

## Capítulo 10

# Obras de desagüe de un sistema de regulación con presa sin vertido incorporado (presa ciega)

### 10.1. Aspectos generales

Los sistemas fluviales de regulación y de derivación, entre sus estructuras imprescindibles, incluyen las de desembalse o desagüe. Las obras de desagüe son permanentes y cumplen las siguientes funciones:

- Evacuación de los volúmenes excedentes durante los periodos de crecida, cuando la cota de agua se ubica sobre el nivel máximo de operación normal (nivel normal de embalse, NNE, en los sistemas de regulación). Esta función cumple la construcción de desagüe denominada *aliviadero de excedentes*.
- Captación desde el embalse, de los caudales requeridos por los usuarios del sistema, para satisfacer el gráfico de demanda con el nivel de garantía en tiempo y volumen previamente establecido. Esta función cumple el desagüe de operación u *obra de toma*.
- Vaciado del embalse en caso de emergencia. Esta función cumple el desagüe de fondo o *desagüe de emergencia*.
- Captación desde el embalse de los caudales comprometidos antes de la construcción del nuevo proyecto, para diferentes fines, de conformidad con los gráficos de demanda que deben ser satisfechos con el nivel de garantía en tiempo y volumen establecidos. Esta función cumple el desagüe de uso actual y/o ecológico.

En algunos sistemas una de las obras permanentes de desagüe cumple doble función, por ejemplo, evacuar hacia aguas abajo el agua excedente y simultáneamente entregar aguas abajo los caudales de uso actual y/o ecológico. En algunos esquemas el desagüe de operación se utiliza también para evacuar hacia aguas abajo parte de los caudales excedentes, en casos de grandes crecidas.

A más de los desagües permanentes, en los sistemas fluviales con presa, se requiere de un desagüe que opere durante la construcción en el cauce del río de las estructuras principales, desviando del cauce los caudales afluentes; es el *desagüe de construcción o de desvío*. Por razones económicas es deseable diseñar este desagüe de tal manera que, luego del periodo de construcción cumpla funciones permanentes; por ejemplo, el túnel de desvío con frecuencia pasa formar parte del aliviadero de excedentes.

## **10.2. Caudales de diseño de las obras de desagüe en los sistemas de regulación**

Las dimensiones de un desagüe en un sistema de regulación y de su orificio de entrada se determinan con los procedimientos convencionales de la hidráulica (mecánica de fluidos aplicada), a partir de la magnitud del correspondiente caudal de diseño.

### ***10.2.1. Caudal de diseño del aliviadero de excedentes***

Para el aliviadero de excedentes el valor del caudal de diseño se obtiene a partir de la denominada crecida máxima del río en el sitio de presa, para una probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno dado, reconformada o modificada por el efecto de laminación del embalse (efecto de amortiguamiento de la crecida); el caudal pico o máximo de dicha crecida se determina sobre la base de la serie multianual de los caudales máximos instantáneos. Para el efecto se procede de la siguiente manera:

Se dispone de la serie multianual de caudales instantáneos  $Q = f(t)$  ( $Q$ : caudal instantáneo observado y  $t$ : tiempo) se identifica para cada año el caudal máximo instantáneo; a continuación, a partir de la serie multianual de caudales máximos instantáneos se construye la curva de duración de ellos. Este procedimiento se resume de forma gráfica como se muestra en la Figura 10.1, donde se asume que la probabilidad de ocurrencia de la crecida de diseño es  $p = 0,001$  (0,1 %) y, por tanto, su periodo de retorno es  $T = 1000$  años.

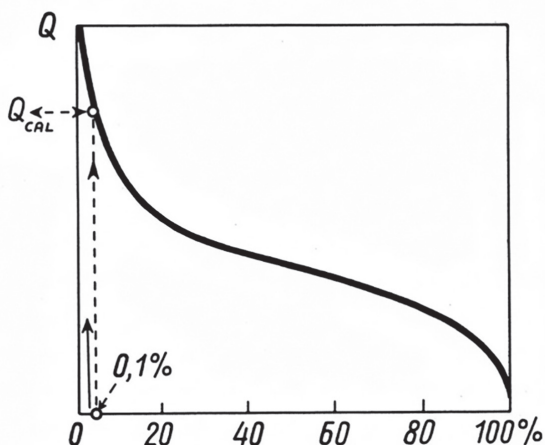


Figura 10.1. Curva de duración de los caudales máximos instantáneos.

$Q_{max}$  con probabilidad  $p = 0,001 = 0,1$  %.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

En la curva de duración se determina el caudal máximo para el diseño del aliviadero. Por ejemplo, para una presa con nivel de importancia II la probabilidad de ocurrencia es  $p = 0,001 = 0,1$  % (en la práctica corresponde a un periodo de retorno  $T = 1000$  años). El caudal de diseño del aliviadero será el caudal máximo obtenido en la curva de duración, descontando, como se ha indicado, el efecto de laminación de la crecida, que tiene lugar en el volumen forzado del embalse VFE. Cabe anotar que el nivel de importancia del aliviadero de excedentes normalmente es el mismo de la presa de regulación que forma parte del sistema.

La crecida, dependiendo de la ubicación geográfica de la zona del proyecto, puede originarse en: derretimiento de nieve, deshielos, lluvias y la acción conjunta de los factores indicados.

En la Tabla 10.1 se indican los valores porcentuales referenciales de la probabilidad de ocurrencia  $p$  y el periodo de retorno  $T$ , en años, de la crecida de diseño, para presas de diferente nivel de importancia.

Tabla 10.1  
Probabilidades porcentuales anuales de que el caudal máximo de agua pueda ser excedido y periodos de retorno

Probabilidad anual de cálculo porcentual $p$ % y periodo de retorno $T$ para nivel de importancia					
Nivel de importancia	I	II	III	IV	V
$p$ (%)	0,01	0,1	0,5	1-5	10
$T$ (años)	10 000	1000	200	100-20	10

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas ciegas. Rusia. AGROPROMIZDAT.

### 10.2.2. Caudal de diseño del desagüe de operación u obra de toma

Es el caudal máximo del gráfico de demanda del usuario o usuarios del sistema  $Q_{DEM} = f(t)$ . Generalmente este es un gráfico escalonado que evidencia la variación de la demanda de agua durante el año. Los caudales de este gráfico normalmente son medios mensuales, pudiendo en ocasiones ser quincenales, semanales, diarios.

### 10.2.3. Caudal de diseño del desagüe de emergencia o desagüe de fondo

Es el caudal que permite el vaciado del embalse en el menor tiempo posible. El tiempo posible de vaciado del embalse está relacionado básicamente con la estabilidad de los taludes y laderas colindantes con el embalse; en efecto, un tiempo demasiado corto de vaciado, puede significar un descenso demasiado brusco del nivel de agua que

dé lugar a la desestabilización de laderas y/o taludes. En consecuencia, el caudal de diseño del desagüe de emergencia se define simultáneamente con el análisis geomecánico de las laderas y taludes colindantes con el embalse.

#### ***10.2.4. Caudal de diseño del desagüe de uso actual y/o ecológico***

Se determina de la misma manera que el caudal de diseño del desagüe de operación u obra de toma, con la diferencia de que, en el caso del desagüe de uso actual, el gráfico de demanda es el de los usuarios actuales, es decir anteriores a la construcción del nuevo proyecto, incluidos los requerimientos ecológicos.

#### ***10.2.5. Caudal de diseño del desagüe de construcción (desagüe temporal)***

Se determina a través de la crecida de diseño establecida por el mismo procedimiento que para aliviadero de excedentes, con la diferencia que, en el caso del desagüe de construcción, la probabilidad de ocurrencia es mayor. Por ejemplo, para una presa de nivel de importancia I-II se considera que el desagüe de construcción tiene nivel de importancia IV, en tanto que, para una presa de nivel de importancia III-IV el desagüe de construcción tiene nivel de importancia V.

### **10.3. Clasificación de los aliviaderos**

Cabe distinguir dos tipos principales de aliviaderos: aquellos que tienen orificio de entrada superficial (tipo I) y aquellos con orificios de entrada sumergido (tipo II). Cada uno de estos tipos de aliviaderos a su vez pueden ser clasificados por las particularidades evidenciadas en la Figura 10.2.

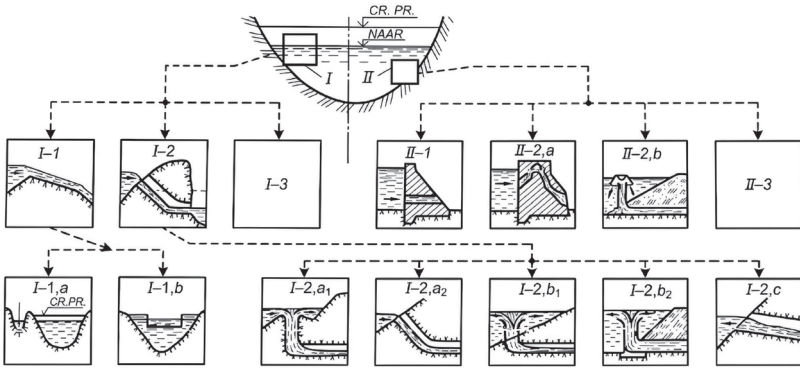


Figura 10.2. Clasificación de los principales tipos de aliviaderos.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

### 10.3.1. Aliviaderos con orificio de entrada superficial

Se subclasifican de la siguiente manera:

- I-1 aliviaderos abiertos: en toda su extensión se tiene flujo abierto con superficie libre.
- I-2 aliviaderos cerrados con orificio superficial de entrada abierto: en toda su extensión (o únicamente en el tramo inicial del aliviadero) el flujo es cerrado con superficie libre (en túnel o en tubo).
- I-3 aliviadero tipo combinado (con orificio superficial de entrada), cuando en un tramo de su extensión son abiertos y en otro tramo cerrados, con flujo de superficie libre o a presión.

