

## CAPÍTULO I

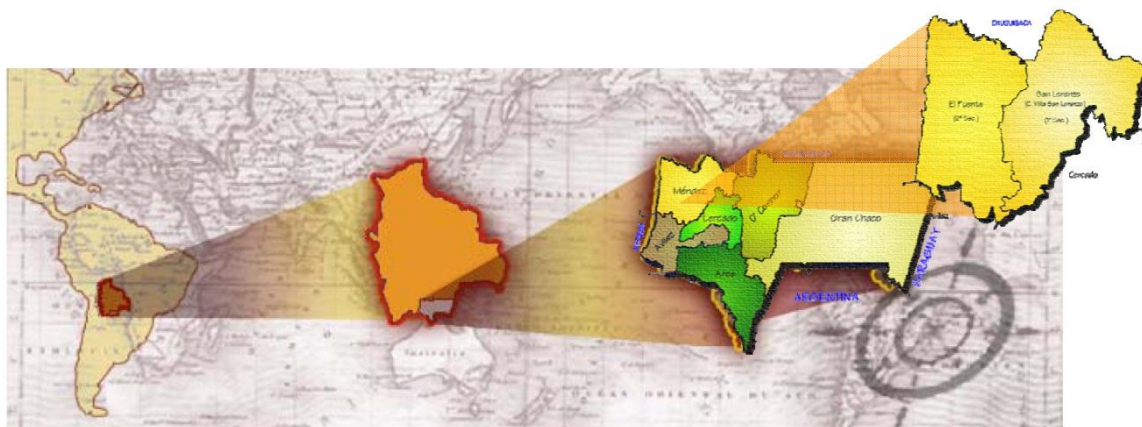
### 1. INTRODUCCIÓN

**Título del Proyecto:** “Comparación técnica-económica de aliviaderos aplicación presa Carachimayo”

**Localización:**

La cuenca del río Carachimayo se encuentra en el flanco occidental de la serranía de Chaupicancha y en el flanco oriental de la serranía de zapatera perteneciente a la parte meridional de la cordillera oriental, con una extensión (en proyección horizontal) de 46.087 km<sup>2</sup> es afluente del río Guadalquivir, se ubica en la alta cuenca del río Guadalquivir, Provincia Méndez del Departamento de Tarija.

**Figura 1.1** Mapa del departamento de Tarija (Provincia Méndez)



**Fuente:** Estudio de Identificación (E.I.), Proyecto de riego presa Carachimayo

La ubicación geográfica está definida en las siguientes coordenadas entre los paralelos 21° 24' 36" a 21° 10' 15" de latitud sud y los meridianos 63° 56' 12" a 63° 58' 30" de longitud Oeste de la Línea de Greenwich.

### 1.1 POBLACIÓN

Las familias que viven en Carachimayo, principalmente se dedican a la agricultura, ganadería y en menor grado a algunas actividades comerciales.

La comunidad de “Carachimayo” en la actualidad está dividida en 3 zonas. Carachimayo Norte, Carachimayo Centro y Carachimayo Bordo. Cada comunidad cuenta con sus propias autoridades como ser corregidor.

En la tabla que se presenta a continuación se muestran los datos de familias y población por cada una de las tres comunidades:

**Tabla 1.1** Datos de N° de Familias y Población Comunidad “Carachimayo”

Zona	N° Familias	Población Total
Carachimayo Norte	70	360
Carachimayo Centro	155	778
Carachimayo El Bordo	105	542
Total	330	1,680

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal (Alcaldía de San Lorenzo)

## 1.2 PROBLEMÁTICA ACTUAL

El proyecto “Embalse Carachimayo”, nace de un largo proceso de la demanda comunal y provincial, de varias décadas atrás, encabezada principalmente por la comunidad de Carachimayo, donde año tras año y cada vez con mayor intensidad se tiene una dramática situación de sequía en los cultivos ocasionado por el déficit hídrico, provocando la pérdida de cosechas, tanto en los cultivos a medio riego que se encuentran en ambos márgenes del río Carachimayo, como en los cultivos a temporal.

