

129
zej.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

"OBRAS DE TOMA PARA PRESAS
DE ALMACENAMIENTO"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
TRINIDAD REYES SANTIAGO



México, D. F.

1988



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

C A P I T U L O I		Pag.
"INTRODUCCION"		1
I.1.-	Introducción	2
C A P I T U L O II		
"TIPOS DE OBRAS DE TOMA PARA PRESAS DE ALMACENAMIENTO"		6
II.1.-	Conceto de "Obra de toma"	7
II.2.-	Funciones de las Obras de toma	8
II.3.-	Localización de las Obras de toma	9
II.4.-	Factores que influyen en el diseño de las Obras de toma.	11
II.5.-	Tinos de Obra de toma para presas de Concreto	13
II.6.-	Tinos de Obra de toma para presas de tierra y enrocamiento.	16
C A P I T U L O III		
"ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LAS OBRAS DE TOMA"		21
III.1.-	Introducción	22
III.2.a.-	Conductos Abiertos	23
2.b.-	Conductos Cerrados	25
III.3.-	Estructuras de entrada	29
3.1.-	Generalidades	29
3.2.-	Torres y Rocatomas.	30
3.3.-	Rejillas	31
3.4.-	Puentes.	33
III.4.-	Estructuras disipadoras de energía	35
4.1.-	Generalidades.	35
4.2.-	Tanque Amortiguador simple	36
4.3.-	Tanque Tipo I, II y III.	38
4.4.-	Cubeta sumergida	42
4.5.-	Salto de esquí	43

C A P I T U L O IV

"MECANISMOS DE CONTROL DE LAS EXTRAC-
CIONES"

		45
IV.1.-	Introducción	46
IV.2.-	Compuertas	47
IV.3.-	Compuertas de deslizamiento convencio- nales	50
IV.4.1.-	Compuertas de deslizamiento sobre ro- dillos	52
4.2.-	Compuertas Stoney	56
IV.5.-	Compuertas radiales	57
IV.6.-	Válvulas	57
6.1.-	Válvulas de cierre	58
6.2.-	Válvulas de compuerta	59
6.3.-	Válvulas de mariposa	61
6.4.-	Válvulas esféricas	61
6.5.-	Válvulas de cilindro	63
6.6.-	Válvulas de cierre automático	63
IV.7.-	Válvulas de control	65
7.1.-	Válvulas de aguja, (Lainer-Johnson)	66
7.2.-	Válvulas de tubo, (Lainer-Johnson)	66
7.3.-	Válvulas de chorro divergente, (Howell Bunger)	68
7.4.-	Válvulas de chorro hueco, (Hollow-Jet)	69

C A P I T U L O V

"CAPITULO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE -
TOMA"

		74
V.1.-	Introducción	75
V.2.-	Sección transversal del conducto	78
V.3.-	Area de rejillas	79
V.4.-	Ecuación de descarga	80
V.5.1.-	Ecuaciones generales	82
5.2.-	Teorema de Bernoulli	87
5.3.-	Dimensiones de la compuerta	89
V.6.-	Pérdidas por conducción	90
6.1.-	Pérdidas por rejillas	94
6.2.-	Pérdidas por entrada	95
6.3.-	Pérdidas por reducción	96
6.4.-	Pérdidas por cambio de dirección	98
6.5.-	Pérdidas por ampliación	100
6.6.-	Pérdidas por fricción	102
6.7.-	Pérdidas por compuertas y válvulas	103
6.8.-	Pérdidas por salida	105

		Pág.
V.7.-	Cálculo hidráulico y funcionamiento de una Obra de toma, en circulación libre.	106
7,1.-	Cálculo bajo carga hidrostática mínima.	108
7,2.-	Cálculo bajo carga hidrostática máxima.	109
7,3.-	Cálculo de la estructura disipadora de energía	110
V.8.-	Cálculo hidráulico y funcionamiento de una Obra de toma a conducto forzado . .	114

CAPITULO VI

"EJEMPLOS DE APLICACION" 116

VI.1.-	Introducción.	117
VI.2.-	Cálculo hidráulico de una obra de toma, trabajando como canal en combinación -- con una torre	118
2,1.-	Datos de proyecto	118
VI.3.-	Cálculo hidráulico de la toma	120
3,a.-	Trabajando bajo carga hidrostática <u>mí</u> ma.	120
3,a-1.-	Area de rejillas.	121
3,a-2.-	Dimensiones de la compuerta y abertura.	122
3,a-3.-	Suministro de aire.	128
3,a-4.-	Cálculo del perfil del flujo en el túnel	129
VI.4.-	Cálculo hidráulico de la toma	131
4,a	Trabajando bajo carga hidrostática máxi ma	131
4,a-1.-	Abertura de la compuerta.	133
4,a-2.-	Suministro de aire	135
4,a-3.-	Cálculo del perfil del flujo en el túnel	136
VI.5.-	Cálculo hidráulico de la estructura disipadora de energía	141
5,1.-	Nivel de la estructura.	143
5,2.-	Estructura disipadora de energía . . .	150
VI.6.-	Cálculo hidráulico de una obra de toma, en conducto forzado	153
6,1.-	Area de rejillas	154
6,2.-	Cálculo hidráulico del diámetro	155

	Pág.
CAPITULO VII	
"CONCLUSIONES"	
VII.1.- Conclusiones	164
VII.2.- Comentarios adicionales:	165
	166
BIBLIOGRAFIA	
	169

CAPITULO I

"INTRODUCCION"

I.1.- I N T R O D U C C I O N .

En un momento en mi vida, al encontrarme trabajando como ayudante del jefe directo del proceso de inyección en el frente Sur de la Lumbrera # 13, en la excavación del túnel del drenaje profundo de la Ciudad de México, tuve la inquietud de saber el porqué de tales proyectos y tales construcciones, del funcionamiento de Máquinas, del ir y venir de hombres durante las 24 horas y el afán porque no faltara nada.

La inquietud me llevó a la resolución, de que el camino más fácil (y por otra parte más difícil) para superar la ignorancia se llama "estudios", y entonces me hice el propósito de continuar los mismos, hasta culminarlos a la par que aquellos hombres que me tuvieron bajo su mando y que además fueron mi inspiración. (en

especial al personal de la Lumbera 13 desde; Peones, ayudantes y cabos, hasta sobrestantes e ingenieros.) Tuve por lo tanto que dejar prácticamente todo, por un ideal y un anhelo que termina y nace a la vez con el presente trabajo, que brota a raíz de los conceptos manejados por los señores profesores en la Facultad de Ingeniería.

Yo creo, que muchos conceptos teóricos recibidos, deben desembocar en aplicaciones prácticas, en un contacto directo con -- las cosas materiales de las cuales se habla, como dice el Ingeniero José Luis Sánchez Bribiesca "se nos enseña cómo tocar los instrumentos, pero no se nos deja escuchar la música". En apoyo a -- lo expresado por él, quiero llenar en parte este pequeño vacío -- con el presente trabajo, esperando al mismo tiempo que sirva de -- apoyo a las generaciones por venir, que se aboquen un poco más -- allá de los cursos impartidos por los profesores, proporcionándoles un panorama real de aplicación de sus conocimientos, no sólo en hidráulica, sino de cualquier otra área.

México es un país con múltiples recursos que requieren ideas y proyectos nuevos, para transformarlos en beneficio de los mexicanos. Una de estas riquezas de gran importancia, son los recursos hidráulicos; para un país eminentemente agrícola, aún con su tonografía en parte accidentada, y en donde los agricultores, al no tener apoyo y los medios para producir, abandonan sus campos en busca de mejores condiciones de vida, siendo ésta una de las --

principales causas del desmesurado crecimiento de las ciudades. El D.F., Guadalajara, Monterrey y otras zonas, en que se están rebasando proporciones establecidas de expansión, cuyo ingreso real no alcanza para cubrir sus necesidades elementales, y una demanda de servicios cada vez mayor. Se requiere redoblar esfuerzos, mucho trabajo, buenos deseos e intenciones para salir adelante.

Bueno y ¿Qué tiene que ver esto con la Ingeniería? Mucho, -- pues se considera a los Ingenieros como los constructores de un país, y yo creo que así es. Por ejemplo en hidráulica, hasta ahora se han construido las presas en los lugares más viables, pero falta por construir las que darán servicio a las nuevas generaciones y ése es el gran reto. Por lo tanto, el presente trabajo tiene como objetivo presentar las múltiples alternativas de elección de obras de toma para presas.

En el Capítulo II, se presentan diferentes diseños de obras de toma para presas de almacenamiento, tanto para las de tierra y enrocamiento como de concreto, las funciones características de las obras, su localización, los factores que influyen en el diseño y posición de las mismas según las necesidades de la obra.

En el Capítulo III, se ven las diferentes secciones transversales de los medios de conducción y elementos necesarios en la operación de una obra de toma. Se presentan también las diferentes estructuras de descarga y disipadoras de energía más usuales.

El Capítulo IV, incluye los mecanismos para establecer el control de las descargas, o sea, compuertas y válvulas en sus diferentes diseños y sistemas de operación.

En el Capítulo V, tenemos una relación de los conductos para los tipos de obra de toma que tienen mayor aplicación en las naves, los procedimientos de cálculo, para rejillas, compuertas y demás estructuras. La aplicación del teorema de Bernoulli en la circulación del flujo en conductos abiertos y cerrados, y el cálculo de las pérdidas por conducción. También se hace una descripción general del funcionamiento de una obra de toma a circulación libre y una de circulación en conducto forzado.

Por último, el Capítulo VI presenta ejemplos de aplicación directa de los conceptos manejados anteriormente a problemas específicos. Si alguien, en su búsqueda hacia el conocimiento, encuentra a ésta tesis una utilidad, me dará por bien servido.

C A P I T U L O I I

"TIPOS DE OBRA DE TOMA PARA PRESAS DE ALMACENAMIENTO"

II.1.- CONCEPTO DE "OBRA DE TOMA".

El concepto de la Obra de Toma, se puede resumir en los siguientes términos. "Es el conjunto de estructuras construidas en una presa, con el objeto de extraer el agua, en forma controlada y utilizarla con el fin para el cual ha sido proyectado su aprovechamiento.

El diseño de la Obra de Toma, está en función de la utilidad que se dará al agua almacenada. Así podemos distinguir obras de toma que alimentarán canales, tuberías forzadas o que devuelven el agua al río para su derivación posterior:

Las obras de toma, están determinadas por los múltiples

factores que influyen en el manejo de los elementos de diseño, como son:

La capacidad del vaso, la carga útil, los materiales de que está formada la cortina, el uso del agua, la capacidad -- útil con que se contará en la operación del sistema, así como el funcionamiento y cálculos hidráulicos de la obra de toma y conducción. Para ésto se usa un gasto, llamado "gasto de diseño", mayor y cuando menos igual al gasto de demanda. El gasto de diseño debe poderse extraer con una cierta carga mínima, - llamada también "de diseño", esto garantiza que no habrá deficiencias en el suministro del fluido, por motivos hidráulicos.

Las condiciones topográficas, geológicas y de ubicación, el tipo de presa, el lugar o zona del país, su importancia, -- son otros más de los factores que se toman en cuenta para el diseño y construcción de las Obras de Toma.

II.2.- FUNCIONES DE LAS OBRAS DE TOMA.

Las obras de toma tienen como principal función, regular o dar salida al agua almacenada. Estas salidas, son en forma gradual si la presa es una presa reguladora, o los volúmenes almacenados son derivados a canales o tuberías, si la -- presa es derivadora. O también, las obras de toma que descarغان directamente el río se pueden llamar con salida al río, --

las que descargan a un canal, con salida a un canal; las que descargan a una tubería forzada, con salida a una tubería forzada. En algunos casos se puede usar la obra de toma en lugar de un vertedor de servicio, en combinación con un vertedor auxiliar. En este caso, se puede modificar la instalación usual de las obras de toma para poder derivar una cantidad, de manera que la estructura puede servir al mismo tiempo como obra de toma y como vertedor, esta toma se observa en la Figura No. 1. Entre otras funciones de las obras de toma, está regular el volumen para dar salida a las aguas temporalmente almacenadas en el control de avenidas o también para dejar salir el agua con anticipación a la llegada de las mismas. La capacidad de las obras de toma, se define según dicten las necesidades aguas abajo de la presa, el control de avenidas e incluso requisitos legales. Así la capacidad de la obra de toma que entrega a un sistema de riego, lo determinan las necesidades de la zona agrícola, para agua potable, lo establecen la población y su densidad de crecimiento, y también en algunos casos las aportaciones necesarias para evitar la contaminación del río, la conservación de animales acuáticos y la vida silvestre aguas abajo de la presa.

II.3.- LOCALIZACION DE LAS OBRAS DE TOMA.

La localización del umbral de la obra de toma, en relación con los niveles del agua en el vaso, la elevación de los

controles de salida, la capacidad de los medios de conducción, etc., dependen de muchas circunstancias: primero, para obtener la capacidad de descarga necesaria, la colocación de la toma será a una distancia mínima abajo del nivel de operación del vaso, y así disponer de la carga necesaria para la circulación. En presas pequeñas de almacenamiento, la toma se construye cerca del nivel del cauce, ya que en estas obras no se dispone de un almacenamiento permanente, salvo el limo en la zona para azolves. Si la presa únicamente deriva, la Obra de Toma, es una estructura de toma o de derivación a un nivel elevado, teniendo una pequeña derivación o conducto para alimentar al río aguas abajo o dar paso al agua durante las estaciones que no se requiere almacenarla. En presas de almacenamiento para riego o agua potable, la toma debe colocarse a un nivel que permita el vaciado de todo el espacio destinado al almacenamiento.

Otra práctica usual es, poner el nivel del umbral de la toma de modo que quede a una elevación correspondiente del 100%, 75% ó 50%, de la capacidad para azolves, leída en la curva elevaciones - capacidades. Otras circunstancias que influyen en la localización de la obra de toma, son: la carga necesaria para generación o por condiciones topográficas en relación con la elevación a que debe entregarse el agua. Es importante usar para diseño un "nivel mínimo de operación normal"; un criterio es considerar el agua a una elevación tal que se

manejo un volumen del 10% de la capacidad útil, entre el umbral y el namino.

II.4.- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE TOMA.

Los factores que influyen en el diseño de las obras de toma, son diversos. Entre ellos tenemos el destino que se dará al agua almacenada, a los requerimientos hidráulicos, los procedimientos constructivos y su relación con la obra de toma, si un proyecto de obra de toma es para derivación, su forma varía si la misma se realiza para otros fines.

En algunos casos, la cercanía del vertedor puede permitir la combinación de algunos de sus componentes con la Obra de Toma formando una sola estructura. Es decir, pueden diseñarse los elementos del vertedor y la obra de toma de modo que las descargas de ambas obras se hagan en una sola estructura. Un diseño de éstas características se muestra en la figura No. 1. En la figura, se observa una combinación del vertedor y la obra de toma. La entrada de la obra de toma rodea la entrada de la torre para el vertedor y el tubo de la toma se extiende a lo largo de la parte superior del conducto del vertedor, descargando en éste aguas abajo en alguna parte, teniendo para los

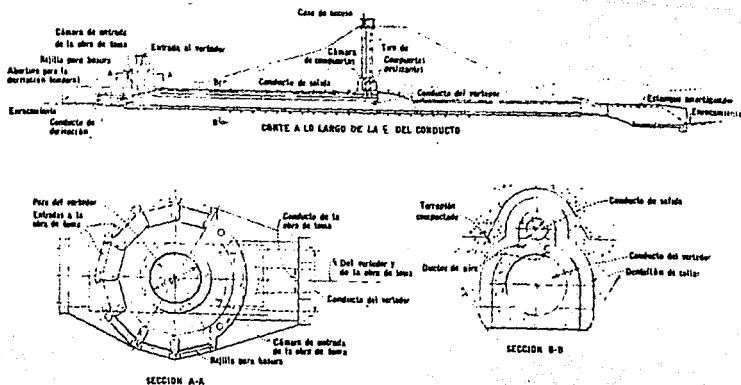


FIG. No. 1. COMBINACION DE VERTEDOR Y OBRA DE TOMA.

dos sistemas el mismo disipador de energía. La Topografía y la Geología del lugar, determinan a veces el diseño del sistema. En el aspecto Topográfico, en lugares encañonadas con laderas empinadas tal vez se imponga como única solución para la obra de toma, un túnel. Para condiciones Geológicas desfavorables con grandes zonas de material suelto, la construcción de una obra de toma por túnel será muy difícil y habrá que pensar en otro proyecto. Con respecto a los túneles, debido a lo reducido del espacio para trabajar y lo costoso de los métodos, lo más recomendable es construir túneles mayores de 5 m.

II.5.- TIROS DE OBRA DE TOMA PARA PRESAS DE CONCRETO.

Las obras de toma para presas, están en función del tipo de presa. Las presas se clasifican; por su eje en planta:

- a) Presas de eje recto.
- b) Presas de eje curvo.

Clasificación por el tipo de material.

- a) Presas de materiales cementados.
(concreto y mampostería)
- b) Presas de materiales sueltos.
(tierra y enrocamiento)
- c) Presas de tipo mixto.

Una posible clasificación de la obra de toma se da por la utilidad del agua almacenada:

- a) Cuando la toma descarga al lecho de un río.
- b) Cuando la toma descarga a canales.
- c) Cuando la toma descarga a una tubería forzada.

Tomando la segunda clasificación, las obras de toma en presas de concreto, se instalan a través de la cortina de la presa formando en ella un conducto o canal de descarga, en tubo ahogado. Los órganos de control, generalmente compuertas y las entradas se instalan en el paramento mojado de la presa.

las obras terminales pueden instalarse en el paramento seco de la presa. Con frecuencia la obra de toma coincide con la sección vertedora en la salida, usando el mismo órgano disipador de energía del fluido que pasa por la obra de toma y el vertedor. Cuando el conducto de la obra de toma no coincide con la sección vertedora, será necesario instalar una estructura disipadora separada. En el proceso constructivo cuando se emplean túneles de desvío, con frecuencia se utilizan éstas obras como toma permanente. La figura No. 2 muestra instalaciones de obra de toma para presas de concreto.

Figura No. 2-A: Toma a través de una sección no vertedora, con descarga a un tanque amortiguador. Entrada con rejilla, compuertas deslizantes como órgano de control en el paramento mojado de la presa y conducto con circulación libre.

Figura No. 2-B: Toma a través de la presa, cuya salida no coincide con la sección no vertedora, entrada con rejillas. Compuerta deslizante con mecanismo elevador hidráulico, salida en válvula de chorro hueco, provocando una caída lejos del pie de la cortina.

Figura No. 2-C: Toma de salida a través de la sección no vertedora. Rejillas, compuerta de deslizamiento con conducto de toma de aire y conducto funcionando a presión.

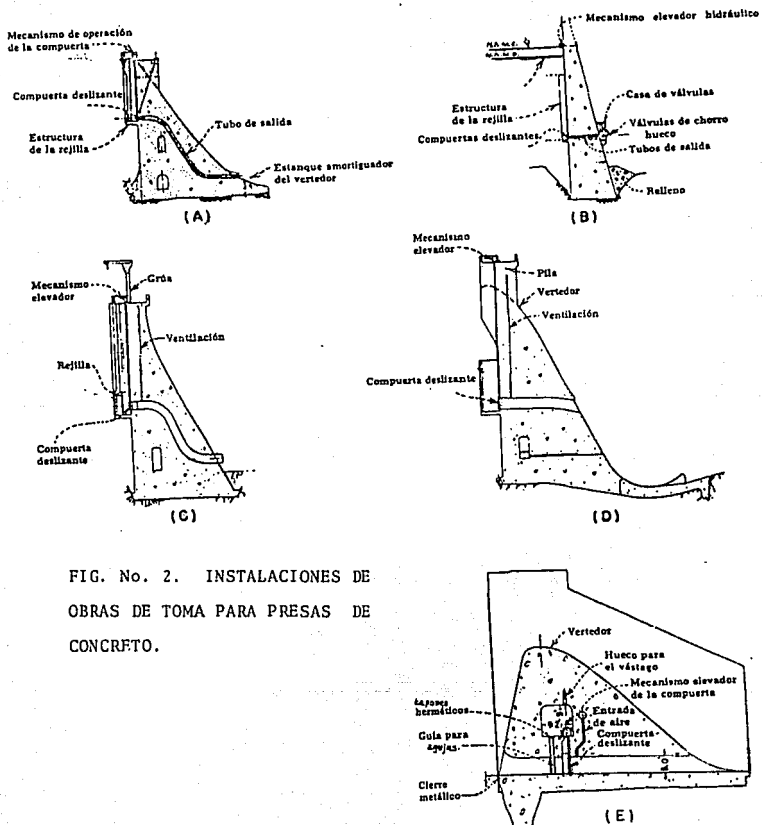


FIG. No. 2. INSTALACIONES DE OBRAS DE TOMA PARA PRESAS DE CONCRETO.

Figura No. 2-D: Toma cuya salida coincide con la sección vertedora, Compuertas deslizantes, Conducto con circulación libre aguas abajo, descargando los dos sistemas a un deflector sumergido.

Figura No. 2-E: Toma que coincide con la sección vertedora de la cortina controlada con compuerta, alojada en una galería practicada en la cortina. El conducto, trabajo forzado aguas arriba de la compuerta y libre aguas abajo.

II.6.- TIPOS DE OBRA DE TOMA PARA PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.

Las obras de toma para presas de tierra y enrocamiento, emplean mecanismos sencillos, hasta muy complicados. Así, una obra de toma para presas pequeñas que derivan el agua a un canal de circulación constante hacia el río, puede consistir desde un canal abierto a un conducto enterrado en la ladera de la presa. La estructura se forma con un canal rectangular, controlando la descarga con una compuerta semejante a las usadas en las instalaciones ordinarias para vertedores de demasías, - Figura No. 3.

Si la obra se construye a través del terraplén de la presa de tierra, puede usarse una estructura de tipo cerrado, que

puede consistir en unidades sencillas o múltiples de tubo enterrado, colocados a través, o por debajo del terraplén. El control del fluido de estas instalaciones puede hacerse con compuertas colocadas a la entrada o si los controles se encuentran en un punto intermedio a lo largo del conducto, se construyen una lumbrera que aloje y por el cual se realiza el control de las compuertas.

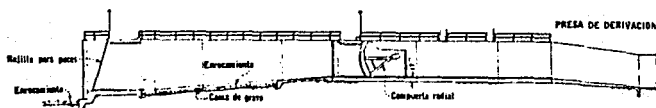


FIG. No. 3. OBRA DE TOMA CON REJILLA PARA BASURAS, CANAL ABIERTO Y COMPUERTA RADIAL.

En presas de tierra donde la altura es mayor, puede no ser posible emplear una obra de toma, a canal abierto. La salida puede llevarse a cabo a través, por debajo o alrededor de la presa en conductos enterrados; a través de una ladera sería por un túnel. De acuerdo con la posición de los mecanismos de control, el conducto puede trabajar como canal abierto, trabajar como conducto forzado en uno de sus tramos o trabajar forzado en toda su longitud. La Figura No. 4, muestra una presa de tierra y enrocamiento, donde la obra de toma está alojada en el paramento aguas arriba de la cortina, habiéndose cons-

truido torres de toma para alojar y maniobrar las compuertas deslizantes y las rejillas. Un puente permite el acceso del personal de mantenimiento y operación. El conducto trabaja a escurrimiento libre y descarga a un tanque amortiguador.

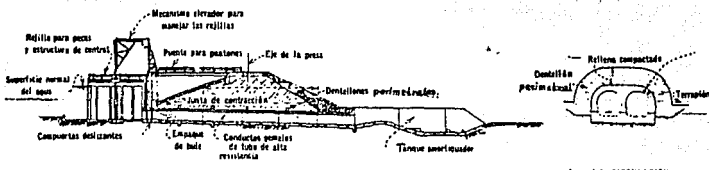


FIG. No. 4. OBRA DE TOMA, CON TORRE DE TOMA, COMPUERTAS DESLIZANTES, CONDUCTO DE FLUJO A CIRCULACION LIBRE Y ESTRUCTURA DISIPADORA DE ENERGIA.