Por su parte los aliviaderos abiertos se subclasifican de la siguiente manera:

- I-1, a: aliviadero de margen o ladera (con orificio superficial de entrada), implantado fuera del cuerpo de la presa (con evacuación frontal o lateral).
- I-1, b: aliviadero abierto (con orificio superficial de entrada) incorporados al cuerpo de la presa.

En lo que respecta a los aliviaderos cerrados, estos se clasifican en los siguientes tipos:

- I-2, a<sub>1</sub>: aliviadero cerrado con pozo vertical (con túnel de restitución).
- I-2, a<sub>2</sub>: aliviadero cerrado con pozo inclinado (con túnel de restitución).
- I-2, b<sub>1</sub>: aliviadero cerrado de chimenea con túnel de restitución.
- I-2, b<sub>2</sub>: aliviadero cerrado de chimenea con tubo o galería de restitución (construido en excavación abierta bajo la presa, antes de construir esta).
- I-2, c: aliviadero cerrado en túnel.

### ***10.3.2. Aliviaderos con orificio de entrada sumergido***

Se subdividen en los siguientes tipos:

- II-1: aliviadero convencional incorporado al cuerpo de la presa de hormigón.
- II-2, a: aliviadero en sifón en el cuerpo de la presa.
- II-2, b: aliviadero en sifón tipo chimenea.

### ***10.3.3. Nivel forzado de embalse y diseño del orificio superficial de entrada***

Para el diseño de una presa cabe considerar que el NNE está dado (durante el proceso de dimensionamiento del embalse y determinación de sus niveles y volúmenes característicos). A continuación, serán considerados únicamente los aliviaderos con orificio superficial de entrada. Este orificio opera como un vertedero no sumergido; su cresta se ubica en el NNE en los casos de los aliviaderos sin compuertas y bajo el NNE los casos de los aliviaderos con compuertas.

### ***10.3.4. Ventajas y desventajas de un aliviadero con compuertas***

En la siguiente figura se muestran dos variantes de la cresta de entrada al aliviadero, referidas a una misma presa: cresta con compuertas (Figura 10.3a) y cresta sin compuertas (Figura 10.3b).

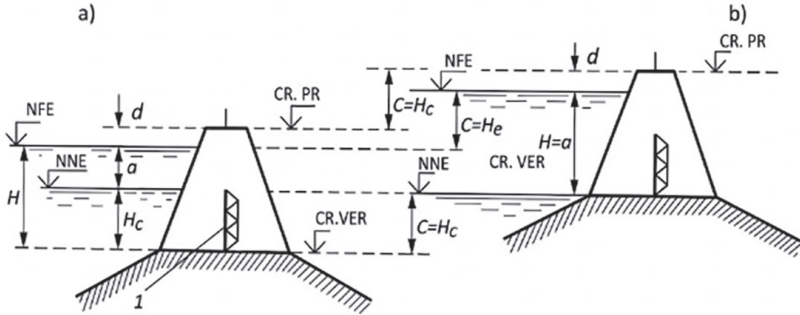


Figura 10.3. Aliviadero con compuertas (a) y aliviadero sin compuertas (b).

Con línea discontinua se muestra la referencia altitudinal de la corona de la presa.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

El borde superior de la compuerta con frecuencia se ubica en el NNE; en caso de no haber compuerta, como se ha indicado, en el NNE se ubica la cresta del orificio de entrada (cresta del vertedero).

A continuación, suponiendo que el vertedero debe contar con una compuerta de alto  $H_{COM}$  y que está dado el caudal de diseño del aliviadero  $Q_{DIS}$  y el nivel normal de embalse NNE, siendo  $m$  el coeficiente de caudal o descarga del vertedero. En consecuencia, a través de la ecuación del vertedero es posible determinar la carga  $H$  y el alto de la compuerta  $H_{COM}$ . Puesto que con frecuencia está dado también el nivel forzado de embalse (NFE), en consecuencia, se puede considerar que para el análisis del vertedero también está dada la carga  $H$  del vertedero de entrada.

A partir del alto de la compuerta  $H_{COM}$  es posible determinar la cota de la cresta del vertedero entrada al aliviadero:

$$\nabla_{CR.VER} = \nabla_{NNE} - H_{COM} \quad (10.0)$$

Por tanto, a partir de la carga  $H$  es posible determinar la ubicación altimétrica (cota) del nivel forzado de embalse NFE (Figura 10.3a):

$$\nabla_{NFE} = \nabla_{CR.VER} + H_{COM} \quad (10.1)$$

Como se conoce el nivel forzado de embalse es aquel con el cual a través del vertedero ingresa el caudal de diseño del aliviadero de excedentes, con la compuerta totalmente abierta. Se identifica el desnivel entre las elevaciones del NFE sobre el NNE, denominada como *altura de forzado del nivel (a)*. Como se puede apreciar:

$$a = H - H_{COM} \quad (10.2)$$

En caso de que el vertedero no cuente con compuerta (Figura 10.3b), entonces  $H_{COM} = 0$  y, en consecuencia, se tiene:

$$\nabla_{CR.VER} = \nabla_{NNE} \quad (10.3)$$

$$a = H \quad (10.4)$$

Para comparar las variantes evidenciadas en las Figura 10.3, a y Figura 10.3, b, cabe tomar en cuenta que:

$$\nabla_{CR.PRESA} = \nabla_{NFE} + d \quad (10.5)$$

Donde:

$d$ : borde libre de la cresta de la presa.

La comparación referida de las dos alternativas de aliviadero (con compuertas y sin compuertas) permite llegar a las siguientes conclusiones:

- La variante de la Figura 10.3a, tiene dos ventajas en relación la variante de la Figura 10.3b: primero, porque la altura de la presa de la variante (10.3a) es menor en la magnitud  $c = H_{COM}$  y segundo, porque el costo de la presa será también menor y, por tanto, el costo de las indemnizaciones por inundación de tierras.
- La variante de la Figura 10.3a tiene la siguiente desventaja respecto a la variante de la Figura 10.3b: el alto costo de la cons-

trucción metálica de la compuerta y los elementos anexos que permitan su funcionalidad.

En consecuencia, la decisión para adoptar una de las dos variantes debe ser consecuencia de la comparación económica de las dos variantes de presa: con aliviadero provisto de compuertas y con aliviadero sin compuertas.

Como complemento a lo anotado cabe considerar el siguiente hecho. Una presa convencional de tierra en ningún caso admite el vertido del agua sobre su perfil; por esta razón, al adoptar aliviadero con compuertas en el caso de una presa de tierra es imprescindible disponer de las condiciones que permitan con suficiente rapidez accionarlas en cualquier momento de la operación del sistema. Este hecho origina que con frecuencia en los casos de presas de tierra se opte por la alternativa de aliviadero sin compuerta, aun en el caso de que económicamente resulte más ventajosa la alternativa con compuertas.

### 10.3.5. Frente del vertedero de entrada

Para facilitar la explicación se considera a continuación la alternativa de aliviadero sin compuertas (Figura 10.3b). Como se desprende de la ecuación del vertedero, en caso de incrementar el ancho  $b$  de este, se producirá lo siguiente:

- Disminución de la carga  $H$  del vertedero para el caudal de diseño  $Q_{DIS}$ , por consiguiente, disminución de la altura de presa y de las áreas inundadas.
- Incremento del costo del aliviadero.

Si se representa a través de  $A$  la suma del costo de la presa y de las tierras inundadas, y a través de  $B$  el costo del aliviadero, entonces con la variación de  $b$  los valores de  $A$  y  $B$  también cambiarán (Figura 10.4). El valor de  $b$  que cabe adoptar ( $b_{adop}$ ) es el que origine el menor costo sumatorio  $A + B$ , es decir, el mínimo de la curva  $(A + B) = f(b)$ .

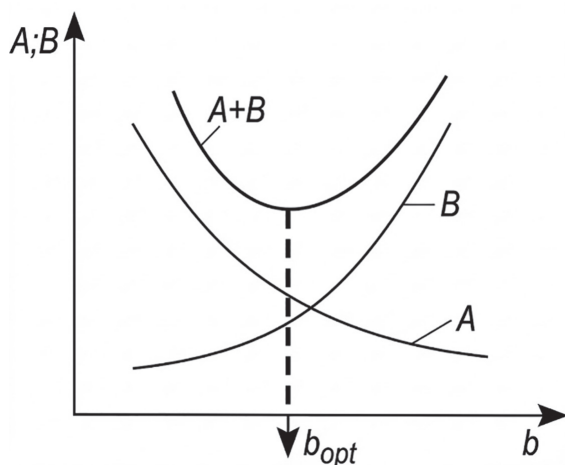


Figura 10.4. Determinación del frente del vertedero de entrada  $b = b_{opt}$  .

