ser monofásico (115 voltios) o trifásico (208 voltios - 4 conductores). Los circuitos indicadores se los obtendrá por la instalación de un transformador especial destinado a servicio exclusivo de alumbrado y fuerza de la central.

Cada equipo, además del motor, debe incluir un sistema de switches: unos que permitan poner en marcha el motor para las dos condiciones de giro y otros del tipo automático, destinados a suspender la operación cuando la válvula haya alcanzado su máxima apertura o cuando se encuentre completamente cerrada. Conjuntamente con los switches automáticamente indicados, debe operar un sistema de indicación luminosa: una luz roja cuando la válvula esté completamente cerrada y otra verde cuando se encuentre completamente abierta; me-

diante un sistema cualquiera de control, se encenderán ambas luces cuando la mariposa de la válvula se encuentre en una posición intermedia. Como elemento complementario se debe contar con un sistema de seguro que impida la apertura de la válvula a menos que se tenga aproximadamente una presión igual en ambos lados del disco operador (mariposa). Todos los circuitos de control y señalización deben ir diseñados para corriente continua y 125 voltios que es la tensión standard utilizada en otras centrales de generación que sirven a la ciudad de Quito.

Con el objeto de disminuir el esfuerzo mecánico a realizarse para la operación de la válvula, si ésta estuviera sujeta a presión unilateral (únicamente del lado de aguas arriba), se ha previsto la instalación de una válvula lateral de 3" de diámetro (bypass) dotada de una válvula accionada manualmente.

A fin de poder desaguar el tramo de tubería aguas arriba de la válvula, se instalará una tubería de drenaje de 6" de diámetro, provista de una válvula de compuerta de operación manual. En el lado aguas abajo se colocará otra tubería de 2" para desaguar los ramales de tubería entre la válvula y los inyectores.

Aparte del sistema de contactos y señales para operación local de la válvula de mariposa, debe contarse con otro de mando lejano que se instalará en los paneles de control general a instalarse.

Para la provisión de las válvulas, de modo general puede indicarse los siguientes datos:

= Diámetro interior 760 mm

- Presión hidrostática para válvula cerrada 19.2 Kg/cm²

- 282 P.S.I.

- Presión máxima de prueba 420 P.S.I.

- Accionamiento mediante motor eléctrico con mando local y re
moto

- Accionamiento manual adicional para casos de emergencia.

Nota .- Me he limitado a indicar los elementos necesarios para
operación de las válvulas y sus características genera-

les ya que su dimensionamiento lo harán los departamentos técnicos

de las casas productoras de este tipo de equipo.

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

José Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil
SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE
Tomos I y II, 3ra. Edición, 1.958

H. W. King y E. F. Brater
MANUAL DE HIDRAULICA
Traducción de la 4ta. Edición en inglés por Rafael García Díaz
1ra. Edición en español, UTEHA, México, 1962.

William P. Creager and Joel Justin
HIDROELECTRIC HANDBOOK
John Wiley and Sons Inc. N. Y.

United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation
DESIGN OF THE SMALL DAMS
First Edition, 1960

Calvin Victor Daris
HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS
1ra. Ed. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York and London, 1942

Aunin Schoklitsch
TRATADO DE ARQUITECTURA HIDRAULICA
Tomo II, Editorial Gustavo Gili, S. A., Barcelona, 1946

Clarence W. Dunham, C.E.
THE THEORY AND PRACTICE OF REINFORCED CONCRETE
2da. Ed. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York and London, 1944

A. E. Knowlton
MANUAL "STANDARD" DEL INGENIERO ELECTRICISTA
Editorial Labor S. A., 1958

Francisco Javier Domínguez S.
CURSO DE HIDRAULICA
2da. Ed. Ampliada, Santiago de Chile, Talleres de El Imparcial, 1945

MANUAL TEORICO-PRACTICO DEL HORMIGON
(Beton - Kalender)
Tomo I, 41a. Ed., Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1954

Julio R. Castiñeiras
EMPUJE DE TIERRAS Y MUROS DE SOSTENIMIENTO
Publicaciones Calpe, Madrid, Barcelona, Buenos Aires, 1924

TURBINE PIPE LINES
1930 Edition
Mannesmannröhren - Werke, Düsseldorf, 1930

Cap. Ing. Marcos Gándara H.
MOTORES HIDRAULICOS
Quito - Ecuador, 1948

RIEGO, Caja Nacional de Riego N° 1 y 2

Ing. Alejandro Cárdenas T.
PROYECTOS HIDRAULICOS
Apuntes de clase: 1960-1961; 1961-1962

Ing. Dimitri Kakabatse
PROYECTOS DE CENTRALES
Apuntes de clase: 1960-1961; 1961-1962

Ing. Vicente Góngora
TRANSMISION
Apuntes de clase: 1961-1962

Ing. Hans Beckman
HORMIGON - DIMENSIONAMIENTO
Apuntes de clase: 1960-1961; 1961-1962

Gral. Ing. Marcos Gándara H.
HIDRAULICA TEORICA
Apuntes de clase: 1959-1960; 1960-1961; 1961-1962

FUENTE DE DATOS E INFORMACIONES:
Empresa Municipal de Agua Potable
Caja Nacional de Riego
Insituto Nacional de Hidrologia y Meteorologia

INDICE DE PLANOS

Diagrama Cronológico de Caudales	1
Curvas de Caudales Máximos Disponibles y Medios Utilizables	2
Característica Hidrológica	3
Obras de Desagüe en la Quebrada San Agustín	4
Desarenador - Banque de Presión, Planta	5
Desarenador - Tanque de Presión, cortes y detalles	6
Tubería de Presión, planta	7
Tubería de Presión, perfil longitudinal	8
Tubería de Presión, pliegos de anclaje	9
Obra de paso directo (RABIDA)	10