En presas de tierra, se pueden combinar las estructuras como se observa con la Figura No. 5, donde la obra de toma se hace por el eje de la cortina de la presa, y el acceso para la operación de las compuertas es por un pozo o lumbrera. El umbral de la obra de toma y la estructura de rejillas están colocados al pie aguas arriba de la cortina. El conducto aguas arriba de la obra de toma, trabaja a presión, en este caso una tubería de acero y aguas abajo, un conducto con circulación libre (túnel) y descarga a un tanque amortiguador.

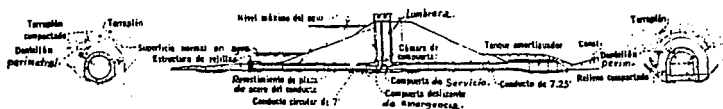


FIG. No. 5. OBRA DE TOMA CON CONDUCTO FUNCIONANDO A PRESION AGUAS ARRIBA Y A SUPERFICIE LIBRE AGUAS ABAJO, DESCARGANDO A UN TANQUE AMORTIGUADOR CON COMPUERTA DES LIZANTE Y ACCESO POR UNA LUMBRERA.

La finalidad de colocar las compuertas o válvulas en el eje de la cortina u obligar que el conducto trabaje a presión, hasta ese punto.

Es porque en dicho eje se forma la pantalla impermeable y evitar que los túneles trabajen como tubos forzados abajo de ella, para disminuir las filtraciones que traerían consecuencias desastrosas.

Un ejemplo de diseño diferente al anterior se observa en la Figura No. 6.

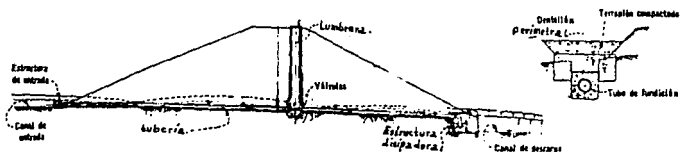


FIG. No. 6. OBRA DE TOMA CON VALVULAS, CONDUCTO FUNCIONANDO A PRESION, DESCARGANDO A UN TANQUE AMORTIGUADOR.

La obra de toma se ha colocado también en el eje de la cortina de la presa, teniendo acceso a ella por una lumbrera y usando como órgano de control unas válvulas.

Sin embargo el conducto aguas arriba y aguas abajo de la obra de toma trabaja a presión, pero se utiliza una tubería metálica para evitar las filtraciones del conducto hacia el terraplén.

En México, la S.A.R.H. ha construido presas con varios tipos de obras de toma, pero en principio las antes descritas, con modificaciones y adaptaciones, son las que se han tomado como base.

C A P I T U L O I I I

"ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LAS OBRAS DE TOMA"

III. 1.- INTRODUCCION.

Los elementos estructurales de las obras de toma, son el conjunto de estructuras que servirá para extraer controladamente el gasto de descarga del fluido y disipar su energía, en su recorrido hacia el punto de utilización o el inicio de la conducción.

Las estructuras de las obras de toma están determinadas por la importancia de la obra y al tipo de presa, es decir los materiales empleados en la construcción de la misma. Así, hay tomas con canal abierto o conducto cerrado.

Las compuertas de control o las válvulas determinan la -

capacidad de las obras de toma. Cuando la toma opera como tubo forzado, la capacidad la establecen el tamaño del conducto y el dispositivo de control aunados a la carga hidráulica y la descarga necesaria. La elección estructural de las obras de toma, la establecen consideraciones prácticas o necesidades secundarias. Por ejemplo la toma que descarga al lecho de un río, tendrá una estructura eliminadora de energía, y el modelo de ésta depende de los materiales que se encuentren en el lecho del río. Una vez que se ha elegido el tipo de conducto y el método de control, se elegirán las estructuras auxiliares, como rejillas, compuertas, válvulas, plataformas de operación, canales de escurrimiento y demás elementos que deban construirse.

III.2, a.- CONDUCTOS ABIERTOS.

En las obras de toma, los conductos abiertos son semejantes a las estructuras de las bocatomas de los canales, a los usados en los desfogues a través del costado de una presa, o a los de vertedores ordinarios.

La obra de conducción puede consistir ordinariamente en un canal o canalón construido a través del terraplén para llevar el agua del vaso a un canal o hasta el nivel del río aguas abajo. Su uso más frecuente, se presenta en presas derivadoras; la sección transversal de los conductos abiertos, depende

más que nada de las condiciones del sitio de la obra y la importancia de la misma.

Las secciones más usuales son: La rectangular, trapezoidal y una combinación de las mismas, controlando las descargas con compuertas, aguas arriba de la sección.

Con frecuencia en obras de toma que contienen un conducto enterrado o un túnel, son necesarios un canal de entrada que encauce el agua al conducto y un canal de salida para regresar el agua al cauce del río, aguas abajo. El cauce de entrada puede ser necesario para derivar el agua a un conducto colocado en una ladera o para conducir el agua a la entrada de la obra de toma, cuando el nivel de la superficie del agua en el vaso, está a poca altura. Estos conductos se excavan o forman con taludes estables y con las dimensiones necesarias, evitando que se produzcan en ellos velocidades erosivas.

En el conducto de salida, el revestirlo o protegerlo con enrocamiento, será por el tipo de material en que se aloja el mismo.

III.2, b.- CONDUCTOS CERRADOS.

La conducción por conductos cerrados, se prefieren cuando las condiciones Topográficas y Geológicas permitan su empleo, y si resultan económicas en comparación con otros sistemas. En ocasiones se preferirán obras de toma en túnel. Los túneles generalmente no quedan en contacto directo con la zona que ocupa el terraplén de la presa, siendo por lo tanto, un método más seguro y durable que el que se puede obtener, si se adopta un conducto enterrado o un canal abierto.

Cuando el túnel se aloja en una ladera de buen material, los asentamientos que presente la cimentación son mínimos, así como los desplazamientos diferenciales, los recubrimientos para evitar las filtraciones, tendrán poca importancia.

Es menos probable que una falla en alguna porción del túnel provoque la de la presa, que si se tratara de un conducto que pase por debajo o a través de la misma.

Cuando los túneles son perforados en buena roca, no requieren un revestimiento reforzado, para resistir las presiones hidrostáticas internas, ya que la roca puede soportar esos esfuerzos; sólo será necesario un revestimiento sin refuerzo, que cubra las fisuras ocasionadas durante la excavación y crear una superficie lisa para una eficiencia hidráulica

buena.

Si la excavación de los túneles se efectúa en materiales poco resistentes, el revestimiento se proyectará para soportar las cargas externas además de las presiones hidrostáticas internas. En la porción del túnel que queda alojada aguas arriba de la obra de toma, en que las presiones hidrostáticas externas pueden equilibrar aproximadamente las porciones hidrostáticas internas, el revestimiento será el necesario para soportar únicamente la carga de la roca.

En las porciones de aguas abajo del túnel, donde las presiones exteriores de agua disminuyen, el revestimiento debe hacerse para que soporte, tanto las cargas externas de la roca, como las presiones internas del agua, aunque en general estos tramos se hacen trabajar como canal y no hay presión.

Hablando de los túneles con circulación libre o que funcionan como canal. En roca sana, el revestimiento puede construirse en los costados y en el fondo para formar un conducto liso y evitar las pérdidas debidas al escurrimiento. En materiales de menor calidad, tal vez sea necesario el revestimiento completo, sobre todo para evitar derrumbes. Otros conductos cerrados son: la tubería forzada, alojada en el túnel o colocada en el exterior. La fig. No. 1, es un claro ejemplo del uso de la tubería forzada.

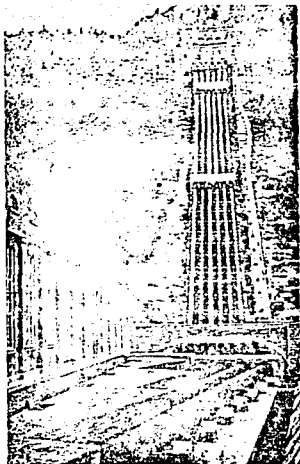


FIG. No. 1. SISTEMA DE TUBERIA FORZADA EN UNA CENTRAL ELECTRICA.

El que se revista un túnel donde se alojará tubería forzada, depende de la calidad de la roca para soportar esfuerzos, el revestimiento será el suficiente para evitar pequeños derrumbes, así como dar seguridad al personal de operación y proteger el equipo instalado.

Para conductos a presión la forma circular de la sección transversal es la más eficiente, tanto hidráulica como estructural.

El túnel de aguas arriba de la obra de toma trabaja a presión, y aguas abajo se instala una tubería forzada. El recubrimiento será el necesario para soportar el peso de la cortina: además de construir dentro de él, obras adicionales como canales de drenaje, pasarelas para inspección y mantenimiento. Figura No. 2.

turalmente. En túneles de circulación libre, la sección de herradura con fondo plano, tiene mejor funcionamiento hidráulico, pero soporta menos cargas externas que la sección circular. El diámetro mínimo en la construcción de túneles es de más de 2 a 3 m. Hacerlos más pequeños resulta muy laborioso y antieconómico,

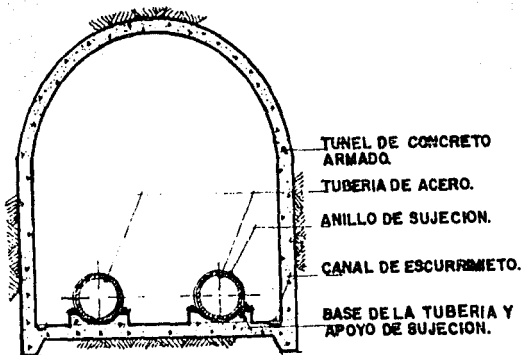


FIG. No. 2. TUBERIA ALOJADA EN UN TUNEL.

III.3.- ESTRUCTURAS DE ENTRADA.

III.3,1.- GENERALIDADES.

Las estructuras de entrada, además de constituir el acceso a la obra de toma, también alojan los mecanismos de control.

En ellas se apoyan los elementos auxiliares (rejillas y dispositivos para derivación), y pueden incluir aberturas para derivaciones temporales.

Las estructuras de entrada, pueden tomar varias formas, que dependen del trabajo a que vayan a ser sometidas, es decir; la variación de las cargas en el vaso con las que deben operar, el gasto a controlar, de la frecuencia con que se vacíe el vaso, del tipo de objetos flotantes que transportan las corrientes que alimentan el vaso; que determinan la frecuencia con la que se tienen que limpiar las rejillas, amén de algunas otras construcciones.

La ubicación de la obra de toma, influye en las estructuras necesarias para su operación, puentes, lumbreras, casetas, etc.

III.3, 2.-TORRES.Y BOCATOMAS.

Las estructuras de toma, pueden estar sumergidas o sobresalir como torres, a alguna altura arriba del nivel máximo del agua en el vaso, si están sumergidas y se localizan dentro de la cortina de la presa o en una ladera.

Se utiliza una torre si los controles van colocados a la entrada, además de la construcción de una caseta para proteger de los efectos del intemperismo a los mecanismos de operación, así como una plataforma de operación que tiene sus puntos de apoyo en la torre. Cuando la estructura sirve solamente como entrada al conducto de la obra de toma y, no es necesaria la limpieza, se adopta una estructura sumergida.

La entrada del conducto se puede colocar vertical, inclinada u horizontal, según las condiciones de la obra y de diseño. Cuando se desea un umbral más elevado que el del conducto, la toma puede ser una entrada semejante a la entrada de un vertedor de pozo, y tomas a nivel llevan entrada vertical. Una entrada inclinada se adopta en presas pequeñas donde los mecanismos se colocan y operan en el costado aguas arriba de la presa. Si los mecanismos de operación y control se colocan en algún punto intermedio a lo largo del conducto, Figura No. 5, Cap. II. Con los mecanismos de emergencia y de servicio, si -

son a base de compuerta, se instalará un conducto de aire inmediatamente aguas abajo de la compuerta de servicio, para eliminar los efectos de cavitación que pudiera presentarse durante el paso del fluido, a conductos que trabajen como canal. En sí, las torres y las lumbreras proporcionan un servicio y tienen un funcionamiento análogo. Y su uso está determinado por las condiciones y necesidades de la obra.

III.3, 3.-REJILLAS.

Las rejillas se usan en las estructuras de entrada de las obras de toma, y su función es impedir el paso de objetos ligeros que transportan las corrientes que llegan al vaso. La necesidad de rejillas en las obras de toma, depende del tamaño del canal de descarga o conducto, del tipo de mecanismo de control usado, de la naturaleza de los objetos que llegan al vaso, de la utilización del agua, etc. Todos estos factores determinan el tipo de rejillas así como el tamaño de abertura de las mismas. Si la toma es para conductos pequeños con válvula, el área entrebarros de las rejillas, debe ser reducida --- para eliminar los objetos más pequeños. Cuando la obra de toma es para conducto grande con compuertas de deslizamiento, la separación entre las barras puede ser más grande. La fabricación de las rejillas es con elementos a base de barras de acero, montados sobre marcos del mismo material o de concre

to de tal modo que permita su remoción y su arreglo en caso necesario. El área de la rejilla requerida lo fija la velocidad límite a través de ellas, y la naturaleza de los objetos flotantes por eliminar. En general, el rango de velocidad está entre 0.30 m/s y 1.5 m/s y la separación entre los barrotes va de 7.5 cm. a 15 cm. La geometría de las rejillas depende de la manera en que están dispuestas las estructuras de entrada, las rejillas para entradas de pozo tienen generalmente la forma de una jaula montada sobre la entrada, pero la posición la determina la obra de toma. Figura No. 4.

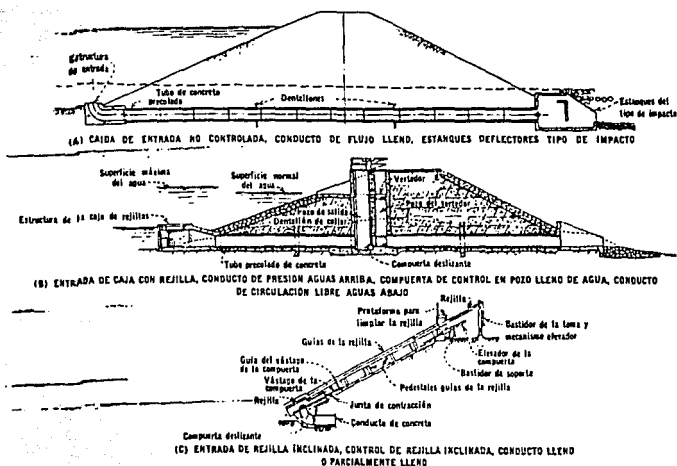


FIG. No. 4. POSICION DE REJILLAS.

III. 3, 4. - PUENTES.

En presas de tierra y enrocamiento, pero sobre todo - - cuando el conducto de la toma pasa a través de la cortina, es necesaria la instalación de torres de toma, aguas adentro del embalse, y establecer un acceso directo entre la torre y la corona de la cortina; como por lo general los taludes de la cortina aguas arriba de la presa, son muy inclinados, la comunicación entre estas dos estructuras se establece mediante puentes. La Figura No. 3 ilustra una estructura con las características mencionadas. El puente puede construirse de acero o concreto reforzado si la presa es de gran importancia, pero si las presas son pequeñas, el puente se construirá con la resistencia necesaria para soportar el peso del personal de mantenimiento, operación, materiales y herramientas pequeñas.

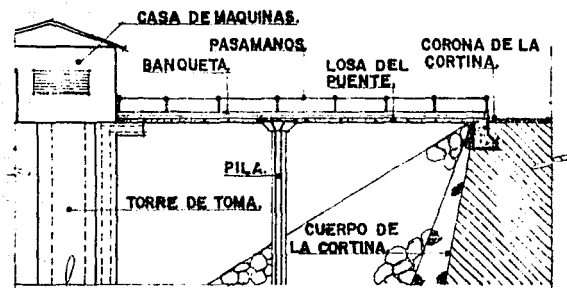


FIG. No. 3. PUENTE DE ACCESO A LA OBRA
DE TOMA. (TORRE)

III.4.- ESTRUCTURAS DISIPADORAS DE ENERGIA.

III.4.1.- GENERALIDADES.

Las estructuras disipadoras de energía, son las obras que ayudan a eliminar la energía que lleva el fluido, aguas abajo de la presa, para ser entregado a los canales o devuelto al río con un régimen lento. Sabido es que la descarga por compuertas, válvulas o conductos de circulación libre, llega con una alta velocidad, generalmente con una dirección horizontal. En conductos de circulación libre pueden emplearse deflectores que encaucen el fluido con alta velocidad, lejos de la estructura de salida, hasta un punto en que sus efectos de erosión y socavación no representen peligro para la estabilidad de la cortina. Cuando en la zona de derivación existen materiales blandos, tal vez sea necesaria la construcción de una estructura que absorba la energía del agua antes de ser entregada al río o canal. El agua que sale de las válvulas, tiene forma de chorro y una alta velocidad que puede descargarse directamente al río si los materiales son resistentes, a un tanque de inmersión aguas abajo o un tanque amortiguador con resalto hidráulico. El salto hidráulico que se produce en un tanque amortiguador, tiene características especiales y forma definida, está en función de la energía de la corriente a disipar en relación al tirante. El Bureau of Reclamation ha efectuado

pruebas que ayudan a determinar las propiedades del salto hidráulico. La forma del salto, las características de su régimen se pueden relacionar a la energía cinética, de la descarga que entra al tanque, el tirante crítico, d_c ; o el número de Froude, $\frac{V}{\sqrt{gd}}$; la Figura No. 5, muestra una serie de gráficas, que representan las relaciones de los tirantes conjugados y velocidades para el salto hidráulico en un canal rectangular.

II.4, 2.-TANQUE AMORTIGUADOR SIMPLE.

Cuando el número de Froude de la descarga es igual a 1.0 el régimen es crítico y el salto no se forma. Si el número de Froude varía de 1.0 a 1.7 el tirante es ligeramente inferior al crítico. De 1.7, el tirante conjugado d_2 es aproximadamente el doble del tirante de llegada d_1 o aproximadamente 40% mayor que el tirante crítico y la velocidad de salida es aproximadamente la mitad de la velocidad de llegada, no es necesario emplear deflectores.

Para números de Froude de 1.7 a 2.5, las corrientes no están acompañadas de gran turbulencia, por lo tanto no son necesarios amortiguadores ni umbrales. El tanque será lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en el

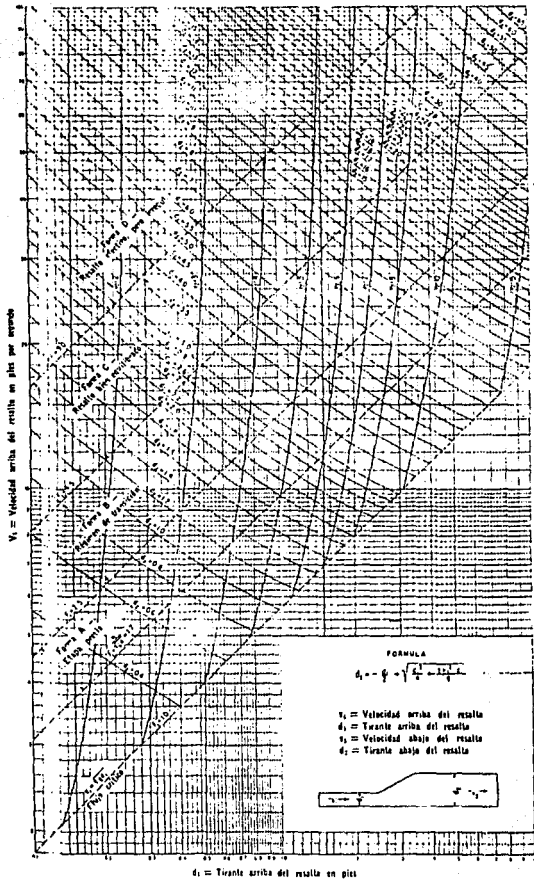


FIG. No. 5.- RELACION DE VARIABLES EN EL RESALTO HIDRAULICO PARA UN CANAL RECTANGULAR. (U.S.B.R.)

que se está produciendo la retardación, con un tanque simple es suficiente para el cambio de régimen requerido.

III.4, 3.- TANQUES TIPO.

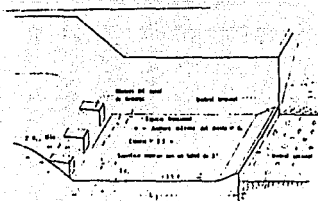
I, II, III.

En casos en los que la velocidad de llegada y el tirante dan números de Froude en un rango de -2.5 , se denominan como regímenes de transición, porque no se forma un verdadero salto hidráulico. Por lo tanto, para construir un dispositivo amortiguador y disipar la energía en corrientes que tienen números de Froude, en este rango el tanque tipo I, Fig No. 6, ha demostrado ser efectivo en la disipación de la energía.

Para números de Froude, que están en un rango de 4.5 , se forma un verdadero salto hidráulico. La instalación de dispositivos auxiliares, como bloques, deflectores y umbrales a lo largo del fondo del tanque, producen un efecto estabilizador - en el salto, lo que permite acortar la longitud del tanque al mismo tiempo que proporciona seguridad al corrimiento del salto. El tanque tipo II, Figura No. 7, se puede adoptar en estos casos. En este tanque, la disipación de la energía, lo hacen los bloques amortiguadores y la turbulencia formada por el salto, lo que asegura su efectividad. Debido a las grandes

fuerzas producidas por los impactos, a las que están sujetos - los deflectores por el choque de las elevadas velocidades de - llegada y a la posibilidad de cavitación que pudiera producir en la superficie de los bloques y del piso, el uso del tanque se limita a cargas donde las velocidades de llegada no excedan a los 15 m/s.

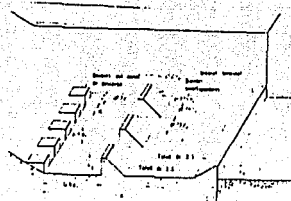
Cuando las velocidades de llegada superan los 15 m/s y el número de Froude es mayor a 4.5, o no se emplean bloques -- amortiguadores, se puede emplear tanques Tipo III, Figura No. 8, en este modelo, la disipación se debe principalmente al salto hidráulico, la longitud del tanque será mayor que el Tipo - II.



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO I
Módulo de 21.0 m.



FIG. No. 6. TANQUE AMORTIGUADOR
PARA NUMEROS DE FROUDE ENTRE --
2.5 - 4.5 (U.S.B.R.)



(A) DIMENSIONES DEL ESTANQUE TIPO II
Módulo de 11.0 m.

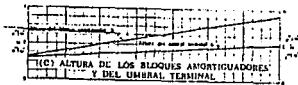
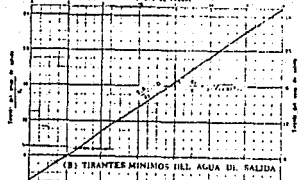


FIG. No. 7. TANQUE AMORTIGUADOR
PARA NUMEROS DE FROUDE
A 4.5 (U.S.B.R.)

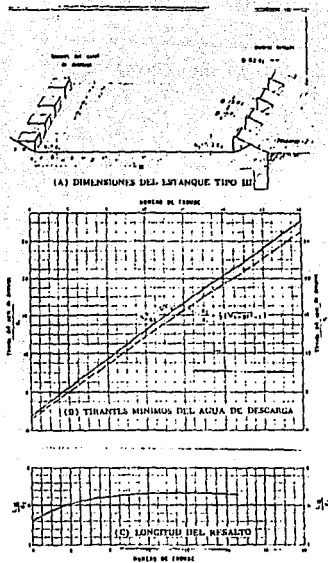


FIG. No. 8. TANQUE AMORTIGUADOR
 PARA NUMEROS DE FROUDE MAYORES
 A 4.5 (U.S.B.R.)

III.4, 4 - CUBETA SUMERGIDA.

Cuando el tirante de descarga es muy grande para poder formar un salto hidráulico, la disipación de la elevada energía se puede efectuar con el uso de un deflector de cubeta sumergida. El funcionamiento hidráulico de este tipo de deflector, es mediante la formación de remolinos, uno en la superficie moviéndose en el sentido contrario a las manecillas del reloj, situado en la región que queda arriba de la cubeta, y el otro es un remolino sobre el piso que se mueve en el sentido de las manecillas del reloj, situado aguas abajo del deflector.