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

### 10.3.6. Transformación de la crecida en el embalse

Debido a la transformación de la crecida en el embalse, gracias a su capacidad acumulativa, en particular del volumen forzado de embalse (VFE), el caudal de diseño del aliviadero de excedentes  $Q_{DIS}$ , que sirva para determinar las dimensiones del vertedero de entrada, puede resultar considerablemente menor al caudal pico de la crecida máxima.

A continuación, se considera el caso de un orificio superficial de entrada al aliviadero, con la particularidad que se analiza el caso de aliviadero sin compuertas. Además, se asume que la crecida tiene origen pluviométrico.

Debido a la ausencia de compuertas, la cresta del vertedero se ubica en el nivel normal de embalse:

$$\nabla_{CR.VER} = \nabla_{NNE} \quad (10.6)$$

Por cuanto resulta imposible pronosticar el momento en el que se inicia formación de la crecida, en dirección a la seguridad, con frecuencia se asume que la crecida comienza cuando el embalse se encuentra lleno, es decir en el nivel máximo de operación normal (NNE), es decir en el nivel de la cresta del vertedero  $\nabla_{CR.VER.}$ . Esto significa que en el momento de inicio de la crecida el caudal a través del vertedero de ingreso al aliviadero  $Q_{VER}$  es nulo.

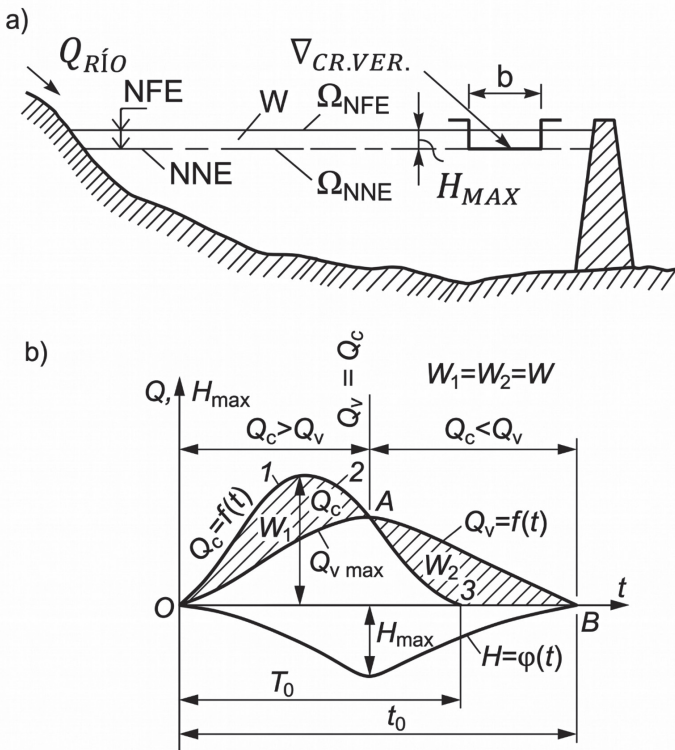


Figura 10.5. Corte longitudinal (esquema) del embalse y transformación de la crecida en el embalse.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En la Figura 10.5a se muestra el corte longitudinal del embalse. El volumen de embalse comprendido entre el NNE y el NFE es el volumen forzado de embalse ( $W = VFE$ ):

$$W = VFE = \frac{\Omega_{NNE} + \Omega_{NFE}}{2} H_{MAX} \quad (10.7)$$

Donde:

$\Omega_{NNE}$  y  $\Omega_{NFE}$ : son las áreas del espejo de agua del embalse, respectivamente, para NNE y NFE.

$H_{MAX}$ : carga máxima sobre la cresta del vertedero de entrada.

$$H_{MAX} = \nabla_{NFE} - \nabla_{NNE} \quad (10.8)$$

Para el proceso de evacuación del agua a través de la cresta de entrada al vertedero se considera el hidrograma de la crecida pluviométrica de diseño en forma de la curva  $Q_{CR} = f(t)$  (Figura 10.5b). El caudal de la crecida que ingresa al embalse inicialmente crece hasta llegar al valor máximo ( $Q_{CR,MAX}$ ); a continuación, disminuye hasta cero. A medida que ingresa al embalse el agua de la crecida de diseño, el nivel se eleva sobre el NNE (como se ha indicado, el nivel inicial al empezar la crecida es el NNE); en estas circunstancias el embalse se llena hasta NFE, por consiguiente, la carga aumenta (ver el gráfico  $H = f_2(t)$  y consecuentemente crece el caudal evacuado por el vertedero  $Q_{VER}$  (curva  $Q_{VER} = f_1[t]$ ), hasta llegar al valor del caudal de diseño  $Q_{DIS}$ , cuando el nivel de embalse se ubica en el nivel forzado (NFE). En casos de crecidas menores a la de diseño, obviamente el nivel del embalse se ubica en una cota inferior a la del nivel forzado.

Gracias a la acumulación del agua en el embalse, concretamente en el volumen forzado de embalse (VFE) se produce la transformación de la crecida: la curva de ingreso de agua en el embalse tiene la forma de la línea 0-1-2-3, en tanto que la curva de salida de agua del embalse tiene la forma  $OAB$  (Figura 10.5b).

Debido a la transformación resulta que el caudal de diseño del vertedero de ingreso al aliviadero  $Q_{DIS} = Q_{VER.MAX} < Q_{CREC.MAX}$ ; esto significa que no se requiere dimensionar dicho vertedero para el caudal máximo de la crecida  $Q_{CREC.MAX}$ .

Si están dados el hidrograma de la crecida de diseño y el frente del vertedero  $b$ , entonces el nivel máximo de agua en el embalse dependerá de la superficie del espejo de agua en el embalse: cuanto mayor sea la superficie del espejo de agua tanto menor será la elevación del agua en el embalse durante la crecida y, en consecuencia, se obtiene menor valor de la carga máxima  $H_{MAX}$  y, por consiguiente, también menor valor del caudal máximo que ingresa al vertedero  $Q_{VER.MAX}$ .

### ***10.3.7. Procedimiento práctico para determinar el caudal de diseño del aliviadero de excedentes sin compuertas***

En los gráficos de la Figura 10.5b se reemplaza el hidrograma de la crecida y la curva de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero, por figuras de geometría regular. Concretamente, el hidrograma de crecida se reemplaza por un trapecio o un triángulo, dependiendo de si el caudal máximo de la crecida se prolonga por algún tiempo (trapecio) o es instantáneo (triángulo). Por su parte, la curva de trabajo del vertedero se reemplaza por un triángulo, cuya altura es el caudal de diseño del aliviadero, es decir la incógnita. Está claro que la curva de trabajo del vertedero de entrada se construye con la ecuación del vertedero.

A continuación, por los procedimientos de la geometría básica se determina el caudal de diseño del aliviadero, toda vez que es conocida la carga  $H = NFE - NNE$  y el volumen forzado de embalse  $W = VFE = 0,5(\Omega_{NNE} + \Omega_{NFE}) * H$ . Donde:  $\Omega_{NNE}$  y  $\Omega_{NFE}$  son las áreas del espejo de agua, respectivamente, para nivel normal y nivel forzado de embalse.

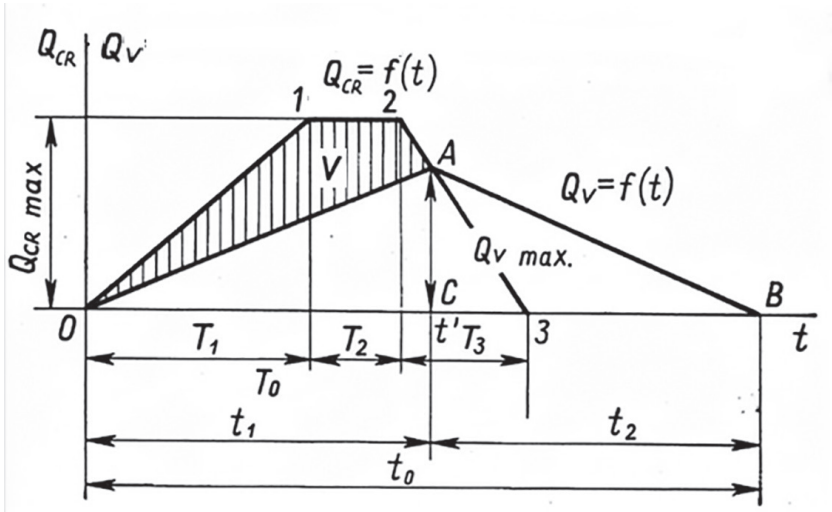


Figura 10.6. Gráfico de la crecida  $Q_{CR} = f(t)$  y gráfico de trabajo del vertedero de entrada al aliviadero  $Q_V = f(t)$  para el caso de aliviadero sin compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Como se desprende del gráfico, el caudal de diseño está dado por la altura del triángulo OAB.

### 10.3.8. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal del agua desde el vertedero de entrada

En la Figura 10.7 se muestra en planta un vertedero de ingreso al aliviadero de excedentes. La evacuación del agua que pasa por este vertedero puede realizarse: en dirección recta, perpendicular al frente del vertedero, es decir, con *evacuación frontal* (a) y en dirección transversal, paralela al frente del vertedero, es decir con *evacuación transversal* (b).