Por esa razón desde hace varias décadas los comunarios han demandado la construcción de una presa para almacenar el agua que escurre por el río en épocas lluviosas.

### 1.2.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido a que la causa fundamental para la falla de presas de materiales sueltos es el desbordamiento, que es atribuible a un mal diseño hidráulico del aliviadero ya que este representa la seguridad de la presa, se planteó el siguiente proyecto para dar recomendaciones sobre la elección del aliviadero para la presa de escollera en la zona Carachimayo.

### **1.2.2 FORMULACION DEL PROBLEMA**

¿Qué tipo de aliviadero se considera como el más adecuado hidráulicamente y económicamente para la presa de escollera en la zona Carachimayo?

### **1.2.3 SISTEMATIZACION DEL PROBLEMA**

¿Qué tipos de aliviaderos se adecuan hidráulicamente para la presa en la zona Carachimayo?

¿Cómo afectará el periodo de retorno en la selección del tipo de aliviadero?

## **1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO**

### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

- Definir el tipo de aliviadero más adecuado hidráulicamente y económicamente para la presa de escollera en la zona Carachimayo.

### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Identificar lugares potenciales para el emplazamiento del aliviadero.
- Estimar el caudal máximo vertido para diferentes periodos de retorno.
- Definir el tipo de dissipador de energía adecuado para la presa Carachimayo.
- Dimensionar los tipos de aliviaderos adecuados hidráulicamente para la presa Carachimayo.
- Cuantificar volúmenes de hormigón de los diferentes tipos aliviaderos.
- Estimar el costo de los diferentes tipos de aliviaderos para la presa Carachimayo
- Comparar hidráulicamente y económicamente los diferentes tipos de aliviaderos.

## **1.4 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO**

### **1.4.1 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

Al encontrarse estas comunidades en la parte alta de Tarija cuentan con varios afluentes de agua, libre de contaminación y con buenos caudales en casi todo el año.

La selección adecuada del tipo de aliviadero formará parte del aprovechamiento que se quiere realizar con la implementación de una presa, en el cual su estudio estará basado en la aplicación de metodologías para su diseño.

## **1.5 MARCO DE REFERENCIA**

### **1.5.1 DISCUSIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE**

Actualmente se cuenta con la siguiente información:

- Fichas de identificación y validación de proyectos de riego (F.I.V.)
- Estudio de identificación (E.I.), Proyecto de riego presa Carachimayo
- Libros, estudios, trabajos, etc. Relacionados con el tema del proyecto

### **1.5.2 FORMULACIÓN DE LOS RESULTADOS A LOGRAR**

Para la formulación de los resultados a lograr de acuerdo a la información recopilada, se plantea:

- Definir el tipo de aliviadero adecuado hidráulicamente y económicamente para la presa Carachimayo.
- Estimación de caudales máximos vertidos para diferentes periodos de retorno.
- Dimensionamiento de los tipos de aliviaderos adecuados hidráulicamente para la presa Carachimayo.

- Cuantificar volúmenes de hormigón de los diferentes tipos de aliviaderos adecuados hidráulicamente para la presa Carachimayo.
- Dimensionamiento del aliviadero seleccionado para la presa Carachimayo.

## **1.6 ALCANCE DE LA PROPUESTA**

El alcance del estudio estará definido por:

- Inspección de campo
- Revisión de información bibliográfica y proyectos que se ejecutaron en nuestro departamento referente a la propuesta ya señalada.
- Definir los diferentes tipos de aliviaderos que se adecuen hidráulicamente a la presa Carachimayo.
- Dimensionamiento de los diferentes tipos de aliviaderos para la presa Carachimayo.
- Cuantificación de volúmenes de hormigón de los diferentes tipos de aliviaderos para la presa Carachimayo.
- Comparación técnica-económica de los diferentes tipos de aliviaderos adecuados a la zona de estudio.
- Definir el tipo de aliviadero más adecuado hidráulicamente y económicamente para la presa de escollera en la zona Carachimayo.