El movimiento de los remolinos en combinación con la mezcla de agua de llegada, evitan la erosión excesiva aguas abajo del deflector. La Figura No. 9 y No. 10,

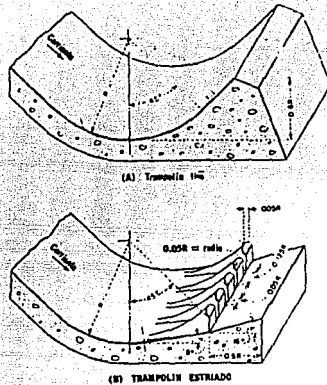


FIG. No. 9,
CUBETA SUMERGIDA.

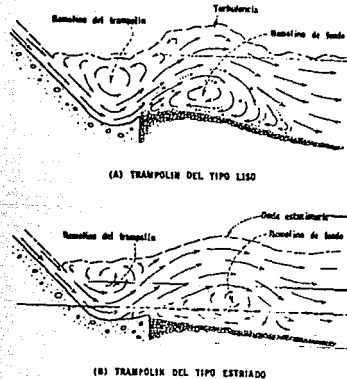


FIG. No. 10. FUNCIONAMIENTO
HIDRAULICO DE CUBETA SUMER-
GIDA.

muestran su forma y dimensiones así como el funcionamiento hidráulico. La corriente de alta velocidad que sale del borde del extremo del deflector liso se dirige hacia arriba, lo que produce una gran turbulencia en la superficie del agua y un violento remolino en el fondo. Este remolino de fondo absorbe continuamente material suelto hacia atrás al borde del deflector y mantiene algo de material en estado de agitación continua, para deflector liso.

En el deflector estriado, el chorro de alta velocidad, sale del borde con un ángulo menor, y sólo parte del chorro de alta velocidad va a dar a la superficie, de esta forma se produce una turbulencia menor en la superficie y existe una dispersión mejor de la corriente en la región situada arriba del remolino de fondo, lo que produce una menor concentración de corriente con mucha energía a través del trampolín y un flujo más uniforme aguas abajo.

III.4, 5.- SALTO DE ESQUI.

Otra de las estructuras disipadoras que puede emplearse, es el salto de esquí, su uso queda sujeto a que las condiciones del material en el lecho de descarga sean adecuadas, la altura de la cortina es más o menos alta y el tirante en el

río es muy grande . La disipación de la energía se consigue debido a la turbulencia y casi pulverización de la corriente por la acción del aire originada por su lanzamiento desde el deflector, y a lo largo de su recorrido. Antes de caer se lo gra alejar la caída más allá del pie de la cortina, obviamente la nariz del salto se coloca a mayor nivel que el del río de descarga.

CAPITULO IV**"MECANISMOS DE CONTROL DE LAS EXTRACCIONES"**

IV. 1.- INTRODUCCION.

Los mecanismos de control de las extracciones sirven para obtener de los almacenamientos las cantidades de agua requeridas -- por los diferentes propósitos para los que se realiza el proyecto. En proyectos hidráulicos, el costo de construcción, elaboración y montaje de los elementos que forman las obras de toma, absorbe - buena parte del presupuesto total de la obra en general; ésta es una razón más que suficiente, para que la elección de los mecanismos tenga que hacerse con sumo cuidado, sin olvidar el más mínimo detalle. Cuando en presas de almacenamiento la carga útil es --- grande y el gasto que pasará por los elementos de control también lo es, su elección reviste mayor importancia. Esto no significa que si las condiciones de carga y gasto son pequeñas, no presenten dificultades. Sólo que se ha observado que bajo cargas de al-

macenamiento pequeñas, los tipos comunes de compuertas de deslizamiento y válvulas trabajan eficientemente.

IV. 2.- COMPUERTAS.

Las compuertas son estructuras cuya forma geométrica se ajusta a las condiciones de diseño de la obra de toma. Se emplea en su fabricación; madera, hierro, acero o alguna combinación de los mismos. Cuando el material empleado en la construcción de compuertas es madera, la sección se forma uniendo cada una de las piezas (tablones) con lengüetas dejadas a propósito en el lado de mayor longitud; algunas compuertas formadas de madera se unen con lengüetas de acero, obteniéndose así mayor resistencia a las solicitaciones, como se observa en la figura No. 1

Las compuertas de madera, se calculan de acuerdo con la presión hidrostática ejercida sobre ellas por el fluido, sabiendo que la mayor presión se localiza en la profundidad de la compuerta.

Esto quiere decir que si han de emplearse compuertas de madera para grandes profundidades, como los esfuerzos solicitados al primer tablón superior son pequeños en relación con el último tablón inferior, se puede diseñar la compuerta con diferentes espesores en los tablones. En compuertas de madera los espesores varían entre 0.15 y 0.30 m. pero, cuando las solicitaciones hidrostá-

ticas son muy grandes dando como resultado espesores mayores de --
0.30 m. se adontan compuertas de acero.

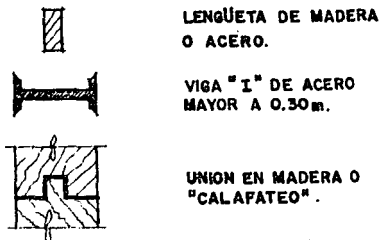


FIG. No. 1. PIEZAS DE UNION EN TABLONES PARA COMPUERTAS DE MADERA.

Las compuertas de acero, están formadas por planchas de ese material, reforzadas con barras o perfiles del mismo, cuya función es transmitir el empuje del agua a los elementos guía y de estos al cuerpo que aloja la compuerta. Una compuerta de acero se observa en la figura No. 2.

Los mismos esfuerzos y presiones hidrostáticas que se presentan en las compuertas de madera, también se presentan en las compuertas de acero.

Pero por la naturaleza misma de los materiales empleados en su construcción, los esfuerzos que es capaz de soportar son mucho

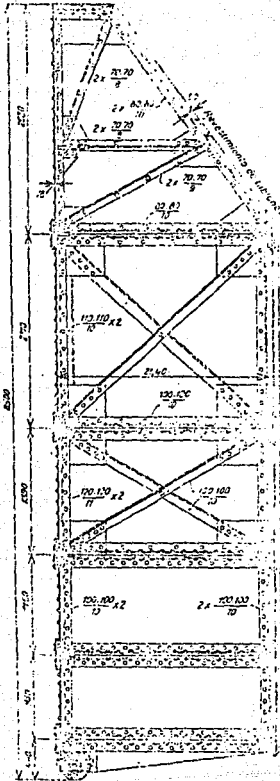


FIG. No. 2. COMPUERTA DE ACERO, ARMA
DA CON PLANCHAS Y VIGUETAS DEL
MISMO. (SCHOKLITSCH)

mayores que las de madera. Por lo que su uso es más frecuente en obras de toma colocadas a gran profundidad. Siendo así y por proceso constructivo, las compuertas de acero llevan todos los hierros horizontales del mismo espesor, reduciendo su separación vertical a la vez que aumenta la presión hidrostática. La figura No. 3 es un claro ejemplo de cómo se distribuye el triángulo de presiones en una compuerta.

Las vigas se colocan en el trapecio a la altura del centro de presiones.

La construcción y diseño varían de una obra a otra, pero eso para cada solicitación en obra se podrá recurrir al modo que cumpla con los requisitos y normas de operación.

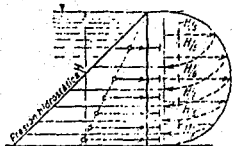


FIG. No.3. TRIANGULO DE PRESIONES Y COLOCACION DE VIGAS PARA ABRAR ESFUERZOS.

IV. 2.- COMPUERTAS DE DESLIZAMIENTO CONVENCIONALES.

Las compuertas de deslizamiento convencional; son para el cierre hidráulico, el elemento más usado con resultados satisfactorios.

Su forma generalmente rectangular y en sus lados verticales donde se unen con las guías llevan una pequeña lengüeta que se ajusta a las mismas e impide que haya vibraciones, por si tuviera que trabajar parcialmente abierta.

Los compuertas de deslizamiento normal para profundidades grandes, generalmente son hechas de acero o hierro fundido, por su gran capacidad para resistir esfuerzos.

En la figura No. 4, se presenta una compuerta con estas características, las nervaduras que forman el marco de la compuerta están construidas en dos direcciones, para dar a la estructura el apoyo y la firmeza requerida en las solicitaciones. Una aplicación será por ejemplo: el cierre de aberturas totalmente sumergidas en la limpieza de los umbrales de las tomas.

Esta compuerta construida de hierro fundido se desliza en un marco del mismo material embotado en el concreto. El cierre total se efectúa por medio de listones de bronce, atornillados en la compuerta y apretados contra el marco por el empuje hidrostático.

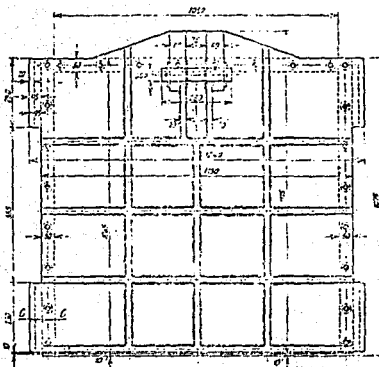


FIG. No.4. COMPUERTA DE DESLIZAMIENTO NORMAL, HECHA DE HIERRO FUNDIDO.

El ascenso y descenso de las compuertas se hace por cadenas, cables o vástagos; cuando el mecanismo elevador se dispone al nivel de la corona de la cortina. Para la elevación de la misma, la fuerza de tracción se aplica en el centro de gravedad de la pieza. Al hacer esto, la elevación se realiza uniformemente evitando el cabeceo del elemento, pues de no ser así, se tendrían mayores fricciones además de las que normalmente se presentan al iniciar la operación.

Muchas veces, estas compuertas trabajan totalmente abiertas o cerradas, y su eficiencia se puede aprovechar para profundida-

des grandes como compuertas de operación y de emergencia P.A. Kinzie en el DAMS and CONTROL WORKS, del BUREAU OF RECLAMATION, dice: "que trabajando como compuerta de servicio, sólo son eficientes a profundidades que no excedan los 22 m." a mayor profundidad se pueden presentar problemas de estabilidad.

La superficie de deslizamiento de la compuerta y el cuerpo de alojamiento, esta determinada por la importancia de la obra, la profundidad y la capacidad del mecanismo elevador, la figura No.5 presenta una serie de guías para compuerta de madera.

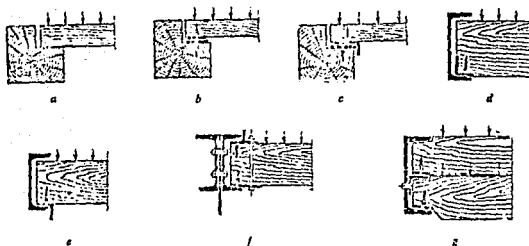


FIG. No. 5. GUIAS DE DESLIZAMIENTO PARA COMPUERTAS DE MADERA.

IV.4,1.- COMPUERTAS DE DESLIZAMIENTO SOBRE RODILLOS.

Es común que en grandes presas de almacenamiento, donde las

obras de toma se alojan en conductos construidos a través de la cortina y donde las presiones a que se encuentran sometidos los elementos de control de las extracciones son muy altas, y, por otro lado, las fricciones entre cada elemento por mover resultan demasiado grandes, colocar compuertas de deslizamiento convencionales sería un error. A través del tiempo, la evolución, diseño y construcción de estos mecanismos ha ido en aumento. Por lo que ahora, podemos contar con varios modelos y en este caso podemos utilizar compuertas de deslizamiento sobre ruedas o rodillos, como se presenta en la figura No. 6.

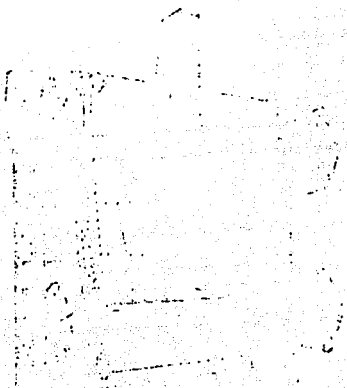


FIG. No.6. COMPUERTA DE DESLIZAMIENTO SOBRE RODILLOS. (SCHOKLITSCH)

La compuerta está hecha de hierro fundido formado por varias viguetas horizontales, que se apoyan en dos vigas colocadas en los bordes verticales. El cierre total de la compuerta se consigue colocando fajas de bronce en el perímetro que se apoyan contra otras fajas colocadas en el marco. Las compuertas penden de cadenas, con la interposición de resortes para la protección del mecanismo elevador. Como el objetivo de es-

te sistema es eliminar en lo más posible la fricción por el rozamiento, la compuerta corre sobre rodillos y contrarrodillos, que impiden las vibraciones y el golpear de la compuerta contra la estructura de alojamiento. Habrá que saber que la fuerza necesaria para poner en movimiento la compuerta está dada por la fórmula siguiente:

$$F = HA k \pm W \quad (1)$$

(+) para el ascenso.

(-) para el descenso.

donde:

F = fuerza en ton.

A = area de la compuerta en m²

H = carga que actúa sobre lo misma en m.

W = peso de la compuerta en ton.

k = coeficiente de fricción que depende de los materiales en contacto.

El valor de k, está en función de varios factores entre ellos: si el movimiento se va a efectuar en seco o mojado o si el elemento se encuentra en reposo o en movimiento. En la tabla uno se pueden leer valores de k para diferentes condiciones.

Los valores de k se aplican a los casos en que las compuertas están normalmente abiertas.

MATERIALES EN CONTACTO	COEFICIENTES DE ROZAMIENTO			
	EN MOVIMIENTO		EN REPOSO	
	En seco	Con agua	En seco	Con agua
Encina sobre encina, fibras paralelas	0.48		0.62	
Encina sobre encina, fibras cruzadas	0.34	0.25	0.54	0.71
Abeto, fresno, haya sobre igual madera, fibras paralelas	0.38	>	0.53	>
Encina sobre piedra	>	>	0.46 a 0.60	>
Piedra sobre piedra	>	>	0.63	>
Hierro sobre piedra	>	>	0.45	>
Fundición sobre hierro forjado	0.18	>	0.19	>
Hierro forjado sobre hierro forjado	0.14	>	0.13	>
Acero sobre acero	0.09	>	0.15	>
Encina sobre hierro forjado	0.40 a 0.50	0.26	>	0.65
Madera sobre metal	0.40	0.24	0.60	0.65
Acero sobre bronce fosforosa	0.105	>	0.11	>
Hierro forjado sobre fundición o bronce	0.17 a 0.18	>	0.19	>
Fundición sobre bronce	0.15 a 0.20	>	>	>
Cuero sobre fundición	0.56	0.36	0.3 a 0.5	0.40 a 0.60

TABLA 1. VALORES DE k PARA DIFERENTES CONDICIONES.

Si permanecen mucho tiempo cerradas se llega a tomar un valor de $k = 0.75$, cuando el material rozante es la madera. Para compuertas que están normalmente cerradas sólo se deben usar como superficie de rozamiento materiales anticorrosivos, pues la oxidación del hierro, el acero en perfiles o fundición, así como la expansión de la madera produce un principio de soldadura, que dificultaría mucho su puesta en operación.

IV.4,2.- COMPUERTAS STONEY.

Las compuertas Stoney, son las antecesoras de las compuertas de deslizamiento sobre rodillos. Aquí el sistema de desplazamiento es independiente del tablero de la compuerta. En un principio se usaron un gran número de pequeños rodillos colocados a corta distancia uno de otro, unidos con bridas formando trenes de rodillos. Tal diseño tiene la desventaja precisamente en la posición que ocupan los rodillos. Ya que no es posible un diseño y construcción de tal manera que cada uno de ellos reciba la carga estática correspondiente a la profundidad y posición en que se encuentran, la figura No. 7 muestra una pieza de dichas características.

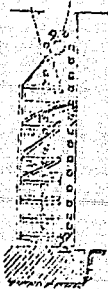


FIG. No. 7. COMPUERTA STONEY. (POR T. H. RENBOCK)

Es decir: observando la figura No. 7, el lugar que ocupan los rodillos en el tren de deslizamiento, las cargas aplicadas a los rodillos de la parte inferior del sistema son mayores a las de la parte superior. Quedando sobrecargadas y por consecuencia expuestas a una vida útil corta, teniendo que hacerse reparaciones y reemplazos frecuentes, razón que llevó a los ingenieros a la búsqueda de nuevos modelos, de manera que las cargas se transmitan a unos pocos rodillos, de modo estáticamente determinado. Dando origen a las compuertas de deslizamiento sobre rodillos, tratado anteriormente.

IV.5.- COMPUERTAS RADIALES.

Las compuertas radiales, son una placa móvil, curva, conectadas a un eje de sustentación, que al levantarse permiten graduar el área del orificio que se va formando a la vez que controla la descarga producida. El orificio se forma por el claro entre el asiento del canal y la parte inferior de la compuerta, por lo que su ancho coincide con el del canal. También tienen un funcionamiento contrario, es decir: elevar el nivel del agua para su aprovechamiento posterior.

En vertedores de demasías tienen su mayor aplicación, la figura No. 3 del Cap. II, ejemplifica una clara aplicación de las compuertas radiales.

IV.6.- VALVULAS.

En general, las válvulas hidráulicas son dispositivos que se utilizan para regular y controlar el flujo de agua en conductos forzados y tuberías, y son cuerpos que van integrados en los conductos en la entrada, la salida o en algún punto intermedio de la misma. Unos para el servicio, necesarios otros para la seguridad o el mantenimiento de los medios de conducción. La construcción de estos elementos es tal que el miembro que impide el paso del fluido, opera y permanece entre la corriente del flujo.

La elección del tipo de válvula depende principalmente de las condiciones de la obra y también del servicio que va a proporcionarse.

Por ejemplo: cuando el fluido va cargado, es decir cuando lleve arena, limo o carbonatos, las válvulas con flujo concéntrico y claros pequeños corren el riesgo de obturarse y quedar fuera de servicio, además que quedará afectada por la corrosión. Las válvulas de chorro divergente para aberturas parciales, descargan con gran dispersión el fluido. Debido a tales circunstancias algunas válvulas requieren elementos disipadores cuyo costo tiene cierta repercusión en la economía de la obra. En la elección de válvulas deben tomarse en cuenta el mantenimiento, la posibilidad de conseguir piezas y la frecuencia de las reparaciones, lo que adquirirá importancia en los costos de operación y confiabilidad del servicio. Los efectos del fenómeno de cavitación y golpe de ariete, tendrán que tomarse muy en cuenta al momento de elegir el mecanismo. Si al final tenemos la alternativa de tener dos o más válvulas funcionalmente adecuadas para determinado proyecto, la elección dependerá del costo inicial y del mantenimiento posterior.

IV.6.1.- VALVULAS DE CIERRE.

Las válvulas de cierre, son los mecanismos de cierre rápido por emergencia. En tuberías y conductos forzados la instalación

de una válvula no es suficiente para un servicio adecuado. Es muy conveniente considerar la colocación de una válvula más o dos si fuera necesario, para operarla en casos de emergencia o mantenimiento, colocada y controlada de modo que en condiciones difíciles su funcionamiento esté asegurado.

A continuación se ejemplifican válvulas de cierres de emergencia más usuales en las obras de toma.

IV.6.2.- VALVULA DE COMPUERTA.

Las válvulas de compuerta se usan como mecanismos de cierre de emergencia o mantenimiento y son diseñadas para permitir el paso del flujo líquido, con una caída mínima de presión. Se emplean donde el funcionamiento de la válvula es totalmente abierta o totalmente cerrada. No son recomendables donde la válvula deberá permanecer parcialmente abierta, porque la velocidad del flujo actuando contra la compuerta parcialmente abierta causaría erosión y cavitación dañando la compuerta y los asientos.

Operan mediante una compuerta que se mueve perpendicularmente al eje normal de la tubería.

El cierre total se consigue por medio de anillos de bronce, colocados uno en la compuerta y otro en la caja de la válvula. En válvulas pequeñas, un vástago roscado y un volante mueven la com-

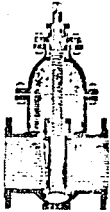


FIG.No.8. SECCION
DE UNA VALVULA
DE COMPUERTA.
(SCHOKLITSCH)

puerta para abrir y cerrar la válvula, el volumen del flujo va en relación directa con el número de vueltas del volante. Estando totalmente abierta, el área de paso no será menor que el área de un círculo cuyo diámetro sea igual al diámetro nominal de la misma válvula, figura -- No. 8. En válvulas de mayor tamaño, se colocan antes del volante unos engranes para mayor facilidad de operación.

En tuberías de gran diámetro o grandes presiones, el movimiento de la compuerta se consigue con el auxilio de mecanismos eléctricos, cilindro con émbolo operando con aceite o agua a presión. La figura No. 9 presenta una válvula de compuerta cuyo mecanismo es accionado por agua a presión.

Donde:

- a).- válvula de maniobra.
- b).- cilindro con émbolo.
- c).- ramal de comunicación entre las dos partes de la tubería.
- d).- desague.

IV.6,3.- VALVULA DE MARIPOSA.



FIG. No. 9. VALVULA DE
COMPUERTA OPERADA CON
AGUA A PRESION.
(GEBLÜDER REULING,
MANNHEIM.)

Las válvulas de mariposa se usan tam-
bién para el mismo objetivo que las válvu-
las de compuerta, es decir, trabajan to-
talmente abiertas o totalmente cerradas,
consisten en un disco en forma de lenteja
colocado en el interior del cuerpo de la
válvula, controlándola por medio de un -
eje. Así, para el cierre total de la vál-
vula, la lenteja sella contra el cuerpo
de la válvula por medio de un asiento de
metal o elástico. La posición de la palan-
ca de mando indica la posición del cuerpo
de cierre. La figura No. 10 muestra el di-
seño de una válvula de mariposa en posi-
ción totalmente abierta. La operación de
la válvula, depende del tamaño de la mis-
ma ya sea a mano, con mecanismos hidrául-
cos o con motor adicional.

IV.6,4.- VALVULAS ESFERICAS.

La válvula esférica, es un perfeccionamiento del grifo co-
mún, de las válvulas de uso para instalaciones menores. El cie-
rrre se logra haciendo girar la esfera que tiene un diámetro no -

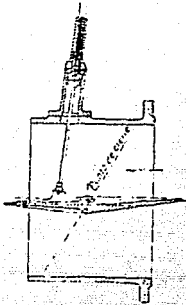


FIG. No. 10. ESQUEMA DE
UNA VALVULA DE MARIPOSA
(HUBNER Y MEYER, VIENNA.)

nor que el diámetro interior del conduc-
to. De este modo el flujo no encuentra -
ningún obstáculo reduciendo al máximo -
las pérdidas por conexión en este punto.

El giro se realiza a mano o con el
auxilio de un motor eléctrico u otros me-
canismos a base de agua o aceite a pre-
sión para grandes válvulas. La figura -
No. 11 es un ejemplo de una válvula esfé-
rica en a) cerrada, b) abierta.

El cierre total se consigue por una
sección elástica en la esfera y en posi-
ción de cierre queda apretada por la pre-
sión del agua contra el asiento de la tu-
bería.

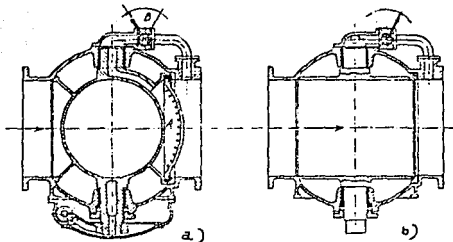


FIG. No. 11. SECCION DE UNA VALVULA ESFERICA.
(ESCHER, WISS & Co.)

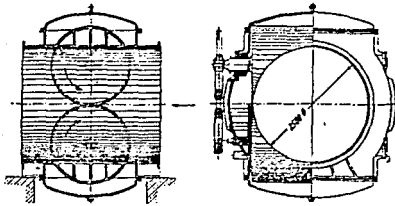


FIG. No. 12. VALVULA CILINDRICA, TOTALMENTE ABIERTA.

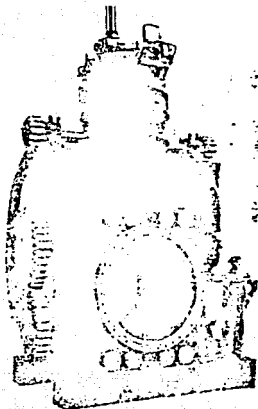
IV. ,5.- VALVULAS DE CILINDRO.

Las válvulas cilíndricas, se instalan en los conductos para hacer reparaciones o mantenimiento aguas abajo del punto de instalación de la válvula.