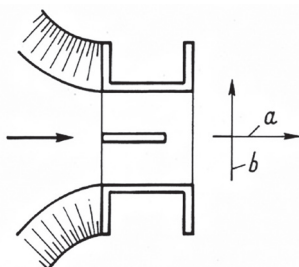


Figura 10.7. Planta de un aliviadero superficial con evacuación frontal y lateral (a y b). Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

A continuación, será analizado el aliviadero que tiene el vertedero con evacuación frontal (a). Esta es una alternativa ampliamente difundida, especialmente en el caso de presas pequeñas y medianas de material del lugar. Generalmente, este aliviadero se implanta en una margen, cerca de la presa. Sin embargo, hay casos cuando es ubicado lejos de la presa; esta segunda opción permite que, la erosión que puede presentarse en el terreno en la cercanía del aliviadero no involucra riesgo para la presa.

En el caso más general, cuando la cimentación es en suelo, el aliviadero con evacuación frontal del agua (Figura 10.8) está constituido de los siguientes tramos o componentes:

### 10.3.8.1. Canal o excavación de acercamiento

Tiene como objetivo permitir el ingreso suave del agua al vertedero de entrada, con distribución uniforme de los caudales unitarios  $q$  y con velocidad media que no supere la velocidad máxima permisible del suelo donde está excavada esta conducción; la pendiente del fondo es nula o negativa y en el contacto con el vertedero de entrada tiene, generalmente, un escalón, (Figura 10.8 y Figura 10.9) de altura  $c$ , determinada a partir de la condición que la velocidad de ingreso al vertedero no supere la máxima permisible.

En consecuencia, el alto  $c$  del escalón generalmente se determina con la ecuación de la velocidad media:

$$v_{max.per} = \frac{Q_{DIS}}{b(H + c)}$$

Las paredes del canal de acercamiento no son revestidas y tienen configuración curva, a fin de facilitar un flujo suave y sin vórtices.

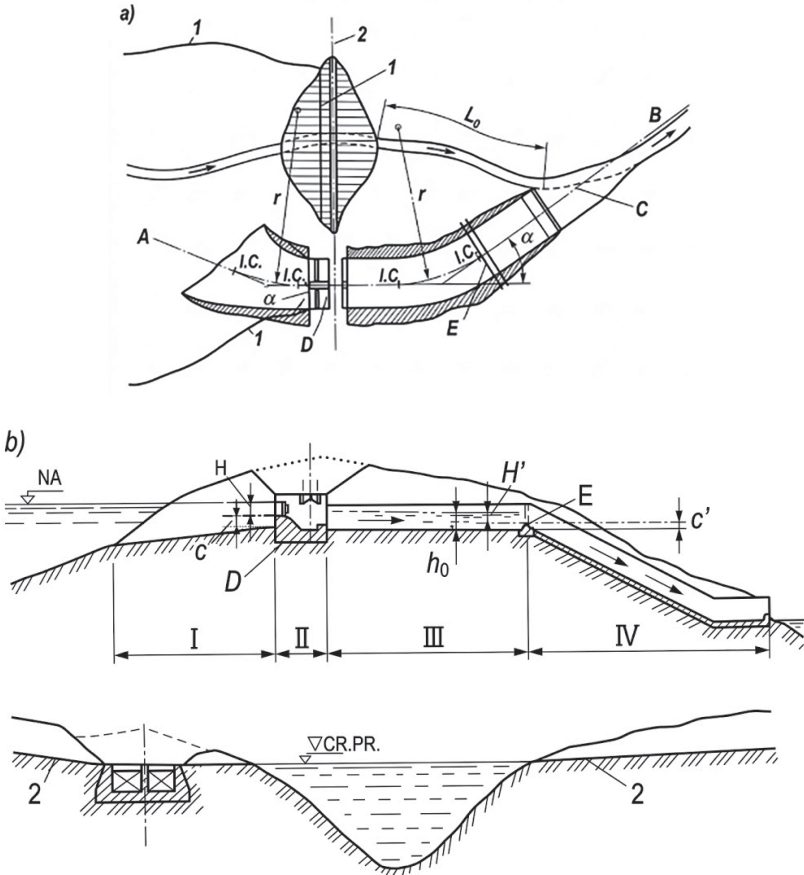


Figura 10.8. Aliviadero abierto de margen con evacuación frontal.

a- planta; b- corte por el eje AB del aliviadero; I- canal de acercamiento; II- vertedero de entrada; III- canal de transición; IV- obra de desfogue (en este caso rápida); 1- línea de contacto del agua con el talud; 2- vía.  
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

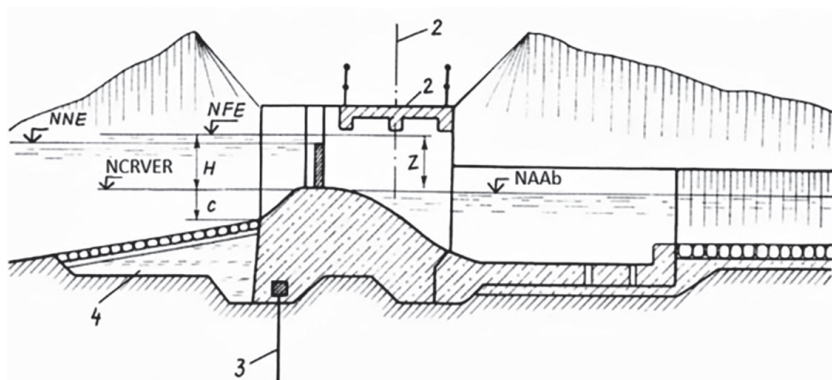


Figura 10.9. Vertedero.

1- eje de la presa; 2- puente; 3- tablestaca; 4- carpeta.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

### 10.3.8.2. Estructura de entrada al aliviadero

Se trata de una presa-vertedero de hormigón (con o sin compuertas), implantada al final del canal de acercamiento; su ubicación también depende del trazado de la vía que atraviesa la corona de la presa, puesto que el puente se ubica precisamente sobre el vertedero de entrada. La cota de la cresta del vertedero, así como su frente  $b$  se determinan conforme se explicó en los acápite anteriores. Esta presa-vertedero se diseña bajo las siguientes consideraciones: en primer lugar, para evacuar el caudal de diseño  $Q_{DIS}$  debe operar como vertedero no sumergido y aguas abajo no debe tener lugar resalto desplazado, para lo que puede requerirse de pozo o muro de disipación; en segundo lugar, la longitud de su contorno subterráneo (línea de contacto con el suelo de cimentación) debe ser suficiente para asegurar la resistencia a la filtración del suelo de cimentación ( $J \leq J_{PER}$ ). Este vertedero generalmente es de perfil práctico tipo Creager y es analizado por el procedimiento establecido en mecánica de fluidos, que incluye la siguiente ecuación:

$$Q = m\epsilon b\sqrt{2g}H_o^{1,5} \quad (10.9)$$

El coeficiente de descarga  $m$ , como se conoce de mecánica de fluidos (hidráulica aplicada) se determina con la ecuación:

$$m = 0,504 - 0,012\frac{H_o}{c} \quad (10.10)$$

Al inicio del análisis puede sumirse  $m = 0,5$  y el coeficiente de contracción lateral  $\epsilon = 0,95$ . Posteriormente los valores de estos coeficientes son ajustados en el proceso iterativo de cálculo. Como se conoce del mismo curso, en caso de vertedero sin compuertas, el coeficiente de contracción lateral se determina con la ecuación:

$$\epsilon = 0,2\xi_m\frac{H_o}{b} \quad (10.11)$$

Donde, el coeficiente de efecto de los muros se asume  $\xi_m = 1$ , para muros esquinados y  $\xi_m = 0,7$  para muros redondeados.

### 10.3.8.3. Canal de transición (en caso de cimentación en suelo)

Se dimensiona para el caudal de diseño  $Q_{DIS}$ , con flujo subcrítico ( $i < i_{CR}$ ) y con velocidad media igual a la máxima permisible para el suelo en el que está excavado el canal ( $v = v_{MAX.PER.}$ ). Este canal no tiene revestimiento. El análisis hidráulico se realiza de acuerdo con los procedimientos establecidos en mecánica de fluidos, aplicando la ecuación de Chezy. El objetivo de este canal es direccionar el flujo, de tal manera que, en el siguiente tramo (tramo IV), sea recto, es decir sin giros. En consecuencia, en el canal de transición deben realizarse todos los giros que sean necesarios para cumplir con dicho objetivo. Para evitar que en el tramo final del canal de transición se produzca un descenso brusco de la línea de superficie libre, en la abscisa final del canal se adopta un escalón o cresta  $E$  (Figura 10.8); el alto de este escalón o cresta se determina con la ecuación:

$$c' = h_o - H' \quad (10.12)$$

Donde:

$h_o$ : profundidad normal del flujo uniforme en el canal de transición para  $Q = Q_{DIS}$ .

$H'$ : carga sobre la cresta  $E$  que, desde el punto de vista hidráulico opera como un vertedero de perfil práctico rectangular no sumergido. Como se conoce de mecánica de fluidos, este vertedero puede ser analizado con un coeficiente de caudal o descarga  $m = 0,43$ .

En el dimensionamiento de canal de transición es importante observar que la cota del nivel de agua en su abscisa inicial sea igual a la cota de la cresta del vertedero de entrada al aliviadero, es decir al NNE, a fin de permitir que dicho vertedero opere como no sumergido, al menor costo.