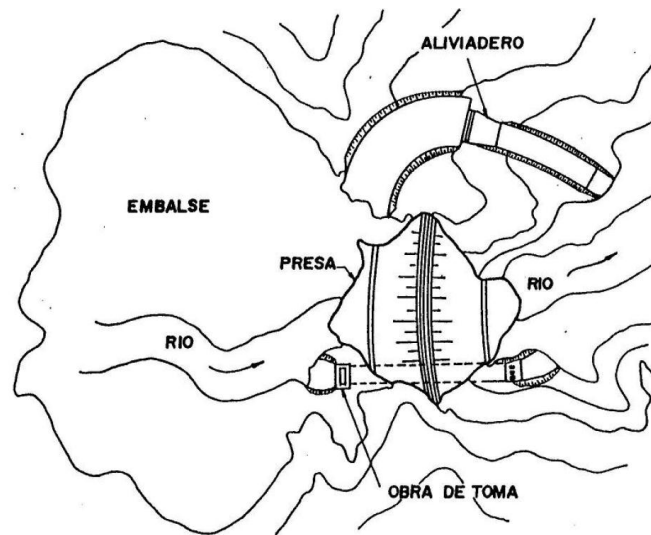
## CAPÍTULO 2

### ESTADO DEL CONOCIMIENTO

#### 2.1 INTRODUCCIÓN

Se define como conjunto hidráulico, al conjunto de obras que se construyen con el propósito de almacenar, evacuar y distribuir un cierto volumen de agua para satisfacer determinadas demandas de la zona donde se ubique.

**Figura 2.1** Conjunto hidráulico



Fuente: Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

Las partes principales que componen un conjunto hidráulico son:

- 2.1.1 Presa
- 2.1.2 Aliviadero
- 2.1.3 Obra de toma

2.1.1 Presa: Es aquel objeto de la obra dentro del conjunto hidráulico que se construye para embalsar el agua durante el periodo húmedo, con el propósito de crear una reserva para satisfacer las demandas de los usuarios en el periodo seco.

2.1.2 Aliviadero: Es aquella obra que se construye para evacuar el agua excedente o de avenida que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento.

2.1.3 Obra de toma: Es aquel elemento dentro del conjunto hidráulico encargado de regular o dar salida al agua que se desea aprovechar del embalse.

El presente proyecto se enfoca a la importancia de los aliviaderos en presas de materiales sueltos que son de tierra, de escollera tipo de presa que se eligió en el estudio de identificación.

## **2.2 PRESAS DE ESCOLLERA**

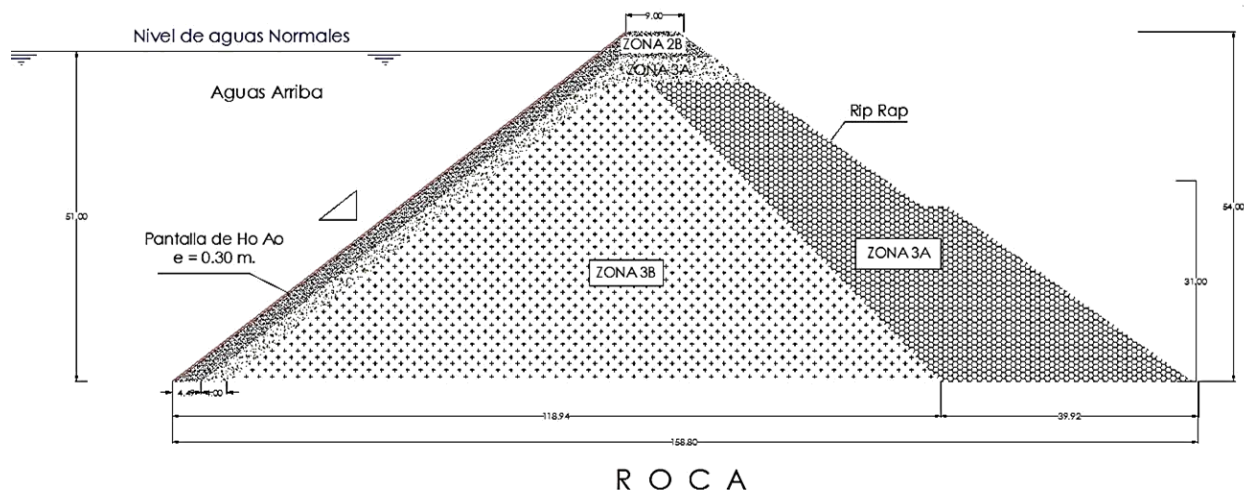
Las presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La pantalla puede ser una capa de tierra impermeable en el paramento de aguas arriba, una losa de hormigón, una lámina de hormigón asfáltico, planchas metálicas o cualquier otro dispositivo; o puede estar construida por un núcleo de material impermeable.