La figura No. 12 muestra una válvula cilíndrica totalmente abierta. El cierre se logra girando los dos cilindros que se encuentran alojados en el interior del cuerpo de la válvula. Para válvulas de gran diámetro, la puesta en marcha se consigue por medio de mecanismos hidráulicos, accionados con aceite a presión. Una válvula de gran dimensión se observa en la figura No. 13. En tuberías de gran diámetro, donde se colocan válvulas cilíndricas alcanzan gran neso como se observa en la Tabla No. 2.

IV.6,6.- VALVULAS DE CIERPE AUTOMATICO.

Las roturas en la tubería de conducción, ocasionadas por eventualidades imposibles de prever, causarían daños considerables, si el agua saliera por mucho tiempo por la parte rota y corriese a lo largo de una pendiente pronunciada.



Por ejemplo para:

TABLA No. 2

	V A L V U L A		
φ (cm.)	100	150	200
w (ton.)	9.0	25.50	46.00

FIG. No. 13. VALVULA CILINDRICA.
(SCHOKLITSCH)

Para prevenir estas eventualidades, se intercalan en las tuberías, o se disponen antes de la misma, órganos de cierre automático, que se cierran por sí mismos cuando la velocidad del fluido supera una velocidad determinada, el funcionamiento se consigue de diferentes maneras según los fabricantes. Una válvula automática con aletas asimétricas de mariposa se representa en la figura No. 14. La válvula se mantiene abierta por el peso regulable "G". Si la velocidad supera el límite fijado, el empuje de la corriente contra la superficie oblicua del ala "A" cierra la válvula, mientras un freno de aceite retarda su movimiento. Para abrir la válvula es nece

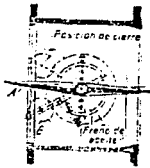


FIG. No. 14. VALVULA
DE CIERRE AUTOMATICO.
(HURNER Y MAYER, VIE
NA.)

sario brevemente llenar la tubería en la parte de atrás de la válvula con un tubo de pequeño diámetro, logrando así que las presiones en ambos lados se equilibren sin ningún riesgo para el mecanismo.

IV.7.- VALVULAS DE CONTROL.

Las válvulas de control, son las válvulas que se instalan a la salida del conducto para la regulación del gasto, tal como se requiere en las descargas de fondo, ya sea que la descarga se realice a una estructura disipadora de energía o en el caso de las centrales hidroeléctricas, donde las válvulas descargan directamente a los canales de las turbinas. Para hacer una selección adecuada del tamaño y tipo de válvula a emplearse en instalaciones, se toman en cuenta todos los datos posibles, como son: el gasto máximo de descarga, la carga máxima y mínima de operación, tiempo de operación; generalmente períodos de un año de servicio, cantidad de elementos necesarios, el clima, previendo su protección en casos de emergencia, calidad del fluido y el contenido de elementos químicos, en los mismos.

En casos especiales, los datos anteriores son básicos, con ampliaciones de estudio donde se requiera para su elección adecuada.

IV.7,1.- VALVULAS DE AGUJA.

(Lainer-Johnson.)

La válvula de aguja, es la pieza instalada en obras de toma que descargan a los canchales de una rueda; en generación de energía eléctrica, por ejemplo, son ideales. La figura No. 15 muestra una válvula de este tipo, instalada en la presa HOOVER. El funcionamiento de estas válvulas está dividido en tres cámaras aliviadoras de presión. Las cámaras están dentro del cuerpo de la pieza en forma de aguja de la cual deriva su nombre, soportados por un tubo concéntrico unido al eje de la válvula. El acabado final de la aguja es cerrado por una cabeza hemisférica provista con un buje el cual corre a través del tubo del diafragma moviéndose hacia atrás y adelante, es decir: provocando la abertura o el cierre de la válvula. Movimiento que permite la regulación del gasto, en la figura No. 19, se da una gráfica de curvas de gasto para seleccionar válvulas tipo aguja.

IV.7,2.- VALVULAS DE TUBO.

Las válvulas de tubo, son una válvula de aguja sin punta, su funcionamiento es similar al de ésta, pero como no tiene la terminación en aguja, al descargar se forma una cavidad con posible cavitación, para eliminar tal efecto en la operación, se provee

de un sistema de ventilación. Su funcionamiento es maniobrando el órgano de cierre sobre el eje de la tubería hacia -- atrás y hacia adelante. Al disminuir el diámetro de una tubería, la velocidad -- del fluido se modifica, en la válvula de tubo, puede aumentar se el diámetro de na so en el cuerno de -- la válvula disminuyendo la velocidad -- del fluido; en la figura No. 16 se observa una válvula de tuho.

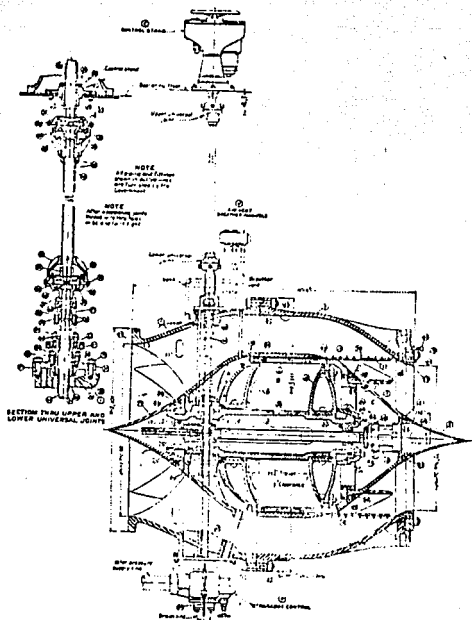


FIG. No. 15. VALVULA DE AGUJA DE 72 PUL.
 PARA UNA CARGA DE 610 f^t INSTALADA EN LA
 PRESA HOOVER.
 (Manual de H.A. de DAVIS.)

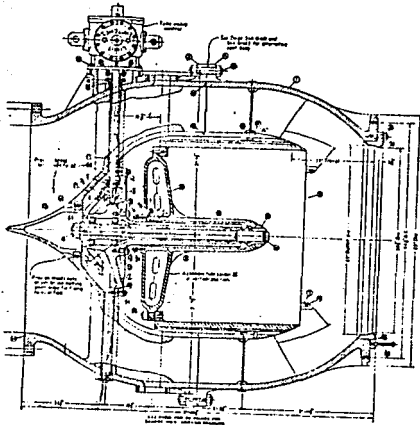


FIG.No. 16. VALVULA DE TUBO.
(Manual de H.A. DE DAVIS.)

bre, por ejemplo a un río, es una estructura de cuerpo corto con un tapón en su sección transversal, siendo el elemento que ocasiona la divergencia del chorro, pues el elemento de cierre consiste en una especie de mango que se mueve cubriendo el cuerpo de la válvula, al moverse hacia atrás, la descarga fluye al exterior disipándose la energía del fluido en el aire, en condiciones especiales - ya sea por la posición del punto terminal de la obra de toma o la presión de descarga sea muy alta, se construyen obras adicionales para disipar la energía. En la figura No. 21 se observan curvas de

Las válvulas de tubo, por su forma de descarga, pueden instalarse en obras de toma que descargan al aire libre; la figura No. 20 da unas -- curvas de gastos para válvulas de tubo.

IV.7,3.- VALVULAS DE CHORRO DIVERGEN TE.

(Howell-Bunger.)

Las válvulas de chorro divergente van colocadas en las obras de toma que descargan al aire li-

gastos para válvulas de chorro divergente.

IV.7,4.- VALVULAS DE CHORRO HUECO.

(Hollow-Jet.)

Las válvulas de chorro hueco, tienen un funcionamiento en parte análogo a las válvulas de chorro divergente, la figura No. 17 muestra una válvula de este tipo. Al efectuar la descarga por esta válvula y por la presión con que sale el flujo, éste choca en el aire contra sí mismo disipando parte de su energía.

Y si esto no es suficiente, se construirán obras adicionales, como por ejemplo una caja de amortiguamiento. La figura No. 22 se dan curvas de gastos para válvulas de chorro hueco.

Un ejemplo del uso de válvulas, es la Central Hidroeléctrica de San Carlos en Medellín, Col. figura No. 18. En este sistema de válvulas, una válvula esférica sirve para abrir o cerrar el paso del flujo pero no para controlarlo. De la válvula esférica el fluido pasa al distribuidor de donde se derivan las descargas que accionan la turbina. Cada una de estas descargas está controlada por un inyector que en su extremo de salida tiene una válvula de aguja cuya función es regular el flujo del fluido de acuerdo con la carga del generador. Delante de la válvula de aguja y a un lado de ella se encuentra una pantalla deflectora que en su posición normal se halla separada del chorro, pero que

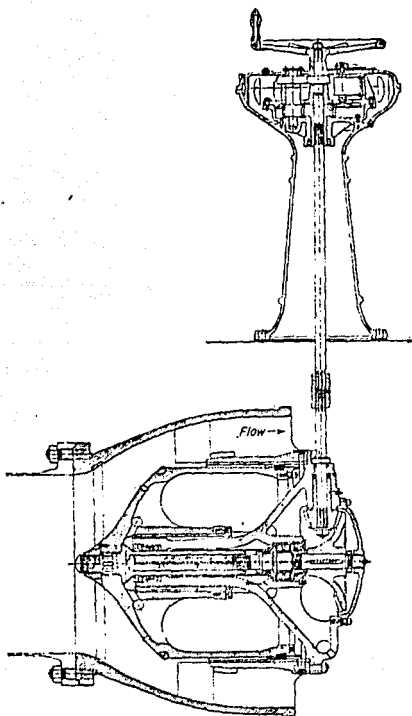


FIG.No.17.VALVULA DE CHORRO HUECO
(Manual de H.A. DE DAVIS.)

en caso de caídas bruscas en la carga, es la encargada de controlar la velocidad de la turbina, interponiéndose entre esta y el chorro, para desviarlo mientras actúa la válvula de -- aguja que debe hacerlo más lentamente a fin - de evitar daños en la tubería.

Por si fuera necesario parar la turbina existe un séptimo - chorro, cuya dirección es opuesta a la de los otros seis que la hace girar en sentido contrario obligando a la unidad a detenerse.

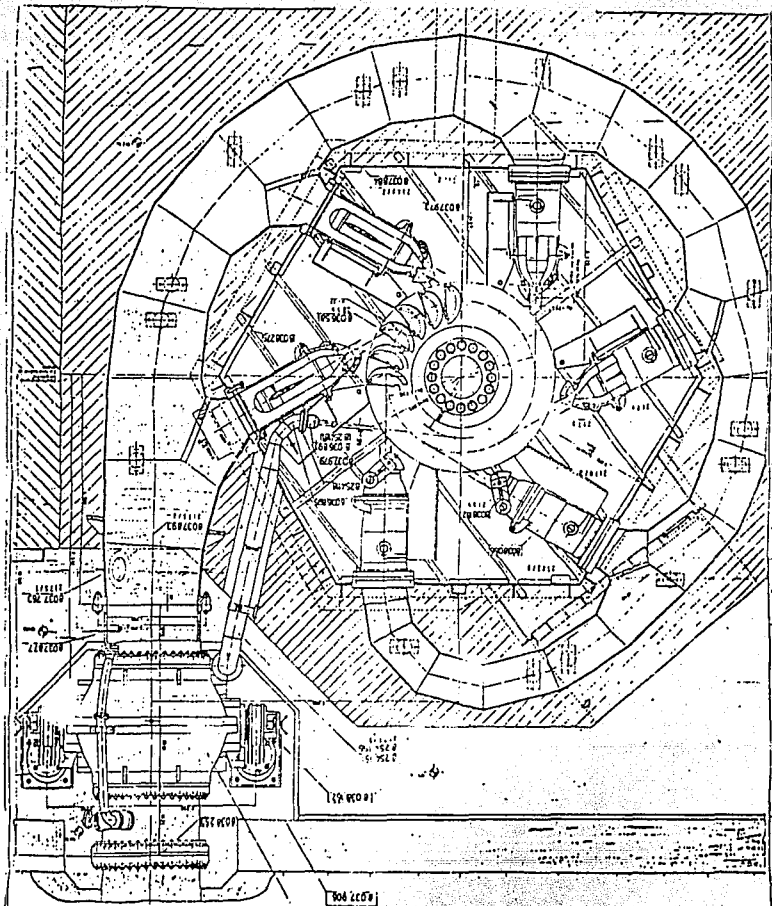


FIG. No. 18 SISTEMA DE VALVULAS. CENTRAL HIDROELECTRICA EN MEDELLIN, COLOMBIA. (REVISTA DE INGENIERIA)

Descarga efectiva, sobre el centro de la brida de entrada a la válvula.

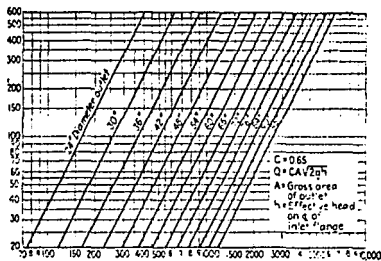
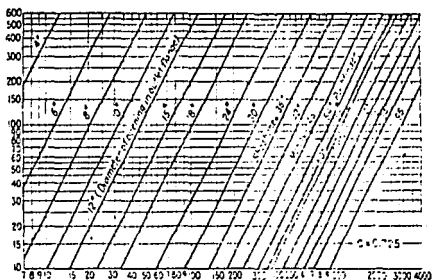


FIG.No.19.CURVA DE GASTOS, VALVULA DE AGUJA.
(Manual de H.A. de DAVIS.)

Descarga en pies cubicos por seg.

FIG.No.20.CURVA DE GASTOS, VALVULA DE TUBO.

Descarga efectiva en pies s/centro de la brida.



Descarga en pies cubicos por segundo.

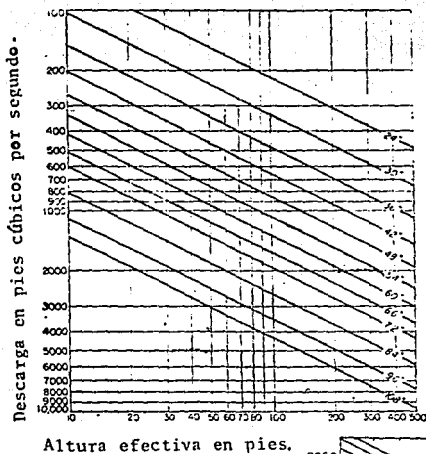
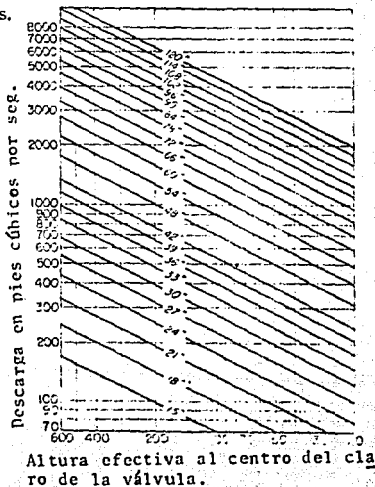


FIG.No.21. CURVA DE GASTOS, VALVULA DE CHORRO DIVERGENTE.

FIG.No.22. CURVA DE GASTOS, VALVULA DE CHORRO HUECO.



C A P I T U L O V**"CALCULO HIDRAULICO DE LAS OBRAS DE TOMA"**

V.1.- INTRODUCCION.

El cálculo hidráulico de las obras de toma está determinada por la circulación del fluido a través de las mismas. Es decir, se presentan dos tipos de circulación, circulación libre en canales y túneles, y circulación forzada en tuberías y túneles.

En circulación libre: tanto en los conductos abiertos como en los parcialmente abiertos, el análisis se basa en los principios del flujo permanente en régimen variado, de acuerdo con la ley de la conservación de la energía.

En circulación forzada, se toman en cuenta los factores

que se oponen al paso del fluido en los conductos. Hay que hacer un estudio de las pérdidas hidráulicas y así determinar las cargas posibles con qué se contará al operar el sistema.

La influencia del tipo de flujo en las obras de toma es determinante, ya que en función de ella se proyectarán las dimensiones de todos los elementos estructurales que en ella intervienen. Así por ejemplo, el área de las rejillas y su tamaño, el diámetro de los conductos, o si la sección transversal es rectangular o trapecial y la influencia por inclinación de las paredes del conducto.

Al proyectarse la construcción de una presa de almacenamiento, se realizan varios estudios. Uno de ellos es la determinación de la capacidad de almacenamiento de la presa. En este estudio interviene un factor esencial que es la ley de demandas, definido de acuerdo con el objeto del almacenamiento. La ley de demandas es el gasto que se entregará a través de la obra de toma, a través del tiempo. Este gasto tiene un máximo, cuyo valor necesitamos conocer para realizar los cálculos hidráulicos de la obra de toma. Es decir, como la demanda no será constante, los cálculos se harán para un "gasto máximo de extracción".

Otro factor para el cálculo hidráulico de la obra de toma, es la elevación de descarga. Si ésta es a un río, el ni-

vel del centro de la estructura de descarga deberá localizarse por arriba del nivel del tirante máximo en el río.

Una vez conocidos el gasto y la elevación de descarga, habrá que conocer la carga para la cual se calculará la obra. Ya que el nivel de almacenamiento nunca es constante y la carga bajo la que trabajará la toma será variable, el cálculo hidráulico se hará bajo los efectos de una carga mínima. Una regla muy usada para la determinación de la carga mínima, es el nivel que corresponde al valor máximo de azolves esperado en el vaso más un 10% de la capacidad útil de la presa.

Conociendo la carga mínima que necesitamos para satisfacer la ley de demandas, deberemos conocer las pérdidas ocasionadas por las mismas estructuras de conducción. Por lo tanto, la suma de todas las pérdidas por conducción más la carga de velocidad, será cuando menos igual a la carga mínima de operación.

Conociendo los principales factores que influyen en el cálculo hidráulico de las obras de toma, veremos los procedimientos y ecuaciones que nos ayudan a determinar las dimensiones de dichas obras.

V.2.- SECCION TRANSVERSAL DEL CONDUCTO.

Las secciones del conducto, en obras de toma, se calculan para que por ellas nase el gasto de diseño, teniendo en el vaso la carga de diseño y buscando que la sección sea hidráulicamente la más eficiente; así tenemos que, con presas de materiales cementados, la sección más usual o mejor dicho la que por condiciones estructurales e hidráulicas se obtienen mayores ventajas es la sección circular, figura No. 22 del Cap. II.

Para presas de materiales sueltos, en donde la circulación en el conducto es libre o forzada, las secciones son más variadas. En la Tabla No. 1 se da una clasificación de las secciones más usadas por los ingenieros hidráulicos.

TABLA No. 1

SECCIONES DE CONDUCTOS PARA CIRCULACION A SUPERFICIE LIBRE Y A PRESION, EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

CIRCULACION LIBRE:

- a) SEC. CIRCULAR.
- b) " HERPADURA.
- c) " PORTAL.
- d) " RECTANGULAR O CUADRADA.

CIRCULACION FORZADA:

- a) SEC. CIRCULAR.
- b) RARA VEZ OTRAS SECCIONES.

V.3.- AREA DE REJILLAS.

Las rejillas son la primera estructura colocada al inicio de una obra de toma, por lo tanto: el área necesaria en las rejillas, la determinan el gasto fijado por condiciones de proyecto, y también la velocidad con la que el fluido pasará a través de las mismas. Considerando que la velocidad debe ser pequeña para eliminar lo más posible las pérdidas por entrada, y facilitar la limpieza de las rejillas.

Como se dijo en el capítulo III, la velocidad de paso está entre 0.30 y 1.50 m/s; siempre y cuando el nivel del agua no baje hasta descubrir las rejillas.

Una vez conocida la velocidad de paso del flujo por las rejillas y conocido el gasto, aplicando la ecuación de continuidad (2) y desneando a "A" obtendremos el área neta de la estructura.

Para tomar en cuenta el área ocupada por las propias rejillas (barras, varillas, o soleras y sus apoyos), se acostumbra dar un área mayor, por lo tanto, el área total será: $A' = 1.25"A"$, si la posición de las rejillas es vertical, pero si se tiene una posición diferente, habrá que encontrar el área correspondiente, ver figura No. 4, Cap. III.

V.4.- ECUACION DE DESCARGA.

La descarga por un orificio, es otra ecuación aplicable en circulación forzada a medida que la dimensión transversal no horizontal del orificio sea mucho menor que la profundidad H del mismo, y el gasto se calcula con la ecuación general de un orificio a saber:

$$Q = c_d A \sqrt{2gH} \quad (1)$$

donde:

A = área de la abertura.

H = carga hidráulica.

c_d = coeficiente de descarga para orificio sumergido.

g = aceleración de la gravedad.

El coeficiente de descarga c_d , es una variable que está en función de las diferentes condiciones de contracción y de la forma de los conductos, es decir $c_d = c_v c_c$.

En la figura No. 1, se pueden leer algunos valores de c_d , o buscarlos en los datos publicados en otros manuales de hidráulica o en los textos. Los valores de k_e en la figura No. 1, son los correspondientes a las pérdidas por entrada, cuya función veremos más adelante.

El régimen en una circulación libre aguas abajo de la toma, será subcrítico o supercrítico y está en función de las condicio

CARACTERÍSTICAS DE LA ENTRADA	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4	SERIE 5	SERIE 6	SERIE 7
	$K_e=1.80$ $C=0.62$	$K_e=1.44$ $C=0.64$	$K_e=1.37$ $C=0.65$	$K_e=0.93$ $C=0.72$	$K_e=0.65$ $C=0.77$	$K_e=0.56$ $C=0.80$	$K_e=0.52$ $C=0.81$
		Entrada elíptica					
	$K_e=1.44$ $C=0.64$	NOTAS		$K_e=1.04$ $C=0.70$	$K_e=0.64$ $C=0.78$		$K_e=0.49$ $C=0.82$
		Todos los tomos son de 4'-0" x 4'-0".					
		Cuando no se indica entrada elíptica las aristas son en ángulo recto, contadas en metros.					
	$K_e=1.16$ $C=0.68$	Los talares dados para C son promedios para la fórmula $V=C\sqrt{2gh}$		$K_e=0.93$ $C=0.72$	$K_e=0.52$ $C=0.81$		$K_e=0.45$ $C=0.83$
		Coeficiente de pérdida $K_e(1/C^2 - 1)$					
	$K_e=0.64$ $C=0.78$			$K_e=0.88$ $C=0.73$	$K_e=0.36$ $C=0.85$		$K_e=0.38$ $C=0.85$
							$K_e=0.35$ $C=0.86$ Muro
	$K_e=0.88$ $C=0.96$			$K_e=0.18$ $C=0.92$	$K_e=0.16$ $C=0.93$	$K_e=0.23$ $C=0.90$	$K_e=0.29$ $C=0.88$

Datos contenidos del Boletín No. 216 de la Universidad de Wisconsin

FIG. No. 1. COEFICIENTES DE DESCARGA c_d y COEFICIENTES DE PERDIDAS POR ENTRADA k_e .

nes de circulación a través de la estructura de control y de la cámara, Cualquiera que sea la alternativa de circulación, los tirantes y las velocidades se pueden determinar a lo largo del conducto aplicando el teorema de Bernoulli, entre 2 secciones previamente elegidas.

V.5,1.- ECUACIONES GENERALES.

Una vez que tenemos el gasto requerido por la ley de demandas y elevada la sección transversal del conducto, tendremos que calcular el área necesaria para que por ella pase el gasto. La ecuación de continuidad es básica en estos cálculos tanto en el caso de conducciones forzadas o a presión (tuberías) como en el caso de conducciones abiertas; en parte por paredes rígidas y en parte por la superficie libre.

$$Q = A \cdot V \quad (2)$$

donde:

A = Área necesaria,

V = Velocidad de circulación del flujo a través del conducto.

Esta ecuación se usa en combinación con la ecuación diná---

mica que corresponda para el cálculo hidráulico de las diversas partes de la toma. Dicha combinación se establece por medio del cálculo de la velocidad mediante las condiciones que imperan dentro del conducto, así tenemos que (usando la fórmula de Manning):

$$V = \frac{1}{n} r_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (3)$$

donde:

n = Rugosidad debido al material de conducción.

r_h = Radio hidráulico de la sección.

S_0 = Pendiente del fondo del canal.