La longitud del canal de transición  $L$  depende de las condiciones topográficas del sitio, pero en la mayoría de los casos es relativamente pequeña, por lo que, para fines prácticos puede asumirse que su línea de superficie libre es horizontal, es decir desprejir la pérdida de carga longitudinal, a lo largo del canal,  $h_l = iL$ .

Es deseable que el ancho de la base del canal sea igual al frente del vertedero de entrada. En caso de que no sea posible cumplir con esta condición será necesaria una transición entre el vertedero y el canal. En este punto es importante tomar en cuenta que, en los ríos de montaña, un ancho grande de la base del canal puede determinar incrementos substanciales del volumen de excavación de la plataforma del canal, con el consiguiente incremento del costo (Figura 10.10).



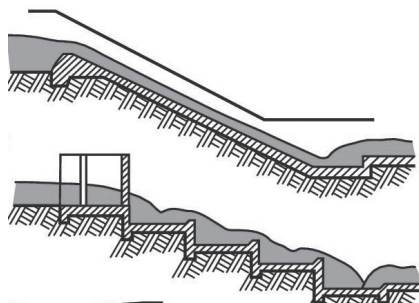


Figura 10.11. Corte longitudinal de una rápida y de una rápida escalonada.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Una rápida, como se conoce en mecánica de fluidos, es un canal de gran pendiente, considerablemente mayor a la pendiente crítica, lo que determina que el flujo sea supercrítico. Las rápidas pueden ser de hormigón u hormigón armado y en algunos casos implantadas en roca sin revestimiento. En planta la rápida debe ser recta a fin de evitar que debido a los giros se produzcan flujos y olas transversales. El ancho de la rápida puede ser constante o contraerse en dirección del flujo.

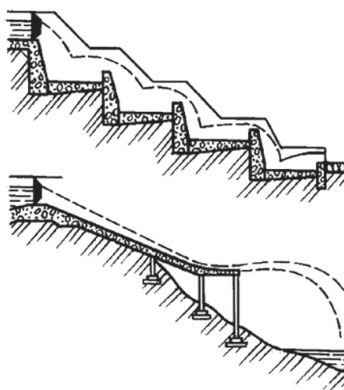


Figura 10.12. Corte longitudinal de una rápida escalonada y de un salto de esquí (vuelo de la lámina de agua).  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

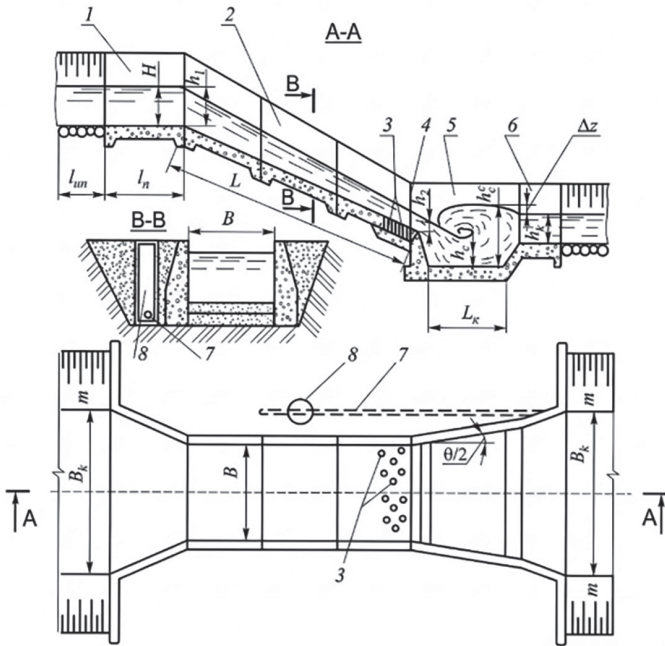


Figura 10.13. Rápida de hormigón.

1- entrada; 2- conducción; 3- orificios en las losas; 4- pozo de disipación; 6- salida; 7- drenaje tras el muro lateral; 8- pozo de control.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

Se distinguen tres partes en una rápida: *tramo de entrada*, formado por la cresta o escalón  $E$  al final del canal de transición (Figura 10.8) que, como ya se ha indicado opera como vertedero de perfil práctico rectangular; *tramo de tránsito* y *tramo final de enlace* con el río.

En la Figura 10.14a y b, en calidad de ejemplo, se muestran dos variantes de sección transversal del *tramo de tránsito de una rápida de hormigón*, cimentada en suelo. Las losas y los muros de hormigón que forman la rápida longitudinalmente son divididos por juntas de deformación térmica, ubicadas, por ejemplo, cada 10-15 metros. Con fre-

cuencia, para recolectar el agua de filtración, se instala drenaje bajo la rápida o a los costados.

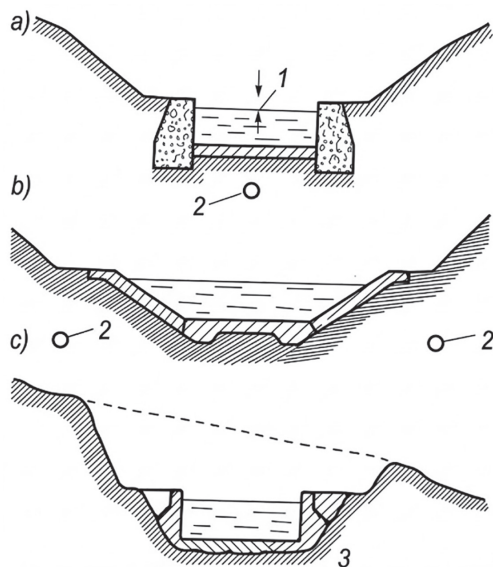


Figura 10.14. Secciones transversales de una rápida.

1- borde libre; 2- drenaje tubular; 3- roca.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

En la Figura 10.14c, también en calidad de ejemplo se muestra la sección transversal de una rápida de hormigón armado cimentada en roca.

El tramo final o *de enlace de la rápida con el río* puede ser adoptado de dos formas:

- Sin vuelo de la lámina de agua desde la rápida (Figura 10.15a y b); en este caso, al final de la rápida se requiere incluir una estructura de disipación (pozo, muros de disipación); el esquema de la Figura 10.15, a, tiene la desventaja que la losa que forma el fondo de la rápida, en determinadas condiciones está

sometida a considerable subpresión; en la figura con flechas está señalado el déficit de presión, es decir la subpresión.

- Con vuelo de la lámina de agua desde rápida hasta el río (Figura 10.15c y d); en este caso a considerable distancia desde el final de la rápida se forma un cono de erosión en el fondo del río.

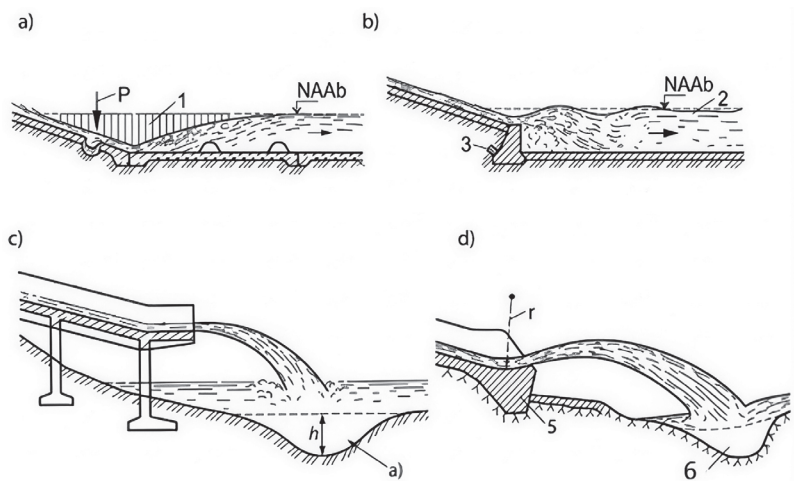


Figura 10.15. Parte final de una rápida sin vuelo de la lámina de agua.

a- con régimen de fondo; b- con régimen superficial; c- y d- con vuelo de la lámina de agua desde la rápida; 1- déficit de presión; 2- línea piezométrica; 3- dren; 4- cono de erosión; 5- roca; h- profundidad de la erosión.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

El análisis hidráulico de la *entrada* a la rápida, corresponde al análisis del vertedero de perfil práctico rectangular de ancho igual al del fondo del canal de transición *b* y limitado por muros laterales. Este análisis permite determinar la carga  $H'_o$  y, a partir de ella, la carga geométrica  $H'$ , considerando que la velocidad de acercamiento  $v_o$  es la velocidad media en el canal de transición; finalmente se determina el alto del muro  $c'$  al final del canal de transición, a partir de su profundidad normal,  $c' = h_o - H'$ .