(si se supone régimen uniforme)

Sustituyendo la ecuación (2) en la ecuación (1) tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S_0^{1/2} \quad (4)$$

donde:

A = Área del conducto.

r = Radio hidráulico del conducto.

S_0 = Pendiente del conducto.

El radio hidráulico está dado en relación al área y el perímetro mojado, es decir:

$$r = \frac{A}{P} \quad (5)$$

donde:

A = Area del conducto.

P = Perímetro mojado de la sección.

Y la pendiente (s) cuando no es dato se puede calcular, con la expresión (Manning):

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 \quad (6)$$

donde:

V = Velocidad de desplazamiento del fluido.

n = Rugosidad que caracteriza al material que forma el conducto así como las condiciones de acabado en la superficie de desplazamiento.

r = Radio hidráulico correspondiente.

El cálculo de la pendiente en un conducto es muy importante, pues una variación en ella; modificaría las condiciones de circulación del flujo, específicamente la velocidad. La pendiente es una inclinación con respecto a la horizontal, que al multiplicarla por una longitud (L) proporciona la altura (ΔZ) debido a la variación de la pendiente, o sea:

$$\Delta Z = S \Delta L \quad (7)$$

donde:

ΔL = Longitud del conducto.

Las otras variables se han definido anteriormente.

En la circulación del flujo a superficie libre como es la -- condición de algunas obras de toma que trabajan bajo estas circun- tancias, conocer las condiciones críticas es de mucha utilidad, - aplicando la ecuación:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (8)$$

donde:

Q = Gasto de diseño.

g = Aceleración de la gravedad.

A = Area de la sección.

T = Ancho de la superficie libre del agua.

dado que el gasto de diseño (Q) es un dato conocido, así como la aceleración de la gravedad (g), el término de la izquierda se vuelve constante, por lo que sumando tirantes hasta igualar - al término constante se obtendrá la solución.

En obras de toma, donde los elementos de control empleados - son compuertas, es necesario que, inmediatamente aguas abajo del - cuerno de la misma, se suministre una cantidad de aire, para pro- teger al equipo de los efectos de cavitación; tal cantidad de ai- re aumenta o disminuye según la abertura del mecanismo y ésta a - su vez está en función de la carga hidráulica disponible en el

almacenamiento, por lo tanto las dimensiones del ducto se calcularán -- cuando la demanda de aire sea máx., lo que sólo se presenta cuando la abertura del elemento de control se encuentra trabajando para una carga hidráulica máxima. Por lo que la demanda de aire se obtendrá mediante la ecuación, tomado del U.S.A.E.

$$B = 0.06 (F_r - 1)^{1.03} \quad (9)$$

donde:

B = Coeficiente de relación entre el gasto de aire y el gasto de agua.

F_r = Número de FROUDE.

por lo tanto:

$$B = \frac{Q_{aire}}{Q_{agua}} \quad (10)$$

y el número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (11)$$

donde:

V = Velocidad del flujo en la sección.

g = Aceleración de la gravedad.

y = Tirante en la sección.

El número de Froude tiene gran aplicación como se explicó en el capítulo III, para el diseño de estructuras eliminadoras de energía. Además es un parámetro que nos ayuda a determinar el tipo de circulación en un conducto, en comparación con la unidad, para tres condiciones diferentes, es decir: para

$F_r < 1$, el régimen es subcrítico.

$F_r = 1$, el régimen es crítico.

$F_r > 1$. el régimen es supercrítico.

Así tenemos una idea clara acerca del régimen que se manejará en el conducto.

V.5,2.- TEOREMA DE BERNOULLI.

El teorema de Bernoulli, es aplicable para conocer las condiciones de carga en dos secciones previamente elegidas, en conductos tanto a circulación libre como para conductos a circulación forzada, y la carga hidráulica en la primera sección será igual a la segunda más la suma de pérdidas, cuya expresión es:

$$H_i = H_{(i+1)} + H_{V(i+1)} + \sum h_{f,i,(i+1)} \quad (12)$$

donde:

i = Sub-índice de la primera sección.

$(i+1)$ = Sub-índice de la segunda sección.

H_i = Carga hidráulica en la primera sección.

$H_{(i+1)}$ = Tirante en la segunda sección.

$H_{v(i+1)}$ = Carga de velocidad en la segunda sección.

$\Sigma h_{L, (i+1)}$ = Suma de pérdidas entre las dos secciones.

La carga de velocidad es:

$$H_{v(i+1)} = \frac{V_{(i+1)}^2}{2g} \quad (13)$$

donde:

$V_{(i+1)}$ = Velocidad en la sección.

g = Aceleración de la gravedad.

Las pérdidas para conductos a circulación libre son; usando la fórmula de Manning.

$$\Sigma h_{L, (i+1)} = \frac{\left(\frac{V_i n_i}{R^{2/3}}\right)^2 + \left(\frac{V_{(i+1)} n_{(i+1)}}{R_{(i+1)}^{2/3}}\right)^2}{2} L_{(i+1)} \quad (14)$$

n_i = Rugosidad del conducto en la sección.

$L_{(i+1)}$ = Longitud del tramo.

La ecuación (14) difiere de la ecuación (7), pues la primera toma como base los dos puntos elegidos, en tanto que la segunda,

está referida a un punto.

En cuanto a las pérdidas en conductos forzados se verán más adelante.

V.5,3.- DIMENSIONES DE LA COMPUERTA.

Las dimensiones de la compuerta están determinadas por el gasto (Q) requerido aguas abajo de la obra de toma. Considerando que el funcionamiento de la compuerta es análogo al de un orificio de pared delgada, podemos emplear la ecuación (3):

$$Q = c_d A \sqrt{2g H}$$

Como los datos son conocidos por los cálculos hechos a priori, exento A. Entonces; si despejamos A (área) la ecuación será:

$$A = \frac{Q}{c_d \sqrt{2g H}} \quad (15)$$

Una vez conocida el área necesaria de compuerta para controlar las descargas, según las condiciones de la obra de toma y las cargas hidrostáticas se hará la elección del material para su fabricación.

V.6.- PÉRDIDAS POR CONDUCCION.

Las pérdidas de carga por los conductos en obras de toma, son principalmente por el rozamiento entre el agua y las paredes del conducto, las pérdidas producidas por las rejillas, por obstrucción, así como por contracción a la entrada, los cambios de dirección y las reducciones producidas por los órganos de control como son: válvulas y compuertas.

Tomando como muestra la figura No. 2, y aplicando el teorema de Bernoulli podemos escribir:

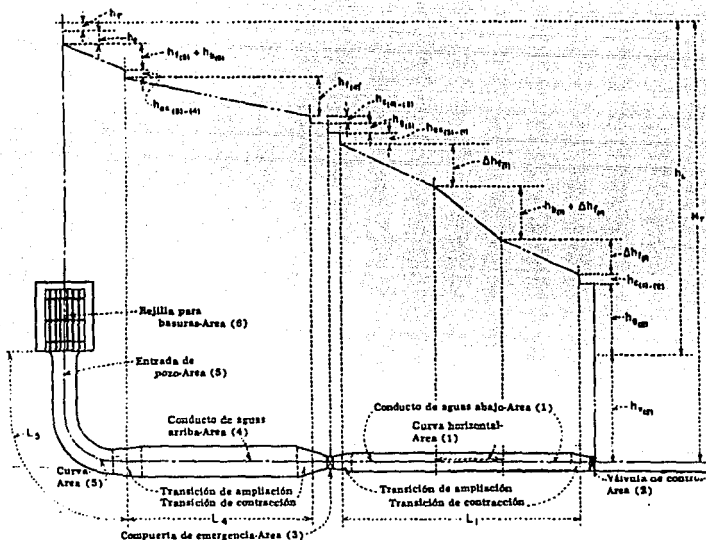


FIG. No. 2. PÉRDIDAS DE CARGA EN CONDUCTO CERRADO.

$$H_t = H_p + H_v \quad (16)$$

donde:

H_t = Carga necesaria.

H_p = Pérdidas en el sistema.

H_v = Carga de velocidad.

La carga total (H_t) es igual a la carga de velocidad más la suma de todas las pérdidas que ocurren en el conducto. Cuando las salidas son de descarga libre (H_t) se mide de la superficie del agua al centro de la válvula de salida o de la abertura. Si el conducto de salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua de descarga.

Sustituyendo en la ecuación (16) las pérdidas:

$$H_t = H_r + H_e + H_b + H_{\delta_5} + H_{ex(3-4)} + H_{\delta_4} + H_{c(4-3)} \\ + H_{\delta_3} + H_{ex(3-1)} + H_{\delta_1} + H_{b_1} + H_{c(1-2)} + H_{\delta_2} + H_{c_2} \quad (17)$$

donde:

H_r = Pérdidas por rejilla.

H_e = Pérdidas por entrada.

H_b = Pérdidas por cambio de dirección.

H_c = Pérdidas por reducción.

H_{ex} = Pérdidas por expansión.

H_g = Pérdida por compuertas o válvulas.

H_f = Pérdidas por fricción.

H_s = Pérdidas por salida.

Los subíndices se refieren a los componentes, transiciones y tramos en que existen pérdidas.

Al sustituir el valor de las pérdidas (usando la fórmula de Darcy para la fricción):

$$\begin{aligned}
 H_T = & K_r \left(\frac{V_r^2}{2g}\right) + K_e \left(\frac{V_e^2}{2g}\right) + K_{b_s} \left(\frac{V_s^2}{2g}\right) + f \frac{L_s}{D_s} \left(\frac{V_s^2}{2g}\right) \\
 & + K_{ex} \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g}\right) + f \frac{L_e}{D_e} \left(\frac{V_e^2}{2g}\right) + K_c \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g}\right) \\
 & + K_g \left(\frac{V_g^2}{2g}\right) + K_{ex} \left(\frac{V_g^2}{2g} - \frac{V_i^2}{2g}\right) + f \frac{L_1}{D_1} \left(\frac{V_i^2}{2g}\right) \\
 & + K_{b_1} \left(\frac{V_i^2}{2g}\right) + K_c \left(\frac{V_i^2}{2g} - \frac{V_e^2}{2g}\right) + K_g \left(\frac{V_i^2}{2g}\right) + K_v \left(\frac{V_i^2}{2g}\right) \quad (18)
 \end{aligned}$$

donde:

K_r	=	Coficiente de pérdidas en rejillas.
K_e	=	" " " por entrada.
K_{b_s}	=	" " " " dirección.
f	=	" " " " fricción (Darcy).
K_{ex}	=	" " " " expansión.
K_c	=	" " " " reducción.

K_g = Coeficiente de pérdidas por compuerta.

K_v = Coeficiente de pérdidas por salida.

Si elegimos una velocidad arbitrariamente, la ecuación (18) se puede simplificar, por ejemplo si las diferentes cargas de velocidad en el sistema mostrado en la figura No. 2, se relacionan con el área (1) en el sistema de aguas abajo la conversión para un valor "X" será el siguiente:

como:

$$Q = va = v_1 a_1 = v_x a_x$$

$$a_1 v_1^2 = a_x^2 v_x^2 \quad y$$

$$\frac{a_1^2 v_1^2}{2g} = \frac{a_x^2 v_x^2}{2g}$$

por lo tanto:

$$\frac{v_x^2}{2g} = \left(\frac{a_1}{a_x}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g}, \text{ la ecuación (18) se transforma.}$$

$$H_T = \frac{v_1^2}{2g} \left[\left(\frac{a_1}{a_6}\right)^2 K_x + \left(\frac{a_1}{a_5}\right)^2 (K_c + K_{b_5} + f \frac{L_5}{D_5} K_{ex}) \right]$$

$$+ \left(\frac{a_1}{a_4}\right)^2 \left(f \frac{L_4}{D_4} + K_{ex} + K_c \right) + \left(\frac{a_1}{a_1}\right)^2 (K_c + K_g + K_{ex})$$

$$+ \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 (K_c + K_g + K_v) \quad (19)$$

Aun más, si los términos dentro de las llaves los representamos por (K_p) la expresión será:

$$H_t = K_p \frac{v_1^2}{2g} \quad (20)$$

pero:

$$Q = a_1 v_1 \text{ y } v_1^2 = \frac{2gH_t}{K_p} \text{ , } v_1 = \sqrt{\frac{2gH_t}{K_p}}$$

$$Q = a_1 \sqrt{\frac{2gH_t}{K_p}} \quad (21)$$

Esto significa que el gasto al final del conducto de la obra de toma tendrá que estar afectado por las pérdidas totales a lo largo del conducto.

VI.6.1.- PÉRDIDAS POR REJILLA.

Estas pérdidas se presentan cuando el agua atraviesa las rejillas, la fórmula más usual es la siguiente:

$$H_T = K_B \left(\frac{e}{b} \right)^3 \text{Sen } \gamma \frac{v_0^2}{2g} \quad (22)$$

donde:

e = Espesor de las rejillas.

b = La separación entre el paño interior de las mismas.

γ = El ángulo formado por el plano de las rejillas y

la horizontal.

V_0 = Velocidad del fluido inmediatamente antes de la rejilla.

β = Coeficiente que varía según la forma de las rejillas.

K = Coeficiente que toma en cuenta el grado de obstrucción por basura ($K = 4$, para un 50% de obstrucción)

g = Aceleración de la gravedad.

Valores de β para las diferentes formas:

β	FORMA
2.42	Rectangular.
1.83	Aristas redondeadas.
1.63	Adelgazados en su extremo final.
1.79	Circular.

V.6,2.- PERDIDAS POR ENTRADA.

Las pérdidas por entrada están en función de la forma de las estructuras que componen el sistema, si éstas son redondeadas o -- con aristas, se calcula con la fórmula siguiente:

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad (23)$$

donde:

V = Velocidad del fluido.

g = Aceleración de la gravedad.

K_e = Coeficiente de la sección.

K_e es un valor que oscila entre el siguiente rango: $0.05 \leq K_e \leq 0.5$

0.05, Para entrada obstruida.

0.5, Para aristas a 90° o aristas vivas.

Ver figura No. 1, para otros valores de K_e .

V.6.3.- PÉRDIDAS POR REDUCCIÓN.

Las pérdidas por reducción, se presentan cuando el fluido pasa al través de una sección a otra de menor diámetro, se presentan dos posibilidades en la evaluación: una si la reducción es brusca y otra si la reducción es gradual.

a) Reducción brusca. Cuando ésta reducción se presenta, la pérdida se calcula con la fórmula:

$$H_c = K_c \frac{V_m^2}{2g} \quad (24)$$

donde:

V_m = Velocidad media, en el tubo de diámetro más pequeño.

K_c = Coeficiente adimensional que depende de la relación d/D .

d = Diámetro menor.

D = Diámetro mayor.

g = Aceleración de la gravedad.

La K_c se obtiene, al leer su valor correspondiente, en el coeficiente entre el diámetro de tubo menor (d) y el diámetro del tubo mayor, cuyos valores aparecen en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

RELACION d/D	VALOR DE K_c
0.10	0.46
0.20	0.44
0.30	0.42
0.40	0.38
0.50	0.34
0.60	0.28
0.70	0.21
0.80	0.14
0.90	0.06

b) Reducción gradual: Si en cambio la reducción es gradual, el resultado está en función del ángulo formado entre las dos secciones:

$$K'_c = K_c \frac{V_2^2}{2g} \quad (25)$$

donde:

V_s = Velocidad del tubo mayor.

K'_C = Coeficiente dado en función del ángulo de reducción α° :

g = Aceleración de la gravedad.

Los valores de K'_C se leen en la Tabla No. 3.

TABLA No.

VALOR DEL ANGULO α°	VALOR DE K'_C
5	0.06
15	0.18
20	0.20
25	0.22
30	0.24
45	0.30
60	0.32
75	0.34

V.6.4.- PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCION.

En la conducción del fluido, es muy difícil encontrar condiciones óptimas para que el paso de un punto a otro sea en línea -- recta, en la mayoría de los casos habrá cambios de dirección, estos cambios restan energía al fluido, ocasionando las pérdidas por

cambios de dirección. En este caso hay que distinguir dos posibilidades. Cambio brusco y cambio gradual.

a) CAMBIO BRUSCO.

Si el cambio de dirección es brusco la pérdida vale:

$$H_b = K_b \frac{|\Delta v|^2}{2g} \quad (26)$$

donde:

Δv = El incremento de velocidad (vectorial)

K_b = Coeficiente que varía de $0.7 < K_b < 1$, según la variación de Δv .

g = Aceleración de la gravedad.

b) CAMBIO GRADUAL.

Si el cambio de dirección es gradual, se presenta un coeficiente por deflexión y la pérdida vale:

$$H_b = \eta K_c \frac{V^2}{2g} \quad (27)$$

donde:

V = Velocidad del flujo.

g = Aceleración de la gravedad.

K = Coeficiente que depende de la relación r/D .

r = Radio de la curva.

D = Diámetro del tubo.

η = Coeficiente adimensional que depende de la deflexión.

La K_c es un coeficiente que carece de dimensiones, y su valor es obtenido de la relación que se establece al dividir el radio (r) de la curva el diámetro del tubo, η depende del ángulo de la curva, los valores se leen en la tabla No. 4.

TABLA No. 4

VALORES DE

r/D	K	0°	η
1	0.52	10	0.2
2	0.29	20	0.4
4	0.23	30	0.5
6	0.18	40	0.7
10	0.20	60	0.85
		90	1.00
		135	1.15
		150	1.20
		180	1.30

V.6.5.- PERDIDAS POR AMPLIACION.

Así como la reducción, la ampliación también tiene un efec-

to que resta energía al fluido en su paso por este punto. Razón por la que hay que tomar en cuenta éstas pérdidas que se calculan mediante la fórmula de GIBSON,

$$H_{ex} = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right) K_{\alpha} \frac{V_G^2}{2g} \quad (28)$$

donde:

A_2 = Area del tubo mayor.

A_1 = Area del tubo menor.

K_{α} = Coeficiente que está en función del ángulo de ampliación.

V_G = Velocidad del fluido.

g = Aceleración de la gravedad.

La K_{α} es el coeficiente adimensional que depende del ángulo con que se efectúa la ampliación, y sus valores se leen en la Tabla No. 5.

TABLA No. 5

VALORES DE	VALORES DE
α_0	K_{α}
6	0.14
10	0.20
15	0.30
20	0.40
30	0.70
40	0.90
50	1.00
60-90	1.10

V. 6,6.- PERDIDAS POR FRICCION,

Las pérdidas por fricción debido a la resistencia producida por el rozamiento en conductos grandes, las podemos determinar empleando la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (29)$$

donde:

f = Coeficiente de fricción.

L = Longitud del conducto.

D = Diámetro del conducto.

v = Velocidad del flujo.

g = Aceleración de la gravedad.

Para sección circular.

Cuando la sección transversal del conducto tiene forma de herradura o rectangular, la expresión (29) se puede aplicar, reemplazando el diámetro D por $4r$ (pues para sección circular $r=D/4$). Se pueden usar otras fórmulas como la de Manning para calcular las pérdidas por fricción, cuya expresión es la siguiente, (en sistema métrico)

$$h_f = \frac{v^2}{R^{2/3}} L \quad (30)$$

Donde (n) toma valores máximos y mínimos según el material. Como se ve a continuación.

CONDUCTO	VALOR MAX.	VALOR MIN.
tubo colado en el lugar.	0.015	0.010
tubo de acero con juntas soldadas.	0.012	0.009
túneles en roca sin revestir.	0.040	0.025

VI.6,7.-PERDIDAS POR COMPUERTAS Y VALVULAS.

Cuando las compuertas están montadas a la entrada del conducto de manera que funcionan completamente abierta y no interfiere en las condiciones de la entrada, prácticamente no existen pérdidas.

La Tabla No. 6 da coeficientes que se aplican cuando la compuerta está montada de modo que el chorro no sufra contracción y solamente la parte superior se contrae. En las compuertas parcialmente abiertas, el coeficiente de pérdidas dependerá de la contracción en la parte superior, su valor se aproximara a 1.00 como se observa en la tabla No. 6.

Cuando una compuerta está montada en un conducto de manera que el piso, costado y el techo, tanto aguas arriba como aguas abajo, forman un conducto continuo con la abertura de la compuerta, sólo será necesario considerar las pérdidas debidas a las guías de la compuerta, para las cuales se puede suponer

un valor de kg. que no excede de 0.1.

En cuanto a válvulas, los coeficientes de pérdidas aumentarán a medida que las válvulas estén poco abiertas. El U.S.B.R. da coeficientes para válvulas de compuerta parcialmente abiertas que son 1.15 cuando están abiertas al 75%, 5.6 para la mitad y 24.0 para la cuarta parte.

Los valores de kg. para válvulas de mariposa, cuando están completamente abiertas es de aproximadamente 0.15; los valores varían de 0.1 a 0.25, según el espesor de la hoja de la válvula con relación al área bruta. Para válvulas de aguja, de chorro hueco y de chorro divergente, que se usan como elementos de control en el extremo de la tubería forzada de obras de toma, pueden tenerse coeficientes de 0.1, 0.3 y 0.4 respectivamente, considerándolas totalmente abiertas.

TABLA No. 6

	Coeficiente C			Coeficiente de pérdida K.		
	Máximo	Mínimo	Medio	Máximo	Mínimo	Medio
(a) Compuerta en pared delgada—sin suprimir la contracción	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Compuerta en pared delgada — contracción suprimida en los lados y en el fondo81	.68	.70	1.20	0.50	1.00
(c) Compuerta en pared delgada—aristas redondeadas95	.71	.82	1.00	.10	0.50
(d) Entradas con aristas rectangulares65	.77	.82	.70	.40	.50
(e) Entradas con aristas ligeramente redondeadas92	.79	.90	.60	.18	.10
(f) Entradas con aristas completamente redondeadas96	.88	.95	.37	.08	.10
20.15						
(g) Entradas con forma de bocinas circulares98	.83	.88	.10	.04	.05
(h) Entradas con formas de bocinas rectangulares97	.91	.93	.20	.07	.16
(i) Entradas con bordos que sobresalen hacia adentro80	.72	.75	.93	.50	.80

COEFICIENTES DE DESCARGA Y DE PERDIDAS PARA LAS ENTRADAS DE LOS CONDUCTOS.

V.6,8.- PERDIDAS POR SALIDA.

Las pérdidas por salida (H_s) generalmente no se recuperan -- cuando el conducto descarga libremente, cuando está sumergido o -- corre sobre el niso el coeficiente de pérdida vale 1.0.

O podrá calcularse con mayor precisión con la fórmula:

$$H_s = K \frac{(V_s - V_2)^2}{2g} \quad (31)$$

donde:

V_s = Velocidad de salida.

V_2 = Velocidad aguas abajo de la salida.

K = Se lee en la tabla No. 7 y está en función de A_s/A_1

A_s = Area de salida.

A_1 = Area de llegada.

g = Aceleración de la gravedad.

Ver figura No. 10

TABLA No. 7

COEFICIENTE DE PERDIDAS POR SALIDA

$\frac{A_s}{A_1}$	K
0.1	0.83

continua Tabla No. 7

$\frac{A_2}{A_1}$	K
0.2	0.84
0.3	0.85
0.4	0.87
0.5	0.88
0.6	0.90
0.7	0.92
0.8	0.94
0.9	0.965
1.0	1.000

si la descarga es el medio ambiente:

$$V_2^2 = 0, \quad F_v = \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{para } A_2 = A_1$$

V.7.- CALCULO HIDRAULICO Y FUNCIONAMIENTO DE UNA OBRA DE TOMA EN CIRCULACION LIBRE.

El procedimiento del cálculo hidráulico y funcionamiento de una obra de toma en circulación libre, tiene como finalidad; ejemplificar los pasos a seguir para determinar las condiciones hidráulicas a través de las cuales circulará el flujo. Así tenemos

que, una vez determinada la cantidad de agua requerida, aguas abajo del lugar en que se ha -- ubicado el eje de la presa, y, el tiempo en que debe suminis-- trarse dicho gasto, quedan fija-- das las condiciones del nivel -- de aguas máximas y mínimas del embalse. Estas condiciones tie-- nen relación directa con las curvas de elevaciones-capacidades y ele-- vaciones-áreas, determinadas tras previos estudios topográficos -- efectuados en la zona. Conocidos los datos anteriores, se fija el umbral de la obra de toma, como se hizo referencia en capítulos anteriores corresponde a la capacidad para azolves más un 10% de la capacidad útil.

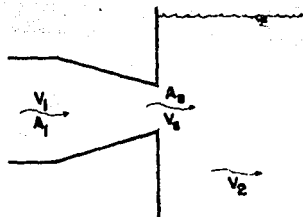


FIG. No. 9. CONDICION DE PERDI-- DAS POR SALIDA.

La carga hidráulica máxima y mínima, son las condiciones ex-- tremas bajo las cuales el conducto no debe ahogarse, por lo que -- los datos hidráulicos para dichos cálculos son:

Elevación del umbral de la toma.

Elevación de aguas mínimas.

Elevación de aguas máximas.

Gasto requerido o de diseño.

V.7.1.- CALCULO HIDRAULICO BAJO CARGA HIDROSTATICA MINIMA.

El cálculo hidráulico de la obra de toma, bajo carga hidrostática mínima, es con el fin de verificar que con dicha carga, - se satisface el gasto de demanda y la abertura de la compuerta no rebasa las dimensiones del conducto, al mismo tiempo, que éste no se ahogue, pues cuando la carga es mínima, la velocidad disminuye y aumenta el área transversal de la vena líquida. El área de las rejillas se calcula, conocido el gasto y fijando una velocidad de naso, aplicando la ecuación (2) haciendo la corrección correspondiente por su inclinación con la horizontal. Las dimensiones de la compuerta, se obtienen con los datos conocidos y aplicando la ecuación (1). A través de éstos cálculos quedan fijadas las condiciones en el umbral del conducto, al mismo tiempo se calcula el gasto de aire y el área del conducto que demandan las condiciones de descarga, con la ecuación (9). Al pasar el fluido por la compuerta prácticamente se fijan las condiciones de circulación del conducto.

Dado que por condiciones del problema, el conducto tendrá -- que trabajar como canal, es menester calcular las condiciones normal y críticas como parámetros de comparación contra las condiciones del flujo. Estas se obtienen aplicando el Teorema de Bernoulli (11) en tramos fijados de antemano, a lo largo del conducto, dando como resultado el perfil del flujo, dentro del conducto.

V.7,2.- CALCULO HIDRAULICO BAJO CARGA HIDROSTATICA MAXIMA.

Los mismos procedimientos para el cálculo hidráulico de una obra de toma bajo carga hidrostática mínima, se efectúan para las condiciones de carga hidrostática máxima. Con la única diferencia establecida en la cantidad de aire necesaria en la ventilación de la compuerta aguas abajo, dado que la descarga que se efectúa es más fuerte, el gasto de aire que demanda es mayor y por lo tanto el área del conducto crece, predominando ésta sobre la que se obtuvo para carga hidrostática mínima. Ya que tenemos definidas las condiciones de descarga aguas abajo de la compuerta. Aplicando el teorema de Bernoulli en tramos sucesivos también obtenemos el perfil del flujo en el interior del conducto. Es claro que si bajo condiciones de carga mínima no se ahoga el conducto, tampoco se ahogará para condiciones de carga máxima, pero es necesario efectuar estos cálculos, pues con ellos se obtendrán las condiciones en la descarga para proceder al cálculo y diseño de la estructura eliminadora de energía. Considerando necesario aclarar que; si las condiciones de circulación en el canal son menores que las críticas el flujo será supercrítico y el procedimiento de cálculo se hará de aguas arriba hacia aguas abajo, pero si el tirante es mayor que el crítico, las condiciones serán subcríticas y los cálculos se harán de aguas abajo hacia aguas arriba. Este concepto será comprendido en el capítulo siguiente donde se presentarán ejemplos de aplicación.

V.7,3.- CALCULO DE LA ESTRUCTURA DISIPADORA DE ENERGIA.

Al cálculo de la estructura disipadora de energía, se procede una vez obtenidas las condiciones del flujo para carga máxima - en la descarga del conducto aguas abajo de la obra de toma. Tales datos son: el tirante, la velocidad, la carga de velocidad, el área, radio hidráulico y el perímetro mojado. Como se conocen las condiciones hidráulicas en el canal de conducción, después de la estructura eliminadora, es decir; la superficie libre del agua en el canal como punto de referencia.

Entonces se plantea sucesivamente el teorema de Bernoulli, - del punto de descarga hacia el fondo de la estructura, suponiendo valor de (Z_i) , teniendo como resultado el nuevo tirante $(Y_{(i+1)})$, por cada tirante que se obtiene; se calcula su conjugado mayor. Cuando el conjugado mayor sea igual al nivel de la superficie libre del agua, se ha obtenido la profundidad de la estructura, es decir: Planteamos Bernoulli:

$$Z_i + Y_i + \frac{V_i^2}{2g} = Y_{(i+1)} + \frac{V_{(i+1)}^2}{2g} + \Sigma h_{L,(i+1)} \quad (32)$$

Dado que los términos (i) son datos conocidos y por ende --- constantes, las pérdidas por ser muy pequeñas puede considerarse - que valen cero, la ecuación (32) queda:

$$Y_{(i+1)} + \frac{V_{(i+1)}^2}{2g} = \text{cte.} \quad (33)$$

sustituyendo el valor de la velocidad (V), por medio de la ecuación (2) tenemos:

$$Q = \frac{V}{A} \quad (2)$$

despejando: $V = \frac{Q}{A} \quad (34)$

pero si tomamos un gasto unitario para facilitar los cálculos lo que es posible cuando la sección es rectangular.

$$q = \frac{Q}{B} \quad (35)$$

y

$$A = Y \times l \quad (36)$$

sustituyendo (36) y (35) en (34) y luego en (33):

$$V = \frac{q}{Y} \quad (37)$$

$$V = \frac{q^2}{Y^2} \quad (38)$$

de donde:

$$Y_{(i+1)} \frac{q^2}{Y_{(i+1)}^2 Z_R} = \text{cte.} \quad (39)$$

Suponiendo valores de $Y_{(i+1)}$ y resolviendo la expresión (39)

hasta igualar los dos términos, se tendrá la nueva $Y_{(i+1)}$, dicha igualdad puede hacerse, vaciando los valores en una tabla como la siguiente:

TABLA No. 8

$Y_{(i+1)}$	$Y_{(i+1)} + \frac{q^2}{2g (i+1)}$	igualdad	Observaciones
(Subuesto)		$\leq 6 =$	cte

de $Y_{(i+1)}$, se obtiene su conjugado mayor con la expresión:

$$Y = \frac{Y_{(i+1)}}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \quad (40)$$

si éste resulta mayor o menor que el nivel de la superficie libre del agua, se supone otro valor de (Z_1) por $(Z_{(i+1)})$ hasta igualar el conjugado mayor que sumado a la profundidad $(Z_{(i+1)})$ debe ser igual al nivel de la superficie del flujo en el canal de descarga. Una vez hecho esto, se ha llegado a la profundidad de la estructura eliminadora. Es importante conocer la longitud de la caída en la descarga, sobre todo para proteger el paramento seco de la cortina aguas abajo, más aún si la presa es de tierra y enrocamiento.

Por lo tanto, descomponiendo la velocidad de salida, en su componente vertical y horizontal, y estableciendo un sistema de ecuaciones paramétricas tenemos:

$$X = V_x t \quad (41)$$

$$Y = V_y t + \frac{1}{2} g t^2 \quad (42)$$

donde:

t = es función del tiempo.

g = aceleración de la gravedad.

FIG. No. 10. COMPONENTES DE VELOCIDAD.

y,

$$V_x = V \cos \theta \quad (43)$$

$$V_y = V \text{ Sen} \theta \quad (44)$$

en que:

V = Velocidad de salida del flujo.

θ = $\text{ang tan } S_0$

despejando a (t) de (41), dejando a (y) en función de (x) y sustituyendo en (42) tenemos:

$$y = f(t)$$

$$t = \frac{x}{V_x} \quad (45)$$

$$Y = V_y \left(\frac{x}{V_x} \right) + \frac{1}{2} g \left(\frac{x}{V_x} \right)^2 \quad (46)$$

En esta ecuación, (y) es la profundidad de la estructura eliminadora; por lo tanto, la solución al sistema de ecuaciones paramétricas, será dando valores de (x) para calcular Y con la ecuación (46), y se llegará a la solución.

V.8.- CALCULO HIDRAULICO Y FUNCIONAMIENTO DE UNA OBRA DE TOMA A CONDUCTO FORZADO.

El cálculo hidráulico y funcionamiento de una obra de toma a conducto forzado, defiere con el de circulación libre en que: el conducto forzado trabaja totalmente ahogado en toda su longitud. El conducto tendrá el diámetro adecuado, para satisfacer la demanda máxima durante el funcionamiento de la obra. Se buscará que, con la carga hidrostática mínima y máxima, se tenga en la descarga, la carga de presión suficiente para satisfacer dicho gasto. Usualmente se escoge para este tipo de obra, un elemento de cierre de emergencia, cuyo diámetro sea igual al diámetro interno del conducto, para tener una circulación libre de obstáculos, cuya colocación puede ser en cualquier punto a lo largo del conducto. Claro; si la colocación es dentro del cuerpo de la cortina, se tendrá que hacer un túnel de acceso para el personal de operación y mantenimiento. En la salida se usan válvulas de las que se habló en el capítulo IV, la operación de estos elementos está en función de la carga existente en el vaso, siendo necesaria la construcción de un elemento que las proteja del deterioro para causas naturales.

El conducto puede ser de diferentes materiales, el cálculo de la área en las rejillas es aplicando la ecuación (2) con una velocidad de paso pequeña de 0.60 m/s, pues se busca en el paso del agua por la rejilla que no haya pérdidas de energía en esta estructura, y además si, por alguna razón llegara un cuerpo flotante a ellas, por su propio peso caiga al fondo, en la zona para azolves.

Para el cálculo de la carga de presión a lo largo del conducto, aplicamos el teorema de Bernoulli en tramos sucesivos fijados previamente, tomando en cuenta todas las posibles pérdidas.

Para el cálculo de la estructura disipadora de energía, se tomarán en consideración, las funciones que desempeñará la obra, las condiciones tonográficas y geológicas aguas abajo de la descarga para elegir la estructura adecuada.

C A P I T U L O VI

"EJEMPLOS DE APLICACION"

VI.1.-INTRODUCCION.

En capítulos anteriores se ha descrito el funcionamiento de los elementos que forman parte en el diseño de una obra de toma, tanto para presas de tierra y enrocamiento como para presas de concreto.

Una aplicación práctica de los conceptos antes mencionados, se verá en seguida.

A continuación se presentan dos ejemplos de obra de toma; - en primer término, veremos el cálculo de una obra de toma alojado en una ladera, en la boquilla de una presa de materiales graduados, controlando las descargas por compuertas y un conducto enterrado funcionando como canal, descargando a un tanque amorti

quador para entregar el flujo a un canal de circulación a régimen lento.

El segundo; es un ejemplo de una toma con conducto ahogado - practicado en el fondo y a través de la cortina de una presa de gravedad empleando como elemento de control válvulas. Con él conducto funcionando a presión y descargando al aire libre, lejos -- más allá del pie de la cortina aguas abajo.

IV.2.- CALCULO HIDRAULICO DE UNA OBRA DE TOMA, TRABAJANDO COMO CANAL EN COMBINACION CON UNA TORRE.

La obra consta de un conducto, sección de portal, que se inicia en una torre de toma donde se alojará la compuerta de control y emergencia. El conducto descargará a un tanque amortiguador, - para disipar la energía del agua, y que a la vez sirve como elemento de conexión con el canal de conducción hacia la zona de aprovechamiento. El conducto deberá estar alojado en zanja y desplantado en material firme; así procuraremos al máximo tener siempre un buen anoyo y evitar asentamientos inconvenientes. La figura -- N^o. 1 muestra la obra de toma del presente ejemplo.

IV.2.- DATOS DE PROYECTO.

Los datos de proyecto son los siguientes:

Elevación del nivel de aguas máx. = 372.00 m.

Elevación de la cresta vertedora.	= 370.50 m.
Elevación del umbral de la toma.	= 345.00 m.
Capacidad para azolves.	= 100'000 000.00 m ³

La localización del umbral de la obra de toma tendrá la sumergencia necesaria para garantizar que no entre aire al conducto, ya que ello implicaría un mal funcionamiento de la estructura, por tanto la estructura de entrada deberá quedar siempre abajo del nivel mínimo del embalse; la determinación del nivel mínimo del embalse es prácticamente una condición que se le fija a la obra de toma para que con éste se garantice un adecuado funcionamiento, - siendo esta condición la correspondiente a la capacidad para azolves más el 10% de la capacidad útil, que entrando a la curva elevaciones-capacidades nos determina el nivel mínimo del embalse.

Capacidad útil.	= 150'000 000.00 m ³
Capacidad para azolves.	= 100'000 000.00 "
	+
10% capacidad útil.	= 15'000 000.00 "
TOTAL.	= 115'000 000.00 "

Entrando a la curva elevaciones-capacidades, se obtiene una elevación igual a 351.00 m. y de la misma curva para la capacidad de azolves nos da una elevación igual a:

Elevación del umbral de la toma.	= 345.00 m.
Elevación de carga mínima.	= 351.00 "

Tenemos por tanto una carga mínima, de la diferencia entre la elevación de la carga mínima y la elevación del umbral de la toma.

Elevación de carga mínima	=	351.00 m.
Elevación del umbral	=	345.00 m.
Carga mínima	=	6.00 m.

Carga que deberá ser suficiente para satisfacer una demanda - de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, según las condiciones de riego estimadas.

El nivel de máxima carga sobre la toma, será la que corresponde a la capacidad total del vaso ($1,250'000 \text{ 000.00 m}^3$) es decir la elevación a la que se encuentra colocada la cresta del vertedor.

Nivel de carga máxima	=	370.50 m.
-----------------------	---	-----------

Resumen de datos:

Elevación del umbral.	=	345.00 m.
Elevación aguas min.	=	351.00 "
Elevación aguas máx.	=	370.50 "
Gasto de proyecto (Q)	=	$30.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.3.- CALCULO HIDRAULICO DE LA TOMA.

3,a.- TRABAJANDO BAJO CARGA HIDROSTATICA MINIMA.

Para dimensionar las rejillas, compuertas, verificar que -

con la carga mínima se satisface el gasto de proyecto y obtener el perfil del flujo en el túnel para que este trabaje como canal. Una vez que tenemos la carga mínima igual a $H_{\min} = 6.00 \text{ m}$.

VI.3,a-1.- AREA DE REJILLAS.

Hidráulicamente se proporcionará la rejilla de modo que la velocidad de paso a través de ella esté entre 0.60 y 1.00 m/s, por lo que su altura no deberá rebasar el nivel de carga mínima. Por la ecuación de continuidad,

$$Q = VA \quad (1)$$

$$A = \frac{Q}{V}, \quad Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}, \quad V = 0.60 \text{ m/s}.$$

$$A = \frac{30.00}{0.60} = 50.00 \text{ m}^2$$

$$A' = 1.25 (A) \quad (2)$$

$$A' = 1.25 (50.00) = 62.500 \text{ m}^2$$

Dado que la rejilla tiene una cierta inclinación con la horizontal figura No. 2 para un ángulo

$\theta = 60^\circ$ el área real será:

$$A_{\text{real}} = \frac{A'}{\text{Sen } \theta} \quad (2')$$

$$A_{\text{real}} = \frac{62.50}{\text{Sen } 60^\circ} = 72.165 \text{ m}^2$$

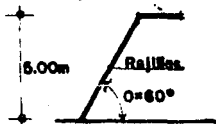


FIG. No. 2. POSICION DE LAS REJILLAS.

ya que la rejilla no puede trabajar descubierta damos una altura menor a la carga mínima, por lo tanto una altura de 5.00 m. satisface la condición anterior.

$$\text{Ancho} = \frac{72.169}{5.00} = 14.434 \text{ m.}$$

si damos a la cara frontal un ancho de 7.00 m. y a las caras laterales 3.75 m. tenemos entonces:

$$7.00 + 2.00 (3.75) = 14.500 > 14.434 \text{ m.}$$

Considerando que bajo la carga mínima debe satisfacer la demanda y trabajar como canal es decir no debe ahogarse el conducto.

VI.3.,a-2.- DIMENSIONES DE LA COMPUERTA Y ABERTURA.

Considerando que la compuerta descarga como un orificio de pared delgada, pero sin contracciones en el fondo ($c_d = 0.7$) y suponiendo que el orificio tenga un ancho de 2.00 m. y una altura de 2.60 m. tenemos:

$$Q = c_c A \sqrt{2gH} \quad (3)$$

$$A = \frac{Q}{c_d \sqrt{2gH}}$$

para $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$, $c_d = 0.7$,

$$y H = 4.70 \text{ m.}$$

$$A = \frac{30.00}{0.7 \sqrt{2(9.81)(4.70)}} = 4.463 \text{ m}^2$$

$$2.00 \times 2.60 = 5.20 \text{ m}^2 > 4.463 \text{ m}^2$$

Se acenta para dar un margen de seguridad en caso de demandas mayores; es decir, las dimensiones de la compuerta serán de 2.00 x 2.60 m. una compuerta de servicio y una de emergencia, cuya posición se observa en la figura No. 1.

Aplicando Bernoulli entre las secciones (1) y (2)

$$H_1 = H_2 + H_{V_2} + \Sigma h_{f_{1-2}} \quad (4)$$

$$H_1 = 351.00 - 345.00 = 6.00 \text{ m.}$$

además la sección de la compuerta como vimos anteriormente será de ancho igual a 2.00 m. y altura igual a 2.60 m. la velocidad en 2 - será de:

$$Q = AV \quad (5)$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{30.00}{2.00 \times 2.60} = 5.769 \text{ m/s}$$

La carga de velocidad:

$$H_{V_2} = \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(5.769)^2}{2(9.81)} = 1.698 \text{ m.}$$

y

$$\sum hf_{1-2} = h_r + h_e \quad (6)$$

donde:

h_r = pérdidas por rejillas.

h_e = pérdidas por entrada.

$$h_r = k_B \left(\frac{e}{b}\right)^{4/3} \text{Sen}^2 \gamma \frac{V^2}{2g} \quad (7)$$

donde:

$$\gamma = \theta = 60^\circ$$

$$\frac{e}{b} = \frac{0.0127}{0.10} = 0.127$$

$$k = 0.4 \text{ rejillas muy obstruidas.}$$

$$B = 2.42 \text{ solera rectangular.}$$

$$V = 0.60 \text{ m/s}$$

$$h_r = 4 (2.42) (0.127)^{4/3} \text{Sen}^2 60^\circ (1.698)$$

$$h_r = 0.020 \text{ m}$$

$$h_e = k_e \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

para una $k_e = 0.25$ por aristas agudas en la hoja de la compuerta y guías laterales

$$h_e = 0.25 (1.698) = 0.425$$

las pérdidas por rejillas podrán despreciarse como se ha visto, ya que tienen velocidades muy pequeñas sustituyendo valores en (6)

$$6.00 = H_2 + 1.698 + (0.020 + 0.425)$$

$$6.00 = H_2 + 2.143$$

$$H_2 = 6.00 - 2.143 = 3.857 \text{ m.}$$

H_2 es el tirante dentro de la torre, que tenemos para satisfacer - la demanda, figura No. 3.

Ya que se determinó la carga hidrostática en (2) podemos conocer las condiciones en (3) y para ello; se calculará la abertura necesaria en la compuerta para que por ella pase el caudal requerido de 30.00 m³/s. Tomaremos como carga sobre el orificio, la energía en (2), es decir la carga de velocidad y el tirante:

$$H_3 = 3.857 + 1.698 = 5.555 \text{ m.}$$

aplicando la fórmula:

$$Q = c_d A \sqrt{2g H_3} \quad (9)$$

donde:

$A = a b$ siendo:

$a =$ abertura de la compuerta.

$c_d =$ coeficiente de descarga igual 0.70.

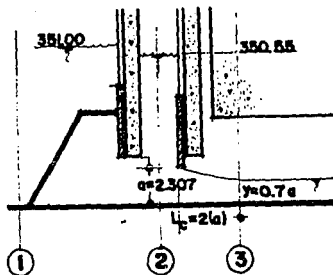


FIG. No. 3. CONDICIONES HIDRAULICAS EN (1), (2) y (3).

b = abertura de la compuerta.

Para fondo plano sin obstrucción: ($c_d = 0.70$)

y substituyendo:

$$Q = c_d ab \sqrt{2g} H_1$$

$$a = \frac{Q}{c_d b \sqrt{2g} H_1} \quad (10)$$

$$\text{con } H_1 = 5.555 - \frac{a}{2}$$

$$a = \frac{30.00}{0.7(2.00)\sqrt{2(9.81)(5.55 - \frac{a}{2})}}$$

$$a^2 = \frac{(4.840)^2 (2)}{11.11 - \frac{a}{2}} = \frac{46.851}{11.11 - \frac{a}{2}}$$

por tanteos $a = 2.307$ m.

Verificando con esta abertura:

$$A = 2.307 \times 2.00 = 4.614 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.7(4.614) \sqrt{2(9.81)(4.402)} = 30.014 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$30.014 \approx 30.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

por lo tanto con una abertura de 2.307 m. y una carga de 4.402 m. el pasto de demanda se satisface.

Y las condiciones en (3) serán:

el tirante en la contracción es:

$$v_3 = 0.70(a) \quad (11)$$

$$v_3 = 0.70(2.307) = 1.615 \text{ m.}$$

tomaremos un ancho de 4.00 m. y supongamos una transición en la entrada del conducto para evitar turbulencias.

el área:

$$A_3 = 1.615 \times 4.00 = 6.460 \text{ m}^2$$

la velocidad:

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{30.00}{6.460} = 4.643 \text{ m/s}$$

el número de Froude,

$$F_{r_3} = \frac{v_3}{\sqrt{g y_3}} \quad (12)$$

$$F_{r_3} = \frac{4.643}{\sqrt{(9.81)(1.615)}} = 1.17$$

$$F_{r_3} = 1.17 > 1$$

como el número de Froude es mayor que 1 el flujo es supercrítico.

La longitud de la contracción será aproximadamente $2(a)$, o sea:

$$L_c = 2(2.307) = 4.614 \text{ m.}$$

VI.3,a-3.- SUMINISTRO DE AIRE. .

Al poner en operación las compuertas, el flujo saldrá enchifonado, produciéndose detrás de la misma y en la parte superior del chorro, una succión que, si no se toman en consideración sus efectos, traería consecuencias desastrosas para el sistema, por lo que es conveniente instalar un conducto mediante el cual se suministre la demanda de aire en dicha zona.

Para ello empleamos la siguiente expresión:

$$\beta = 0.06 (F_r - 1)^{1.03} \quad (13)$$

en que β es la relación entre el gasto de agua y aire.

para:

$$F_r = 1.17$$

$$\beta = 0.06 (1.17 - 1)^{1.03} = 0.015$$

pero:

$$\frac{Q_{\text{aire}}}{Q_{\text{agua}}} = \beta$$

$$Q_{\text{aire}} = \beta Q_{\text{agua}} = 0.015(30.00) = 0.450 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para una velocidad en el aire de 20 m/s.

$$A_a = \frac{Q_{\text{aire}}}{V_{\text{aire}}} \quad (14)$$

$$A_0 = \frac{0.450}{20.00} = 0.023 \text{ m}^2$$

Este valor se comparará con el área necesaria para dar la demanda de aire de una abertura de compuerta con carga máxima, y se tomará el mayor valor.

VI.3,a-4.- CÁLCULO DEL PERFIL DEL FLUJO EN EL CONDUCTO.