El análisis hidráulico del *tramo de tránsito de la rápida* consiste en construir la línea de superficie libre del flujo de variación suave en la rápida, que es una curva de caída, en el trayecto con flujo supercrítico (curva tipo bII), por los métodos establecidos en mecánica de fluidos, utilizando por ejemplo el método de Charnomsky cuya ecuación es suficientemente validada en la práctica. Expresada de la siguiente manera:

$$\Delta L_{12} = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i - i_{FR}} \quad (10.13)$$

Donde

$\Delta L_{12}$  - distancia entre las secciones vecinas 1-1 y 2-2;  $\mathcal{E}_1$  y  $\mathcal{E}_2$  - energía específica de sección en las secciones 1-1 y 2-2;  $i$  - pendiente del fondo de la rápida;

$i_{FR}$ , gradiente de fricción determinada con la ecuación de Chezy para la sección media entre 1-1 y 2-2 ( $h_m = \frac{h_1 + h_2}{2}$ ):

$$i_{FR} = \frac{Q_m^2}{\omega_m^2 C_m^2 R_m} \quad (10.14)$$

Donde los parámetros  $\omega_m$ ,  $C_m$  y  $R_m$  se determinan para la profundidad media  $h_m$ .

La construcción de la línea de superficie libre permite conocer la profundidad de flujo al final de la rápida. Esta profundidad es necesaria para el análisis de la parte final de la rápida.

El análisis de la parte final de la rápida o *de enlace con el río* es semejante al análisis del proceso de disipación al pie de un vertedero tipo Creager y su objetivo fundamental es excluir la posibilidad de resalto hidráulico desplazado. Normalmente se requiere una alternativa de disipación:

- Pozo de disipación.
- Muros de disipación.
- Opción combinada con pozo y muros.

La *rápida escalonada* es la segunda alternativa u opción de la obra de desfogue. Está constituida por escalones constructivamente semejantes, formados por muros y losas. Se caracteriza por disipar la energía cinética excedente en cada escalón y, por consiguiente, en su trayecto no se acumula energía. Generalmente, incluye pozo de disipación en cada escalón, donde tiene lugar el resalto hidráulico; este pozo se forma con ayuda de una cresta de alto  $d_i$  ubicada en la abscisa final del escalón, la misma que, desde el punto de vista constructivo constituye la parte superior del muro frontal del siguiente escalón, en tanto que, desde el punto de vista hidráulico, cumple la función de un vertedero de perfil práctico rectangular a través del cual vierte el agua al siguiente escalón; el alto  $d_i$  de la cresta se obtiene de la ecuación:

$$d_i = h_i'' - H_i \quad (10.15)$$

Donde:

$h_i''$ : segunda profundidad conjugada en el escalón considerado.

$H_i$ : carga geométrica requerida por el vertedero al final del escalón para evacuar el caudal de diseño.

El alto de los escalones generalmente se adopta de 2 a 2,5 m, pudiendo llegar en algunos casos de laderas estables rocosas o semi-rocosas hasta 3 o 4 m. El número de escalones se obtiene dividiendo la diferencia de niveles entre la cresta del muro o vertedero al final del canal de transición y el fondo del río en el sitio de restitución de los caudales. El análisis hidráulico se realiza para el primer escalón (tiene condiciones propias de acercamiento), para el último escalón (tiene condiciones propias aguas abajo) y para el segundo escalón que tiene condiciones de operación semejantes a las de los restantes escalones. Las rápidas escalonadas están constituidas por losas, muros frontales y muros laterales.

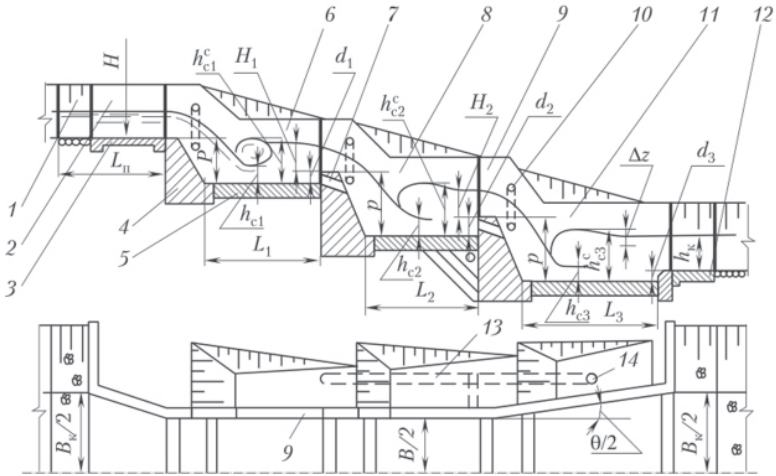


Figura 10.16. Rápida escalonada: planta y corte longitudinal.

1- Canal de transición; 2- entrada; 3- carpeta; 4- muro frontal o de caída del agua; 5- losa de disipación o losa de fondo; 6- primer escalón; 7- orificios de desagüe; 8- segundo escalón; 9- muro lateral; 10- conductos de aireación; 11- último escalón; 12- tramo de enlace con el río y de reconfiguración del diagrama de velocidades; 13- drenaje tras el muro lateral; 14- pozo de observación.  
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

El espesor de la losa de fondo en los escalones se determina sobre la base del análisis de su trabajo mecánico. Para dimensionamiento preliminar dicho espesor en metros puede ser adoptado por una de las siguientes expresiones:

$$t = 0,25 \sqrt{q\sqrt{p}} \tag{10.16}$$

$$t = 0,15 v_c \sqrt{h_c} \tag{10.17}$$

Donde:

$q$ : caudal unitario.  
 $p$ : alto del escalón.

$v_c$ : velocidad media en la sección contraída.

$h_c$ : profundidad contraída del resalto hidráulico en el escalón.

#### 10.3.8.5. Obra de disipación

Como se ha advertido, cuando la obra de desfogue es una rápida la energía potencial se transforma en energía cinética cuyo excedente debe ser disipado al pie de la rápida; esto significa que, por cuanto a lo largo de la rápida se acumula la energía cinética, en el enlace con el río se requiere de una obra de disipación, con frecuencia de considerables dimensiones y, por consiguiente, costosa (pozo de disipación, muros de disipación, combinación pozo y muros). El análisis hidráulico de la obra de disipación se realiza por un procedimiento semejante al utilizado para analizar la disipación de energía al pie de un vertedero.

En cambio, cuando la obra de desfogue es una rápida escalonada la energía cinética excedente se disipa en cada escalón y, por consiguiente, al final de la rápida escalonada se disipa únicamente la energía cinética excedente del último escalón. El análisis hidráulico de la disipación al pie de cada escalón consiste en determinar la altura del muro al final del escalón y la longitud del escalón; la longitud del escalón es la suma de la longitud de vuelo de la lámina de agua y de la longitud del resalto.

Los procedimientos para el análisis de disipación de la energía son los estudiados en mecánica de fluidos o hidráulica aplicada.

### 10.4. Captaciones desde un embalse: características constructivas de las captaciones desde un embalse

A continuación, se consideran las captaciones sumergidas desde un embalse que se caracterizan por entregar el agua a una conducción con flujo de superficie libre y estar ubicadas fuera del cuerpo de la presa, es decir en una de las márgenes del embalse. En este marco se presta atención principal a las captaciones en casos de presas de material del lugar.

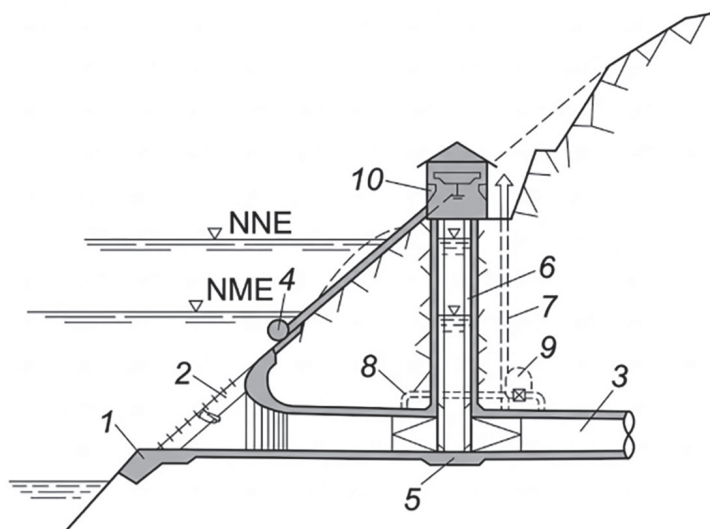


Figura 10.17. Esquema de captación con chimenea y rejillas con limpieza.

1- cresta de entrada; 2- barrotes de la rejilla; 3- tubo o galería; 4- elemento para limpieza de la rejilla; 5- compuertas de operación y emergencia; 6- chimenea de hormigón armado circular o rectangular; 7- conducto de aireación; 8- piezómetro; 9- galería; 10- área de maniobra de las compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

#### 10.4.1. Elemento de entrada o ingreso a la captación

Este elemento debe cumplir las siguientes condiciones:

- Para nivel de embalse  $\nabla$ NE no menor al  $\nabla$ NME a la captación no deben ingresar elementos flotantes en el embalse, así como tampoco en la superficie del agua deben formarse embudos de aire que pueden succionar sólidos.
- Las rejillas para retención de sólidos no deben estar obstruidas.
- En el acercamiento del agua al orificio de entrada no deben producirse deformaciones de la ladera del embalse debidos a la erosión o la acumulación de sedimento.
- Para el ingreso del caudal de diseño, la pérdida de carga a la entrada debe ser la menor posible.

- Para evitar la formación de embudos de aire, la profundización mínima permisible ( $s$ ) del borde superior del orificio de entrada, bajo el nivel de agua en el embalse debe ser:

$$s_{min} = (0,30 - 0,35)v\sqrt{D} \quad (10.18)$$

(Embalses pequeños)

$$s_{min} = (0,54 - 0,72)v\sqrt{D} \quad (10.19)$$

(Embalses grandes)

Donde:

$D$ : diámetro del orificio, m.

$V$ : velocidad media a la entrada, m/s.

En todo caso debe cumplirse la condición:

$$s_{min} > \frac{v^2}{2g} \quad (10.20)$$

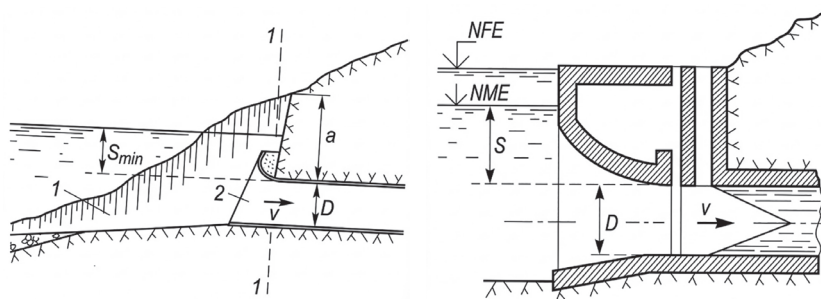


Figura 10.18. Esquema del elemento de entrada de una captación sumergida.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

### 10.4.2. Un elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla

La figura 10.19 tiene una excavación de acercamiento 1 ejecutada como excavación abierta. A partir de la sección 1-1 la excavación se ejecuta en túnel. Cabe anotar que la sección 1-1 (inicio del túnel) se ubica en la abscisa donde el costo de 1 m de excavación abierta es igual al costo de 1 m de excavación en túnel. Además, se establece una condición adicional: la dimensión  $a$  debe ser lo suficientemente grande para que los trabajos de excavación del túnel no alteren la integridad de la cobertura rocosa ubicada sobre el túnel.

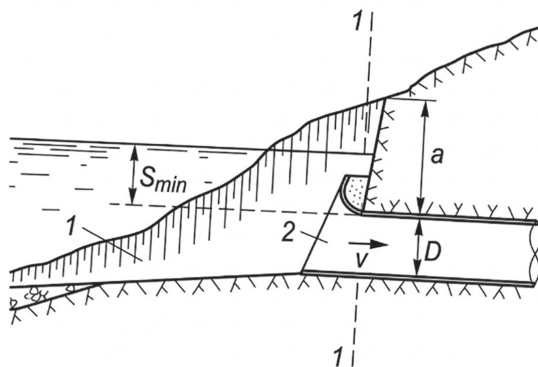


Figura 10.19. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y sin rejilla.

1- Excavación de acercamiento; 2- ingreso al conducto de captación en túnel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

En caso de que la excavación de acercamiento se ejecute en suelo, cuando las velocidades de acercamiento son relativamente altas, cabe revestir sus superficies.

### 10.4.3. Elemento de entrada con rejilla sin elemento de limpieza

La compuerta-tapón 1 cierra el orificio a través del cual ingresaban los caudales de desvío durante la construcción del sistema, cuando los tubos de acero 6 aún no habían sido colocados y tampoco estaba el tapón 7 (Figura 10.20).

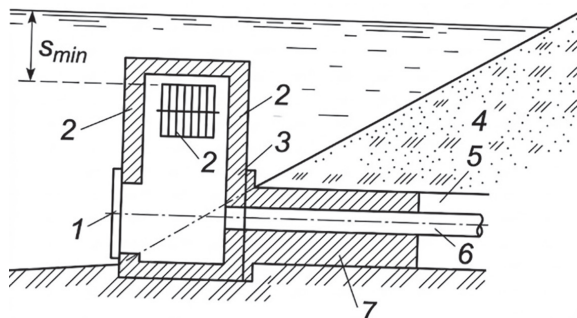


Figura 10.20. Esquema del elemento de entrada sin compuertas y con rejilla sin limpieza.

1- compuerta de sellado; 2- orificio de entrada; 3- pozo o chimenea de captación; 4- talud de la presa; 5- túnel de desvío; 6- tubería de acero; 7- sello de hormigón.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

#### 10.4.4. Elemento de entrada con compuertas

Cuando se cuenta con compuertas en el inicio mismo del conducto de captación, estas son instaladas generalmente sobre la losa de cimentación de una chimenea especial construida en el embalse (Figura 10.21). Los mecanismos de maniobra de las compuertas son instalados en la parte superior de la chimenea; esta se comunica a través de un puente con la corona de la presa o con una margen del embalse.

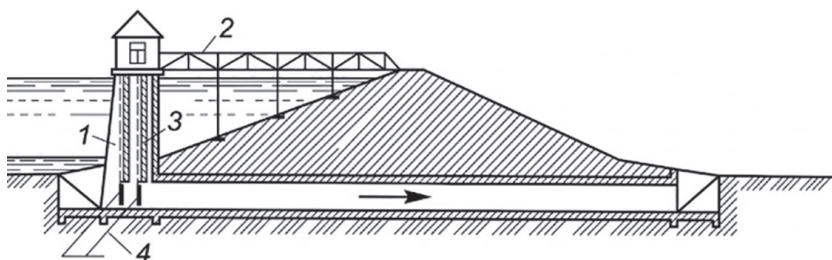


Figura 10.21. Esquema de captación tipo chimenea con compuertas.

1- chimenea de captación; 2- puente de servicio; 3- conducto de aireación; 4- compuertas.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Las chimeneas son de hormigón u hormigón armado, rectangulares o circulares en planta. Aguas arriba de la chimenea se construye una excavación de acercamiento.

Una desventaja importante de un elemento de entrada con chimenea en zonas con afluencia de sólidos radica en que la chimenea puede ser afectada por choques contra ella de dicho material. En estos casos podrá resultar preferible contar con un elemento de entrada sin chimenea.

#### **10.4.5. Elemento de tránsito**

El elemento de tránsito de una captación desde embalse puede ser en túnel, galería o en tubería. En algunos casos en el interior del túnel o galería se instalan tubos de acero por lo que el túnel o la galería opera sin agua. En consecuencia, los túneles pueden ser secos o mojados; en este segundo caso, con flujo a presión o de superficie libre; con alguna frecuencia el conducto de captación o elemento de tránsito puede ser de régimen combinado, es decir en un tramo con flujo a presión y en otro con flujo de superficie libre. Concretamente, si las compuertas se ubican en una parte intermedia o al final del elemento de tránsito, entonces antes de estas el flujo debe ser a presión, en tanto que luego de las compuertas con superficie libre.

#### **10.4.6. Trazado del túnel**

El trazado del túnel debe ser en lo posible recto, en todo caso en los tramos con flujo de superficie libre. Si esto no es posible, entonces el radio de giro del tramo con curvatura se asume  $r \geq 5B$ , donde B es el ancho del túnel. Los ángulos de giro no deben ser mayores a  $60^\circ$ . Los tramos inicial y final de un túnel con curvatura deben ser rectos en planta, en una longitud no inferior a 6 metros.

La forma de la sección transversal de un túnel con flujo a presión generalmente es circular.

En lo que respecta a los túneles con flujo de superficie libre, dependiendo de las condiciones geomecánicas y por tanto de la presión de roca la sección transversal tiene geometría diferente (Figura 10.22). Cuando el túnel es trazado en roca compacta y resistente, por ejemplo, con módulo de deformación  $E \geq 20 \text{ GPa}$ , conviene la sección A; en caso de pequeña presión de roca ( $10 \text{ GPa} \leq E \leq 20 \text{ GPa}$ ), se recomienda la sección B; en caso de presión de roca grande ( $5 \text{ GPa} \leq E \leq 10 \text{ GPa}$ ) es recomendable la sección C; para túneles trazados en macizos débiles que además ejercen presión desde abajo, en la base del túnel ( $2 \text{ GPa} < E \leq 5 \text{ GPa}$ ) se recomienda la sección D.

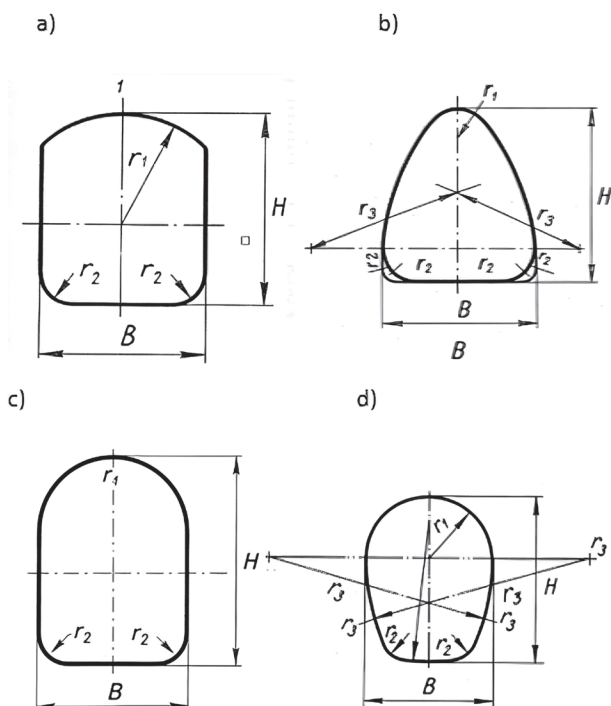


Figura 10.22. Tipos de sección transversal de túneles con flujo de superficie libre.  
 Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

Para excavación de sección completa con revestimiento prefabricado de túneles con flujo de superficie libre se recomienda también la sección circular.