Una vez obtenidas las condiciones en (3) y el número de Froude es mayor a 1, por lo tanto tenemos un flujo supercrítico y el cálculo se hará hacia aguas abajo mientras no se rebase el tirante normal, pero además el flujo es variado en todo el conducto ya que no se establece un régimen. Propongamos una pendiente de 0.006 y revisemos, calculando el régimen estable en el canal.

$$Q = V_0 A_0 \quad (15)$$

donde:

$$V_0 = \frac{1}{n} r_0^{2/3} S_0^{1/2} \quad (16)$$

sustituyendo:

$$Q = \frac{A_0}{n} r_0^{2/3} S_0^{1/2} \quad (17)$$

$$A_0 r_0^{2/3} = \frac{Qn}{S_0^{1/2}} = \text{cte.} \quad (18)$$

conocidos Q, n y S.

$$\frac{Qn}{S_0^{1/2}} = \frac{30.00 (0.014)}{(0.006)^{1/2}} = 5.422 = A_0 r_0^{2/3}$$

Por iteraciones:

TABLA No. 1

Y_0 (sumuesto)	h_0	P_0	r_0	$\frac{2}{r_0^3}$	$\frac{h_0^3}{r_0^4}$	Observaciones
2.00	8.000	8.000	1.000	1.000	8.000	> 5.422
1.50	6.000	7.000	0.857	0.902	5.414	= 5.422

el tirante normal es $Y_n = 1.50$ m. contra $Y_1 = 1.54$, la velocidad en régimen uniforme será:

$$v_n = \frac{30.00}{4.00 \times 1.50} = 5.00 \text{ m/s}$$

el régimen es rápido, lo que comprueba lo dicho anteriormente. Si tomemos la altura interior del conducto de 4.00 m. el conducto no trabajará lleno, pues $Y_n < D$

Verifiquemos que se establece el régimen. De la sección (3) hacia aguas abajo, planteando la ecuación del régimen variado, tendremos:

$$v_1 + \frac{V_1^2}{2g} + S_0 \Delta L = v_n + \frac{V_n^2}{2g} + S_f \Delta L \quad (19)$$

$$1.615 + \frac{(4.643)^2}{2(9.81)} + 0.006 \Delta L = 1.50 + \frac{(5.00)^2}{2(9.81)} + S_f \Delta L$$

donde:

$$\overline{S} = \left[\left(\frac{V_1}{r_1} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{r_n} \right)^2 \right] \frac{1}{2} (n)^2 \quad (20)$$

$$(r_1)^2 = \left(\frac{6.160}{7.08} \right)^2 = 0.911$$

$$(r_n)^2 = \left(\frac{6.00}{7.00} \right)^2 = 0.902$$

$$\overline{S} = \left[\left(\frac{4.643}{0.911} \right)^2 + \left(\frac{5.00}{0.902} \right)^2 \right] \frac{1}{2} (0.014)^2 = 0.00556$$

$$1.615 + 1.090 + 0.006 (\Delta L) = 1.50 + 1.274 \cdot 0.00556 (\Delta L)$$

$$2.714 + 0.006 (\Delta L) = 1.50 + 1.274 \cdot 0.00556 (\Delta L)$$

$$0.006 (\Delta L) + 0.00556 (\Delta L) = 2.774 - 2.714$$

$$0.0004 \Delta L = 0.060$$

$$\Delta L = \frac{0.060}{0.0004} = 134.556 \text{ m.}$$

$$\Delta L < 135.00 \text{ m.}$$

Por lo tanto sí, se establece el régimen, por ello el tirante a la salida será el tirante normal.

VI.5.- CALCULO HIDRAULICO DE LA TOMA.

VI.4,a.- TRABAJANDO BAJO CARGA HIDROSTATICA MAXIMA.

Así como para carga mínima, también para carga máxima, se calculará la abertura necesaria en la compuerta para controlar el gas

to de proyecto, además conocer el comportamiento del flujo dentro del túnel para que éste no se ahogue y con ello obtener el tirante y la velocidad con que llega el agua a la salida del conducto y así poder diseñar la estructura de caída hacia la estructura -- amortiguadora, pues de ellos depende el cálculo hidráulico de la misma.

Se considera como carga máxima la correspondiente a la elevación de la cresta vertedora, como lo muestra la figura No. 1.

Aplicando Bernoulli en el tramo (1) - (2) figura No. 3':

$$H_1 = H_2 + H_{V_2} + Eh_{f_{1-2}} \quad (21)$$

$$H_1 = 370.50 - 345.00 = 25.50 \text{ m.}$$

Las pérdidas son por rejillas, por entrada, las dos pérdidas son las mismas calculadas anteriormente para carga mínima, por lo tanto, el nivel del agua dentro de la torre es:

$$H_{V_2} = 1.698 \text{ m.}$$

$$H_2 = 25.50 - (1.698 + 0.020 + 0.425) =$$

$$H_2 = 23.357 \text{ m.}$$

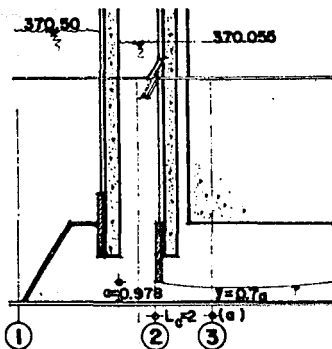


FIG. No. 3'. CONDICIONES EN EL TRAMO (1), (2) y (3).

tomando como carga sobre el orificio igual a:

$$H = 23.357 + 1.698 = 25.055 \text{ m.}$$

$$H = 25.055 \text{ m.}$$

Que es la elevación de la energía sobre el fondo de la torre - que aloja la compuerta de servicio. Para esta carga, calcularemos la abertura de compuerta necesaria.

VI.4,a-1.- ABERTURA DE LA ABERTURA.

Aplicando la ecuación:

$$Q = c_d A \sqrt{2g H_2} \quad (22)$$

donde:

$A = b a$ para a = abertura de compuerta.

$$Q = c_d b a \sqrt{2g H_2}$$

$$a = \frac{Q}{c_d b \sqrt{2g H_2}} \quad \text{para un } c_d = 0.70$$

$$a = \frac{30.00}{0.70(2.00)\sqrt{2(9.81)(25.055 - \frac{a}{2})}} \quad \text{resolviendo por}$$

tanteos:

$$a = 0.978 \text{ m.}$$

Debido a la presencia de la compuerta que al momento de abrir el chorro sufre una contracción, lo cual nos da un tirante menor - que la abertura de la compuerta en (2) como se observa en la figura No. 1. El tirante en (3) está en función de un coeficiente de contracción que a su vez depende de la relación entre el tirante - antes de la compuerta y la abertura de esta. Es decir:

$$C_c = f\left(\frac{a}{H_2}\right),$$

Para el presente problema tomando $c_c = 0.70$ tenemos:

$$Y_3 = 0.70 (0.978) = 0.685$$

será importante conocer el número de Froude que se presenta en (3) y así saber el tipo de flujo que origina esta descarga.

$$A_3 = 0.684 \times 4.00 = 2.736 \text{ m}^2$$

$$V_3 = \frac{30.00}{2.736} = 10.965 \text{ m/s}$$

$$H_{V_3} = \frac{(10.965)^2}{2(9.81)} = 6.128 \text{ m.}$$

$$F_{r_3} = \frac{V}{\sqrt{g Y_3}} = \frac{10.965}{\sqrt{(9.81)(0.685)}} = 4.230$$

$$F_{r_3} \gg 1$$

Dado que el número de Froude es mucho mayor a 1 el flujo es supercrítico. La longitud de la contracción será aproximadamente de:

$$2\alpha = 2 (0.685) = 1.370 \text{ m.}$$

Por tanto, las características en la sección (3) son:

$$Y_3 = 0.685 \text{ m.}$$

$$V_3 = 10.965 \text{ m/s}$$

$$H_{V_3} = 6.128 \text{ m.}$$

Dadas las condiciones del flujo en (3) el cálculo del perfil se hará hacia aguas abajo.

VI.4, a-2.- SUMINISTRO DE AIRE.

Cantidad de aire requerido en la parte superior de la contracción, aplicando la ecuación:

$$\beta = 0.06 (F_{r_3} - 1)^{1.03} \quad (22)$$

$$\beta = 0.06 (4.230 - 1)^{1.03} = 0.21$$

igualando:

$$\beta = \frac{Q_{\text{aire}}}{Q_{\text{agua}}} \quad (23)$$

$$Q_{\text{aire}} = Q_{\text{agua}} \cdot 8$$

$$Q_{\text{aire}} = 30.00 \cdot (0.201) = 6.030 \text{ m}^3/\text{s}$$

para una velocidad del aire igual a 20 m/s.

$$A_a = \frac{6.030}{20.000} = 0.302 \text{ m}^2$$

por lo que:

$$A_a H_{\text{max}} > A_a H_{\text{min}}$$

$$h = \frac{A \cdot (4)}{q} = \frac{0.302(4)}{q} = 0.62 \text{ m.}$$

con un diámetro $\phi = 70 \text{ cm.}$ se satisface la demanda de aire para --
descargas comprendidas entre la carga hidrostática máxima y mínima.

VI.4,a-3.- CALCULO DEL PERFIL DEL FLUJO DENTRO DEL TUNEL.

Dado que hemos conocido las condiciones del flujo en el punto
(3) aplicando Bernoulli en tramos sucesivos aguas abajo obtendremos el perfil buscado.

Aplicando Bernoulli de (3) a (4) como lo muestra la figura --
No. 4.

$$\Delta Z_3 + Y_3 + H_{V_3} = Y_4 + H_{V_4} + \Sigma h_{f_{3-4}} \quad (24)$$

$$0.262 + 0.685 + 6.128 = Y_4 + H_{V_4} + \Sigma h_{6-4}$$

$$7.075 = Y_4 + H_{V_4} + \Sigma h_{6-4} = X$$

dato que:

$$\Sigma h_{6-4} = \left[\frac{\left(\frac{V_4 n}{r_3} \right)^2 + \left(\frac{V_4 n}{r_4} \right)^2}{2} \right] L_{3-4} \quad (25)$$

$$\Sigma h_{6-4} = \left(\frac{0.05 + \frac{V_4 n}{2.73}}{2} \right) (43.630)$$

por iteraciones:

TABLA No. 2

Y_4 (sunuesto)	A_4	P_4	V_4	H_{V_4}	$r_4^{2/3}$	Σh_{6-4}	X	Observ.
0.60	2.400	5.200	12.500	7.964	0.596	3.146	11.710	> 7.075
0.50	2.000	5.000	15.000	11.468	0.541	4.552	16.520	> "
0.70	2.800	5.400	10.714	5.851	0.644	2.449	9.000	> "
0.80	3.200	5.600	9.375	4.480	0.687	2.061	7.341	> "
0.82	3.280	5.640	9.146	4.264	0.695	2.005	7.089	≈ 7.075

Las condiciones en (4) son:

$$Y_4 = 0.820 \text{ m.}$$

$$A_4 = 3.280 \text{ m}^2.$$

$$P_4 = 5.640 \text{ m.}$$

$$V_4 = 9.146 \text{ m/s}$$

$$H_{V_4} = 4.264 \text{ m.}$$

$$r_4^{2/3} = 0.695$$

Aplicando Bernoulli en el tramo (4) - (5):

$$\Delta Z_4 + Y_4 + H_{V_4} = Y_5 + H_{V_5} + \Sigma h_{f_{4-5}} \quad (26)$$

$$0.270 + 0.820 + 4.264 = X$$

$$5.354 = X$$

donde:

$$\Sigma h_{f_{4-5}} = \left(\frac{V_4 n}{r_h} \right)^2 + \left(\frac{V_5 n}{r_s} \right)^2 L \quad (27)$$

$$= \frac{0.034 + r_s}{2} \left(\frac{V_5 n}{r_s} \right)^2 (45.00)$$

Por iteraciones:

TABLA No. 3

Y_5	A_5	P_5	V_5	H_{V_5}	$r_s^{2/3}$	$\Sigma h_{f_{4-5}}$	X	Observ.
(Supuesto)								
0.90	3.600	5.900	8.333	3.539	0.726	1.346	5.785	> 5.354
0.92	3.680	5.840	8.152	3.387	0.734	1.309	1.616	> "
0.95	3.800	5.900	7.895	3.177	0.745	1.261	5.388	≈ 5.354

Condiciones en (5)

$$Y_5 = 0.950 \text{ m.}$$

$$A_5 = 3.800 \text{ m}^2$$

$$P_5 = 5.900 \text{ m.}$$

$$V_5 = 7.895 \text{ m/s}$$

$$H_{V_5} = 3.177 \text{ m.}$$

$$r_s^{2/3} = 0.745$$

Aplicando Bernoulli en el tramo (5) - (6)

$$\Delta Z_5 \quad Y_5 \quad H_{V_5} = Y_6 + H_{V_6} + \Sigma h_{f_{5-6}} \quad (28)$$

$$0.270 + 0.950 + 3.177 = Y_6 + H_{V_6} + \Sigma h_{f_{5-6}}$$

$$4.397 = Y_6 + H_{V_6} + \Sigma h_{f_{5-6}} = X$$

dato que:

$$\Sigma h_{f_{5-6}} = \left[\frac{\left(\frac{V_5 \bar{n}}{R_5^{2/3}} \right)^2 + \left(\frac{V_5 \bar{n}}{R_6^{2/3}} \right)^2}{2} \right] \Delta L \quad (29)$$

$$\Sigma h_{f_{5-6}} = \left(\frac{0.022 + \left(\frac{V_5 \bar{n}}{R_6^{2/3}} \right)^2}{2} \right) (45.00)$$

por iteraciones:

TABLA No. 4

Y_6 (supuesto)	A_6	P_6	V_6	H_{V_6}	$r_6^{4/3}$	$\Sigma h_{f_{5-6}}$	X	Observ.
1.00	4.000	6.000	7.500	2.867	0.762	0.922	4.789	> 4.397
1.02	4.080	6.070	7.353	2.756	0.769	0.898	4.674	< "
1.08	4.320	6.160	6.944	2.458	0.788	0.837	7.375	≈ 4.397

Condiciones en (6):

$$Y_6 = 1.080 \text{ m.}$$

$$A_6 = 4.320 \text{ m}^2$$

$$P_6 = 6.160 \text{ m.}$$

$$V_6 = 6.944 \text{ m/s}$$

$$H_{V_6} = 2.458 \text{ m.}$$

$$r^{2/3} = 0.788 \text{ m.}$$

$$Q = 30.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Datos con los cuales se procede al diseño del tanque amortiguador, el perfil se muestra en la figura No. 4:

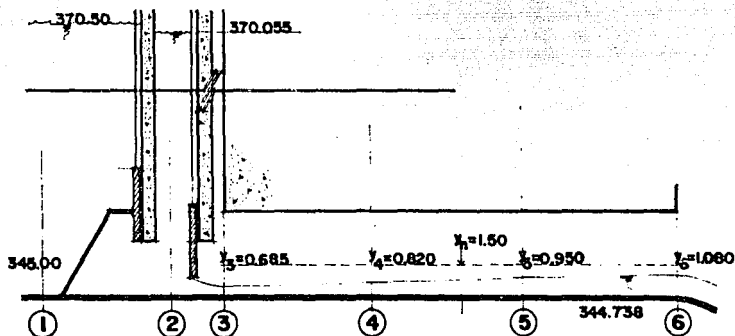


FIG. No. 4. PERFIL DEL FLUJO PARA CONDICIONES DE CARGA MÁXIMA.

El comportamiento del flujo dentro del túnel para carga máxima y mínima, como se muestra en la figura No. 3' v 4, es un perfil que nunca ahoga el conducto. Es decir, bajo cualquier condición de carga contemplada entre las antes mencionadas, el conducto siempre trabaja como canal.

VI. 5.- CALCULO HIDRÁULICO DE LA ESTRUCTURA DISIPADORA DE ENERGIA.

Para el cálculo hidráulico de la estructura disipadora de energía, será necesario conocer las condiciones a las cuales se entrará el agua al canal de conducción hacia la zona de riego. Dado que por condiciones de proyecto conocemos el nivel de superficie libre del agua en canal, de sección rectangular figura No. 5 haciendo referencia a la figura.

Características hidráulicas en (9):

$$Q = A_9 V_9 \quad (30)$$

$$\text{donde } V_9 = \frac{1}{n} r_9^{2/3} S_9^{1/2} \quad (31)$$

conocidos Q , n y S_9 y sustituyendo en (30)

$$Q = \frac{A_9}{n} r_9^{2/3} S_9^{1/2} \quad (32)$$

$$\frac{Qn}{S_9^{1/2}} = A_9 r_9^{2/3} \quad (33)$$

$$\frac{Qn}{S_9^{1/2}} = \frac{30.00 (0.014)}{(0.0004)^{1/2}} = 22.50$$

$$A_9 = 3V_9 (V_9) = 3V_9^2$$

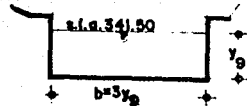


FIG. No. 5 CANAL DE CONDUCCION.

$$n = 0.015$$

$$B = 3 V_9$$

$$S_9 = 0.0004$$

$$P_3 = 3Y_3 + 2(Y_3) = 5Y_3^2$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{3Y_3^2}{5Y_3^2} = \frac{3}{5} Y_3 = 0.60 Y_3$$

$$r_3^{2/3} = (0.6 Y_3)^{2/3} = 0.710 Y_3^{2/3}$$

$$A_3 r_3^{2/3} = 3Y_3^2 (0.710) Y_3^{2/3} = 2.134 (Y_3)^{8/3}$$

$$2.134 (Y_3)^{8/3} = 22.50$$

$$Y_3^{8/3} = \frac{22.50}{2.134} = 10.544$$

$$Y_3 = (10.544)^{3/8} = 2.419 \text{ m.}$$

Las condiciones en (9) serán:

$$Y_3 = 2.419 \text{ m.}$$

$$A_3 = 17.569 \text{ m}^2$$

$$P_3 = 12.040 \text{ m.}$$

$$V_3 = 1.708 \text{ m/s}$$

$$H_{V_3} = 0.149 \text{ m.}$$

dando por lo tanto una profundidad del canal de conducción igual

a:

$$\text{Elev. de la prof. del canal.} = 341.50 - 2.419$$

$$\text{N.F.C.} = 339.081 \text{ m.}$$

Con esta elevación como referencia se inicia el cálculo de la profundidad del tanque amortiguador.

Una vez que se han obtenido las condiciones del flujo en la salida, para condiciones de carga máxima y poderla entregar al canal que la conducirá hacia la zona de riego, es necesario disipar buena parte de su energía. Primero, porque en el momento en que el flujo encuentra una pendiente favorable, aumenta su energía cinética y su energía potencial, adquiriendo gran fuerza que bien en causada proporsiona grandes beneficios, pero en caso contrario causarían grandes daños. Segundo, para poderla entregar al canal de conducción habrá que hacerlo con un régimen lento, pues dichos canales generalmente deben tener pendiente baja, para dominar mayor área de riego, razón por la cual se han realizado numerosos estudios para encontrar las estructuras hidráulicas más favorables para tal fin dando como resultado los tanques amortiguadores, cuyo cálculo se hará a continuación.

VI. 5,1.- NIVEL DE LA ESTRUCTURA.

Ya que hemos conocido las condiciones de descarga y las condiciones en el canal de conducción, por aproximaciones; suponiendo Z y calculando el tirante conjugado mayor del tirante obtenido con la profundidad supuesta, cuando el conjugado mayor sea igual al -- del canal de conducción se llegará a la solución, figura No. 1:

Aplicando Bernoulli de (6) a (7) tendremos un tirante menor (7) y obteniendo su conjugado mayor (8) llegaremos al nivel 341.50

1^{ra}. aproximación:

para $Z_6 = 150$ m.

$$Z_6 + Y_6 + H_{V_6} = Y_7 + H_{V_7} + h_{06-7} \quad (34)$$

$$Z_6 + Y_6 + H_{V_6} = Y_7 + \frac{q^2}{2gY_7^2} \quad (35)$$

dado que: $V_6 = \frac{q}{A_6}$ y $V_7 = \frac{q}{A_7}$

y $V^2 = \frac{q^2}{A^2}$

pero: $A = Y \times 1 = y$ (35')

∴ $V^2 = \frac{q^2}{y^2}$ (35'')

donde $q = \frac{30.00}{4.00} = 7.50 \text{ m}^3/\text{s}$

sustituyendo en (35)

$$1.50 + 1.080 + 2.458 = Y_7 + \frac{Y_7^2}{2g}$$

$$5.038 = Y_7 + \frac{q^2}{2gY_7^2}$$

TABLA No. 5

Y_7 (Sunuesto)	$Y_7 + \frac{2.867}{Y_7^2}$		Observaciones
0.800	5.280	>	5.038
0.850	4.818	<	"
0.820	5.084	≈	5.038

Conjugado mayor de Y_6

$$F_{I_7} = \frac{V_7}{\sqrt{9Y_7}} \quad (36)$$

$$V_7 = \frac{7.50}{0.820} = 9.146$$

$$F_{I_7} = \frac{9.146}{\sqrt{9.81(0.820)}} = 3.225$$

$$F_{I_7}^2 = (3.347)^2 = 10.399$$

$$Y_8 = \frac{Y_7}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_{I_7}^2} - 1 \right) \quad (37)$$

$$Y_8 = \frac{0.820}{2} \left(\sqrt{1 + 8(10.399)} - 1 \right)$$

$$Y_7 = 3.352 \text{ m.}$$

$$\therefore 344.730 - Z_6 + Y_6 = 341.50 \quad (38)$$

$$344.730 - 1.50 + 3.352 = 341.50$$

$$346.582 > 341.50$$

2^{da}. aproximación con el valor de Y_6 es decir:

Para:

$$Z = 3.352 \text{ m.}$$

Substituyendo en (35):

$$3.352 + 1.080 + 2.458 = Y_7 + \frac{q^2}{2g} Y_7^2$$

$$6.830 = Y_7 + \frac{2.867}{Y_7^2} \quad (39)$$

TABLA No. 6

Y_7 (Supuesto)	$Y_7 + \frac{2.867}{Y_7^2}$		Observaciones
0.70	6.551	<	6.830
0.65	7.486	>	6.830
0.68	6.880	=	6.830

Conjugado mayor:

$$F_7 = \frac{9.375}{\sqrt{(9.81)(0.68)}} = 3.630$$

$$F_{I_7}^2 = (3.630)^2 = 13.175$$

$$Y_0 = \frac{Y_7}{2} (\sqrt{1+8F_{I_7}^2} - 1) \quad (40)$$

$$Y_0 = \frac{0.68}{2} (\sqrt{1+8(13.175)} - 1) = 3.167$$

$$Y_0 = 3.167 \text{ m.}$$

$$\therefore 344.730 - Z + Y_0 = 341.50$$

$$344.730 - 3407 + 3.167 = 341.50$$

$$344.490 \neq 341.50$$

3^{ra}. aproximación:

Para:

$$Z = 5.000 \text{ m.}$$

$$Z_0 + Y_0 + H_{V_0} = Y_7 \frac{Q^2}{2gY_7^3} \quad (39)$$

$$5.000 + 1.020 + 2.756 = Y_7 \frac{2.867}{Y_7^3}$$

$$8.776 = Y_7 + \frac{2.867}{Y_7^2} \quad (41)$$

TABLA No. 7

Y_7 (Supuesto)	$Y_7 + \frac{2.867}{Y_7^2}$		Observaciones
0.60	8.564	<	8.776
0.58	9.101	>	8.776
0.59	8.826	≈	8.776

Conjugado mayor:

$$F_{r_7} = \frac{9.375}{\sqrt{(9.81)(0.59)}} = 3.897$$

$$F_{r_7}^2 = (3.897)^2 = 15.185$$

$$v_0 = \frac{0.59}{2} (\sqrt{1 + 8F_{r_7}^2} - 1) \quad (42)$$

$$v_0 = \frac{0.59}{2} (\sqrt{1 + 8(15.185)} - 1) = 2.970$$

$$344.730 - Z + Y_0 = 341.50$$

$$344.730 - 5.000 + 2.970 = 341.50$$

$$342.700 \neq 341.50$$

4^{ta}. aproximación:

Para

$$Z = 6.20 \text{ m.}$$

$$Z_0 + Y_0 + H_{V_0} = Y_7 + \frac{q^2}{2gY_7^2} \quad (35)$$

$$6.20 + 1.020 + 2.756 = Y_7 + \frac{2.867}{Y_7}$$

$$9.976 = Y_7 + \frac{2.867}{Y_7}$$

Por interacción:

TABLA No. 8

Y_7 (Sunuesto)	$Y_7 \pm \frac{2.868}{Y_7}$		Observaciones
0.52	11.123	>	9.976
0.54	10.372	>	9.976
0.55	10.028	>	9.976
0.555	9.863	<	9.976
0.553	9.928	<	9.976
0.552	9.978	=	9.976

Conjugado mayor:

$$F_{T_7} = \frac{9.375}{\sqrt{(9.81)(0.552)}} = 4.031$$

$$F_{T_7}^2 = (4.031)^2 = 16.245$$

$$Y_0 = \frac{0.552}{2} (\sqrt{1 + 8F_{T_7}^2} - 1) \quad (43)$$

$$Y_0 = \frac{0.552}{2} (\sqrt{1 + 8(16.245)} - 1)$$

$$Y_0 = 2.883$$

Por lo tanto:

$$344.730 - Z + Y_0 = 341.50$$

$$344.730 - 6.20 + 2.883 = 341.50$$

$$341.413 = 341.50 \text{ S.L.A.T.}$$

El tanque se pondrá a una profundidad de la caída igual a:

$$344.730 - 6.20 = 338.530 \text{ m. N.F.T.}$$

VI. 5,2.- ESTRUCTURA DISIPADORA DE ENERGIA.

Al nivel del fondo del tanque le sumamos el conjugado mayor de Y_1 y obtenemos que es igual al nivel de la superficie libre del agua correspondiente al canal de conducción, es decir:

$$3.88.530 + 2.883 = 341.413 \text{ m.}$$

que es prácticamente igual a:

$$341.500 \text{ m.}$$

Por lo tanto el escalón del salto es igual a:

$$\Delta Z = Y_8 - Y_9 \quad (44)$$

$$\Delta Z = 2.883 - 2.419$$

$$\Delta Z = 0.464 \text{ m.}$$

Como se especificó en el cap. IV, para números de Froude menores a 4.5, un tanque del tipo I sin dentellones, es el más adecuado, y, la longitud será:

$$L = 6 (Y_8 - Y_7) \quad (45)$$

$$L = 6 (2.883 - 0.552)$$

$$L = 13.986 \text{ m.}$$

Por último, la longitud de la caída, corresponde a una forma parabólica hacia abajo, en donde la velocidad de salida se desintegra en dos componentes, es decir, da origen a un sistema de ecuaciones paramétricas, como se observa en la figura No. 6.

$$a = An \tan S_0 \quad (46)$$

$$v_x = V \cos \theta \quad (47)$$

$$v_y = V \sin \theta \quad (48)$$



donde:

$$S_0 = 0.06.$$

$$V = 6.944 \text{ m/s}$$

$$a = 0.582^\circ$$

$$\cos a = 1.00$$

$$\cos \theta = 1.007$$

$$v_x = 6.944 (1) = 6.944 \text{ m/s}$$

$$v_y = 6.944 (0.007) = 0.049 \text{ m/s}$$

FIG. No. 6. CAIDA DE LA DESCARGA.