El alto de la capa de aireación sobre la superficie libre del agua en el túnel debe ser no inferior a 0,15 del alto visto del túnel y no menor a 0,40 metros. Las dimensiones mínimas vistas de la sección transversal del túnel deben ser: alto, 2 a 2,5 metros; ancho 2 metros; diámetro de la sección circular 2 a 2,5 metros.

El espesor del revestimiento depende de la presión de roca, es decir del coeficiente de dureza (coeficiente de corte) del macizo rocoso; para dimensionamiento preliminar se puede adoptar  $\delta = \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{15}\right) B$ , dependiendo del valor estimado de dicho coeficiente o del módulo de deformación con el que está correlacionado, donde  $B$  es el ancho del túnel.

#### ***10.4.7. Elemento de salida de la obra de captación***

La obra de captación puede finalizar sea en túnel con flujo de superficie libre (o en galería) o con tubo a presión que entrega el agua a la obra de conducción. En caso de presencia de altas velocidades en el túnel con flujo de superficie libre (o en el tubo) cuando se restituye el agua a un cauce rocoso, el elemento final puede estar constituido por un trampolín o salto de esquí (Figura 10.23). Con frecuencia el elemento de salida incluye un pozo de disipación de una u otra forma (Figura 10.24). En la Figura 10.25 se muestran tres ejemplos del elemento de salida en caso de presencia de tubo a presión.

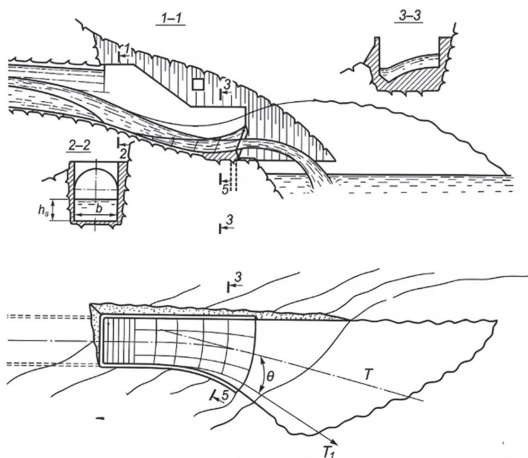


Figura 10.23. Restitución con salto de esquí al final de un túnel.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

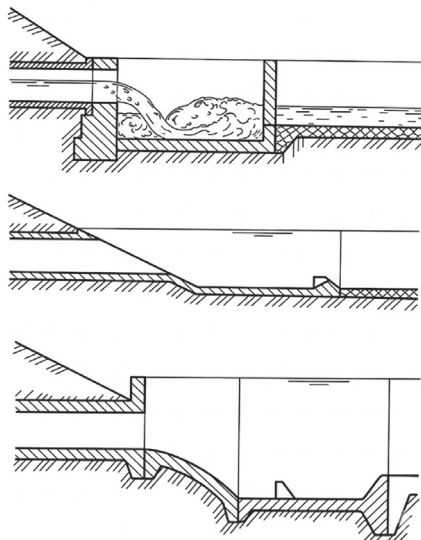


Figura 10.24. Elemento de salida desde una galería.

Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGROPROMIZDAT.

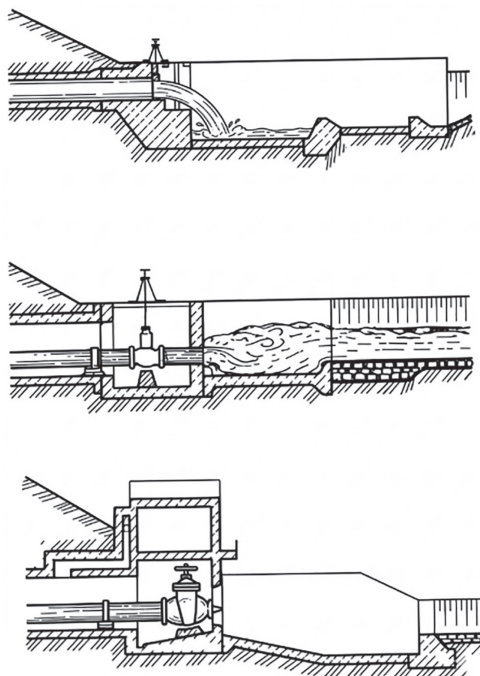


Figura 10.25. Ejemplos del elemento de salida en los casos de tuberías a presión.  
Fuente: Chugaev, R. R. (1985). Construcciones hidráulicas: Presas con vertido incorporado. AGRO-PROMIZDAT.

#### 10.4.8. Cálculo hidráulico de las captaciones desde un embalse

El caudal de diseño  $Q'_{DIS}$  se establece para la obra de captación igual al caudal máximo del gráfico anual de demanda del usuario o usuarios del sistema. A continuación, se considerará la captación con orificio de entrada sumergido.

Como se conoce con NME, que es el nivel mínimo de operación, debe ser posible entregar al usuario el caudal máximo del gráfico de demanda. En este caso, es decir para entregar el caudal máximo de demanda con nivel muerto de embalse (NME) deben estar totalmente abiertas todas las compuertas de la obra de toma o captación desde el embalse.

Precisamente este es el escenario de diseño. En otros escenarios, es decir cuando el caudal de demanda es menor al máximo o el nivel de embalse es superior al NME, las compuertas de la obra de toma deben estar parcialmente cerradas.

El análisis hidráulico de la obra de toma incluye dos partes:

- Cálculo de la capacidad de flujo de la obra de toma.
- Cálculo del enlace de tramos aguas abajo de la obra de toma.

El cálculo de la capacidad de flujo o descarga de la obra de toma permite obtener las dimensiones necesarias del orificio de entrada y del conducto de captación, para asegurar la captación del caudal máximo de demanda con el nivel mínimo de operación del embalse.

Desde el punto de vista hidráulico, el conducto de captación de una obra de toma desde embalse incluye uno, dos o varios tubos cortos con flujo a presión para los cuales deben ser determinadas las pérdidas de carga longitudinales y locales.

En caso de que se cuente con dos tubos (lo que generalmente tiene lugar) cada tubo se calcula para el flujo de su caudal de diseño  $Q_{DIS}$  igual a:

$$Q_{DIS} = 0,5Q'_{DIS} \quad (10.21)$$

(En caso de usuario agrícola-riego)

$$Q_{DIS} = 0,8Q'_{DIS} \quad (10.22)$$

(En caso de usuario municipal-agua potable)

Donde:

$Q'_{DIS}$ : caudal de diseño de toda la obra de captación.

Se adopta  $Q_{DIS}$  de acuerdo a estas ecuaciones, se asume que durante el tiempo de reparación o mantenimiento de uno de los dos tubos, no será entregado al usuario respectivamente el 50 % y el 20 % del cau-

dal máximo requerido, en caso de que este periodo coincide con el de máxima demanda.

Se distinguen dos casos de operación de cada uno de los dos tubos: desagüe a la atmósfera y desagüe bajo nivel.

#### 10.4.9. Desagüe a la atmósfera

En este caso:

$$Q_{DIS} = \mu_T \omega \sqrt{2gH} \quad (10.23)$$

Donde:

$\mu_T$ : coeficiente de caudal o descarga del tubo.

$\omega$ : área de la sección transversal del tubo.

$H$ : carga igual a la profundidad a la que se encuentra el centro de la sección de salida del tubo, desde el nivel de cálculo en el embalse, es decir, desde el NME.

$$\mu_T = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_l + \sum \zeta_j}} \quad (10.24)$$

Donde:

$\zeta_l$  y  $\zeta_j$ : coeficientes de resistencia longitudinal y local, respectivamente.

#### 10.4.10. Desagüe bajo nivel

En este caso:

$$Q_{DIS} = \mu_T \omega \sqrt{2gZ} \quad (10.25)$$

Donde:

$Z$ : diferencia del nivel de agua entre aguas arriba y aguas abajo.

$$\mu_T = \frac{1}{\sqrt{\zeta_l + \sum \zeta_j}} \quad (10.26)$$

En la práctica el análisis resulta más cómodo realizar de la siguiente manera:

- Se asume la velocidad media de flujo en el tubo  $v = 2$  a  $5$  m/s.
- Se determina el área de la sección de flujo  $\omega = Q/v$  y, en consecuencia, el diámetro teórico del tubo (que se redondeado al valor de mercado más próximo) o las dimensiones del tubo rectangular, cuando no es circular.
- A continuación, por una de las ecuaciones anteriormente obtenidas se determina la carga  $H$  o  $Z$ .
- Finalmente, conociendo  $H$  o  $Z$  se determina la ubicación altimétrica de la sección de salida del tubo (en caso de desagüe a la atmósfera) o el nivel del agua requerido aguas abajo (en caso de desagüe bajo nivel).

Cuando está dada la cota del nivel de agua aguas abajo entonces está dada  $Z$  (o  $H$ ). En este caso es necesario determinar el diámetro del tubo o las dimensiones de la sección rectangular; este problema se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo diferentes diámetros o secciones transversales del tubo.