Ecuaciones paramétricas:

$$x = v_x t \quad (49)$$

$$y = v_y t + \frac{1}{2} a t^2 \quad (50)$$

Despejando t en (49):

$$t = \frac{x}{v_x} \quad (51)$$

Sustituyendo (t) en (50):

$$y = v_y \left(\frac{x}{v_x}\right) + \frac{1}{2}g \left(\frac{x}{v_x}\right)^2 \quad (52)$$

Sustituyendo valores en (52) con $y = 6.20$ m.

$$6.20 = 0.049 \left(\frac{x}{6.944}\right) + \frac{1}{2} (9.81) \left(\frac{x}{6.944}\right)^2$$

$$6.20 = 0.007 x + 4.905 \left(\frac{x^2}{48.219}\right)$$

$$6.20 = 0.007 x + 0.102 x^2$$

Por aproximaciones y tabulando valores:

TABLA No. 9

X (Supuesto)	X ²	Total	Observaciones
10.000	100.000	10.260	> 6.200
8.000	64.000	6.576	> 6.200
7.000	49.000	5.040	< 6.200
7.800	60.840	6.252	> 6.200
7.700	59.290	6.094	= 6.200

Por lo tanto la longitud de la caída se medirá con respecto al eje (X) valor obtenido en la tabla No. 9:

$$x = 7.700 \text{ m.}$$

Ver figura No. 1.

VI-6.- CALCULO HIDRAULICO DE UNA OBRA DE TOMA, EN CONDUCTO FORZADO.

Se presenta en este ejemplo, el cálculo hidráulico de una obra de toma, a través de un conducto forzado, la presa como se muestra en la figura No. 7 es de concreto, el agua almacenada es descargada al río, utilizando como elementos de control válvulas. La toma es por una tubería que atraviesa la cortina, en el paramento seco aguas abajo de la misma, se encuentran alojadas la casa de válvulas, en ella tenemos una válvula de mariposa que sirve como elemento de cierre de emergencia, justamente después de la válvula, el conducto se divide en dos tramos, de características iguales, teniendo en sus extremos válvulas de aguja, como elementos de control de las extracciones. Se trata de obtener el diámetro de la tubería y válvulas mediante el cual, para carga mínima, se suministre el gasto de diseño, requerido aguas abajo.

Los datos obtenidos por estudios hidrológicos previos, en el lugar donde se planea la ubicación de la obra son:

Elevación del umbral al eje del conducto.	620.20 m.
Elevación de aguas mínimas de operación.	626.40 m.
Elevación de aguas máximas de operación.	650.00 m.
Gasto de diseño.	25.00 m ³ /s

Se efectuará el cálculo para carga mínima, dado que el diámetro obtenido bajo estas condiciones y la abertura de la válvula de control, serán las que proporcionen un gasto máximo requerido hacia aguas abajo.

VI-6.1.- AREA DE REJILLAS.

Va que no tenemos compuertas en la entrada y la única estructura que se encuentra en este punto son las rejillas y como no influye en ellas la carga existente en el embalse, sólo se tendrá cuidado que no lleguen a descubrirse. Se procederá al cálculo del área de las mismas, aplicando la ecuación (53) y con una velocidad de flujo igual a 0.60 m/s tenemos:

$$Q = AV \quad (53)$$

de donde:

$$A = \frac{Q}{V} \quad (54)$$

para:

$$Q = 25.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 0.60 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en (54):

$$A = \frac{25.00}{0.60} = 4.667 \text{ m}^2$$

Como:

$$A = b h \quad (55)$$

para:

$$h = 5.70 \text{ m.}$$

$$b = \frac{41.667}{5.70} = 7.310 \text{ m.}$$

con un ancho frontal de 6.00 m. y en las laterales 0.700 m., entonces:

$$b = 6.00 + (0.700 \times 2.00) = 7.400 > 7.310 \text{ m.}$$

checando el área:

$$A = 5.70 \times 7.400 = 42.180 \text{ m}^2 > 41.667 \text{ m}^2$$

se acepta.

V.6,2.- CALCULO HIDRAULICO DEL DIAMETRO.

Como se observa en la figura No. 7, la entrada del flujo al conducto es directa, prácticamente hasta la válvula de control, aplicando el teorema de Bernoulli entre los puntos (1) y (2) tomando en cuenta el total de pérdidas, dejando toda la ecuación - en función del diámetro, que además es la incógnita buscada, tendremos la solución:

TRAMO (1) - (2)

$$H_1 = H_{v_2} + \Sigma h_{f_{1-2}} \quad (56)$$

donde:

$$H_1 = 6.20 - \frac{\eta}{2}$$

$$H_{V_1} = \frac{V_1^2}{2g} \quad (57)$$

pero: $V = \frac{Q}{A} \quad (58)$

y $A = \frac{\pi \eta^2}{4} \quad (59)$

$$\therefore V = \frac{Q}{\frac{\pi \eta^2}{4}} = \frac{4Q}{\pi \eta^2} \quad (60)$$

sustituyendo a $Q = 25.00 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = \frac{4(25.00)}{\pi \eta^2} = \frac{31.831}{\eta^2}$$

por lo que:

$$H_{V_2} = \frac{\left(\frac{31.831}{\eta^2}\right)^2}{2g}$$

$$H_{V_2} = \frac{1013.213}{\eta^4} = \frac{1013.213}{19.62 \eta^4}$$

$$H_{V_2} = \frac{51.642}{\eta^4}$$

y $\Sigma h_{\delta 1-2} = H_r + H_e + H_{gm} + H_b + H_c + H_{ga} + H_d \quad (61)$

donde:

$H_r =$ pérdidas por rejilla.

$$H_r = K_r \frac{V^2}{2g} \quad (62)$$

$$K_r = Kb \left(\frac{e}{b}\right)^{1/3} \text{Sen} \theta^2$$

para $\theta = 90^\circ$ y $\text{Sen} \theta = 1.00$, $b = 12$

$$K = 4.00, \quad \beta = 2.42, \quad e = 1/2''$$

$$K_r = 4.00 \times 2.42 \left(\frac{1}{12}\right)^{1/3} (1.00) = 0.45$$

Dado que conocemos la velocidad de paso en las rejillas:

$$H_r = 0.45 \frac{(0.60)^2}{19.62}$$

$$H_r = 0.008 \text{ m.}$$

$H_e =$ pérdidas por entrada.

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad (63)$$

con $K = 0.50$ de tabla No. 6, can. V.

$$H_e = 0.050 \frac{(51.642)}{D^5} \text{-----} \frac{2.582}{D^5}$$

$H_{qm} =$ pérdida por válvula de mariposa.

$$H_{qm} = K \frac{V^2}{2g}$$

con: $K = 0.15$

$$H = 0.150 \left(\frac{51.642}{D^5} \right) \dots \dots \dots \frac{7.746}{D^5}$$

Calcularemos la carga de velocidad en el tramo de menor diámetro:

$$V = \frac{Q/2}{\frac{\pi (D/2)^2}{4}} \quad (65)$$

$$\frac{(12.500)4}{\pi (0.5 D)^2}$$

$$= \frac{50.00}{1.571 D^2}$$

$$= \frac{31.831}{D^2}$$

$$V^2 = \left(\frac{31.831}{D^2} \right)^2$$

$$= \frac{1012.949}{D^4}$$

$$H_V = \frac{1012.949}{2g D^4}$$

$$H_V = \frac{51.642}{D^4}$$

que es lo mismo que para el tramo hasta la válvula de mariposa, por lo tanto:

$$H_b = \text{pérdida por bifurcación.}$$

$$H_b = K_b \frac{V^2}{2g} \quad (66)$$

$$K_b = \eta K_c \quad (67)$$

para $\eta = 0.10$, $K_c = 0.26$

$$H_b = (0.10) (0.26) \left(\frac{51.642}{D^4} \right) \text{-----} \frac{0.134}{D^4}$$

H_c = pérdida por codo.

$$H_c = K_c \frac{V^2}{2g} \quad (68)$$

para:

$$K = 0.030$$

$$H_c = 0.30 \left(\frac{51.642}{D^4} \right) \text{-----} \frac{1.549}{D^4}$$

H_c = pérdida por válvula de aguja.

$$H_{ga} = K_g \frac{V^2}{2g} \quad (69)$$

para:

$$K_g = 0.15$$

$$H_{ga} = 0.15 \left(\frac{51.642}{(D)^4} \right) \text{-----} \frac{7.746}{D^4}$$

H_f = pérdidas por fricción.

$$H = \frac{Vn}{r^{2.3}} L \quad (70)$$

donde:

$$V = \frac{31.831}{D^2}$$

$$n = 0.011$$

$$r^{2.3} = \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} = \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} = 2.532$$

$$L = 28.54 \text{ m.}$$

por lo tanto:

$$Vn = \frac{31.831}{D^2} (0.011) = \frac{0.350}{D^2}$$

$$\frac{Vn}{r^{2.3}} = \frac{\frac{0.350}{D^2}}{\frac{D^{2/3}}{2.532}}$$

$$= \frac{(2.532)(0.350)}{(D^4)}$$

$$= \frac{0.886}{D^{4.67}}$$

$$= \left(\frac{0.886}{D^{4.67}}\right)^2$$

$$= \frac{0.785}{D^{9.34}}$$

$$= \left(\frac{0.785}{D^{9.34}}\right) 28.54$$

$$H_6 = \frac{22.404}{D^{21.809}}$$

Sustituyendo valores en (61):

$$\begin{aligned} \Sigma H_f &= 0.008 + \frac{2.538}{D^4} + \frac{7.746}{D^4} + \frac{0.134}{D^4} + \frac{1.549}{D^4} + \frac{7.746}{D^4} \\ &+ \frac{22.404}{D^{21.809}} \\ &= 0.008 + \frac{19.713}{D^4} + \frac{22.404}{D^{21.809}} \end{aligned}$$

sustituyendo en (56):

$$6.20 - \frac{D}{2} = 0.008 + \frac{19.713}{D^4} + \frac{22.404}{D^{21.809}}$$

$$-\frac{D}{2} - \frac{19.713}{D^4} + \frac{22.404}{D^{21.809}} = -6.20; + 0.008$$

$$\frac{D}{2} + \frac{19.713}{D^4} + \frac{22.404}{D^{21.809}} = 6.192$$

$$X = 6.192$$

por iteraciones:

TABLA No.

D (Supuesto)	$\frac{D}{2}$	$\frac{19.713}{D^4}$	$\frac{72.404}{D^{21.809}}$	X	Observaciones
2.000	1.000	1.233	0.000	2.233 <	6.192
1.500	0.750	3.894	0.003	4.647 <	"
1.400	0.700	5.131	0.015	5.846 <	"
1.380	0.690	5.435	0.020	6.145 =	6.192

Se elegirá un diámetro igual a $D_1 = 1.400$ m. correspondiente al conducto hasta la primera válvula. Dado que el conducto se divide en 2 tramos hasta las válvulas de aguja, por lo que su diámetro será el correspondiente a:

$$n = \frac{D_1}{\sqrt{2}} \quad (71)$$

$$D = \frac{1.400}{1.414}$$

$$D = 0.990 \text{ m.} \approx 1.00 \text{ m.}$$

Con este diámetro la velocidad de salida será:

$$A = \frac{9D^2}{4} \quad (72)$$

$$A = \frac{\pi(1.000)^2}{4}$$

$$A = 0.785 \text{ m}^2$$

$$y \quad V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{12.5}{0.785}$$

$$V = 15.915 \text{ m/s}$$

Aunque la velocidad es grande, para el presente ejemplo resulta adecuado, pues la caída es lejos del pie de la cortina aguas abajo, que es conveniente para no construir obras de protección.

Finalmente, si el sistema trabaja bien para carga mínima, para carga máxima también sera eficiente.

C A P I T U L O V I I**"C O N C L U S I O N E S"**

VII.1.-CONCLUSIONES.

Quando en nuestros pensamientos damos vida a una idea, empezamos a trabajar sobre ella, hasta darle forma. Así nacen los proyectos y terminan en obras como las que vemos a nuestro alrededor. A través de este proceso encontramos múltiples obstáculos, pero siempre es posible salvarlos, acaso ¿no es lo mismo que hace el agua? nunca detiene su camino.

Sin embargo; siempre es posible establecer un cierto control para hacer uso de este vital elemento; el agua. Creo que esa fue la idea por la que nacieron las presas y los medios para manejarla como son: "Las obras de toma".

Frase que fue tomada, desarrollada y de la cual se concluyó

lo siguiente.

Los tipos de las obras de toma diseñadas hasta ahora son variados, pero las condiciones topográficas nunca son iguales, de ahí que: se tomará la que más se ajuste a las necesidades de la obra, haciendo las modificaciones y diseños correspondientes.

En casos especiales será muy conveniente elaborar modelos a pequeña escala y verificar el comportamiento de las estructuras propuestas en el proyecto, así como el comportamiento del fluido bajo diversas alternativas de obra.

La elección de los mecanismos de control debe ajustarse a las condiciones de diseño y comportamiento hidráulico, sin olvidar el aspecto económico, razón de mayor peso en la construcción, manejo y operación, así como la estética de la misma.

Usualmente, estos problemas son de revisión; por lo que, suponiendo datos y secciones, y efectuando cálculos, se llegará a la condición óptima de operación y selección de los materiales adecuados. Finalmente permítaseme hacer algunos comentarios.

VII.2.- COMENTARIOS ADICIONALES.

El uso racional del agua en las ciudades, el campo y toda ac

tividad humana, es indispensable para la preservación del vital líquido. Del 100% del agua existente en la Tierra, se ha calculado que sólo el 27% es adecuado para el consumo de sus pobladores y se encuentra distribuida como sigue: el 2% está en los casquetes polares y en las nieves eternas de las altas cordilleras, el otro 25% en lagos, ríos, manantiales y depósitos subterráneos o acuíferos.

La planeación y construcción de las obras de captación adquieren por eso cada vez mayor importancia, pues se requieren sistemas de regulación, conducción y distribución, para riego, agua potable, generación de energía eléctrica, o para llevar el agua a las grandes concentraciones urbanas. En general los beneficios, producto de las grandes obras son aprovechados lejos de donde existe la disponibilidad del agua, por lo que podemos aplicar aquí el principio de que: "la riqueza no se produce donde se explota, sino donde es llevada para ser transformada". Considerando que nuestro país cuenta con hombres de gran conocimiento en el manejo de los recursos hidráulicos, bueno sería elaborar programas regionales de desarrollo, es decir: donde existan recursos se inviertan ahí mismo en beneficio de las comunidades. Será bueno estrechar más las relaciones entre el sistema hidráulico y el agropecuario; efectuando estudios en pequeñas cuencas, y construyendo obras también pequeñas que satisfagan los requerimientos en dichas zonas agrícolas, se lograrán grandes beneficios.

En primer lugar: existen miles de comunidades en todo el país, en espera de profesionistas comprometidos con su pueblo, para la planeación, el diseño y construcción de obras hidráulicas, para generar sus propios recursos, dando prioridad a la producción de granos, artículo de cuya carencia tanto adolece nuestro país, y cuya importación requiere una erogación económica -- descomunal, siendo vergonzoso para quien en algún tiempo fue exportador de los mismos.

Segundo: se dará oportunidad a los nuevos egresados que se interesen en esta rama, de enfrentarse a problemas de pequeña escala, pero al mismo tiempo los irá preparando para obras de mayor envergadura que llegarán a efectuarse.

Tercero: un pueblo que tiene alimentos, tiene capacidad y energía, para el trabajo; así como el desarrollo de su potencial interno. Creo firmemente, que destinando recursos a la dotación de servicios a las comunidades, donde éstas se encuentran, es -- más económico, que llevar esos beneficios lejos, trayendo como resultado el despoblado de las comunidades y provocando el crecimiento desmesurado de las ciudades.

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

- 1.- Bureau of Reclamation, "DESIGN OF SMALL DAMS"; Department of Interior: Denver.
- 2.- Paúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Núñez, "PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO": Limusa.
- 3.- Dr. Armin Schoklistsch, "CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS"; Tomo II: Gustavo Gili, S.A. Barcelona.
- 4.- José Luis Gómez Navarro y José Juan Aracil Segura, "SALTO DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE"; Tomo II: Tipografía Artística, Madrid.
- 5.- Prof. Philipp Forchheimer, "TRATADO DE HIDRAULICA": Labor, S.A.
- 6.- Calvin Victor Pavis; "HANDBOOK OF APPLIED HIDRAULICS": Mc Graw Hill Book Company, Inc.
- 7.- Ven Te Chow, "HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS": Diana, México.
- 8.- F.M. Henderson, "OPEN CHANNEL FLOW": The Mc millan, Company, New York.
- 9.- Boris A. Bakhmeteff, "HYDRAULICS OF OPEN CHANNELS": Mc --
Graw Hill Book Company, Inc.
- 10.- Gilberto Sotelo Avila, "HIDRAULICA GENERAL"; Volumen I, --
Fundamentos: Limusa.
- 11.- Torres Herrera, Fco. "OBRAS HIDPAULICAS": Limusa.

- 12.- Medina Rivera, Eduardo P. "PROYECTO DE LA OBRA DE TOMA"; El Gallo, Guerrero; Tesis, 1964.
- 13.- S.R.H. "PRESAS DE DERIVACION"; 1976.
- 14.- Herrera Delgado, J. "APUNTES DE OBRAS HIDRAULICAS"; México D.F.

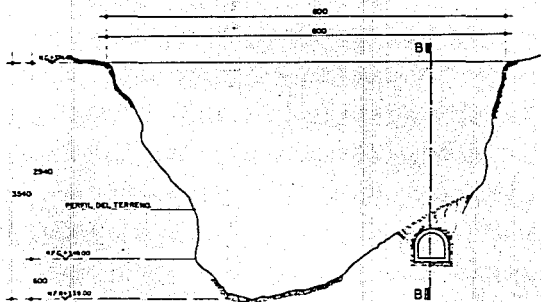


FIG. A SEC. TRANSVERSAL DEL RIO. Ene. 1930

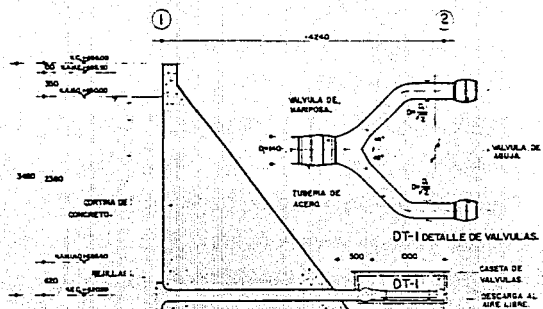


FIG. No. 7 OBRA DE TOMA EN CONDUCTO FORZADO. Ene. 1930

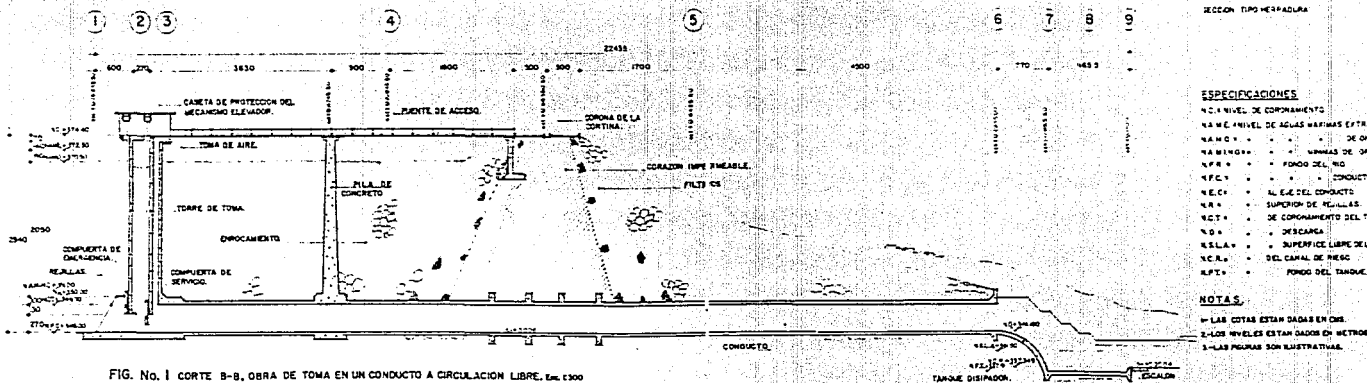


FIG. No. 1 CORTE B-B, OBRA DE TOMA EN UN CONDUCTO A CIRCULACION LIBRE. Ene. 1930

DATOS:

CONDUCTO FORZADO.

SARTE DE DISEÑO 0+2500 M.
 PENDIENTE 5+0 00
 DIAMETRO 3PL. 400.
 DIAMETRO 2PL. 600.
 VALVULA DE VAPOROSA 1 PZA.
 VALVULA DE AGUA 2 PZAS.
 TUBERIA DE ACERO
 RONDALIA. # 0 01

CONDUCTO A CIRCULACION LIBRE

SARTE DE DISEÑO 0+3000 M.
 PENDIENTE DEL CANAL DE RIEGO 3+0000
 ALTURA 1+0 00
 COMPUERTAS DE 2 00 x 2 60-
 SECCION TIPO HERRADURA

ESPECIFICACIONES

N. 1 NIVEL DE COMONIMENTO
 N. 2 NIVEL DE AGUAS MARFAS (EXTRAORDINARIAS)
 N. 3 NIVEL DE OPERACION
 N. 4 NIVEL DE OPERACION
 N. 5 FONDO DEL RIO
 N. 6 CONDUCTO
 N. 7 AL E.C. DEL CONDUCTO
 N. 8 SUPERIOR DE REJILLAS
 N. 9 DE COMONIMENTO DEL TUNEL
 N. 10 DE CARGA
 N. 11 SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA
 N. 12 DEL CANAL DE RIEGO
 N. 13 FONDO DEL TANQUE.

NOTAS:

1- LAS COTAS ESTAN DADAS EN CMS.
 2- LOS NIVELES ESTAN DADOS EN METROS.
 3- LAS FIGURAS SON ILUSTRATIVAS.

FALLA DE ORIGEN