Las presas de escollera imponen unos cimientos adecuados para que no se produzcan asentamientos suficientes grandes como para romper la pantalla de impermeabilización. Los únicos cimientos apropiados son: Roca o arena compactada y gravas.

El tipo de presas de escollera es adecuado en emplazamientos remotos en los que exista posibilidad de obtener una buena roca, no se disponga de un suelo apropiado o existan largos periodos de lluvia intensa que hagan impracticable la construcción de una presa de tierra o donde la construcción de una presa de hormigón sea excesivamente costosa. Las presas de escollera son habituales en climas tropicales porque su construcción es posible en largos periodos de lluvias intensas.

Las presas de escollera al igual que las de tierra, pueden ser dañadas completamente, debido al desbordamiento por coronación, requieren aliviaderos separados de la presa y con una capacidad suficiente para prevenir este vertido.

## 2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA PRESA TIPO ESCOLLERA EN LA ZONA CARACHIMAYO



**Tabla 2.1** Características de la presa tipo escollera en la zona Carachimayo

	Altura presa (m)	Altura (m.s.n.m.)
Altura de sedimentos	31	2,283
Solera del vertedero	51	2,303
Altura total de la presa	54	2,306

Volumen total de la presa (m <sup>3</sup> )	3,931,363.26
Volumen muerto (m <sup>3</sup> )	830,365
Volumen útil (m <sup>3</sup> )	3,100,998.26

**Fuente:** Estudio de Identificación (E.I.), Proyecto de riego presa Carachimayo

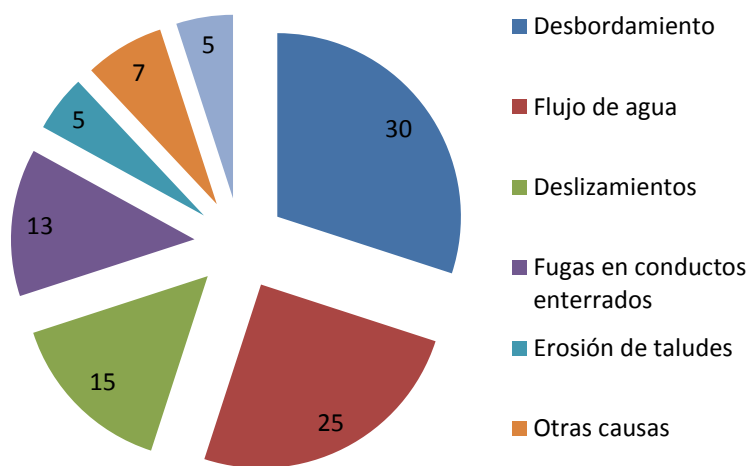


## 2.3 CAUSAS POTENCIALES DE FALLA EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Dado que el diseño y la construcción de presas de materiales sueltos están basados aun en gran medida en conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, antes de discutir con detalle las condiciones de un buen diseño.

**Tabla 2.2** Resumen de la causas más importantes de falla en presas de materiales sueltos

Causas de la falla parcial o total	Porcentaje del total (%)
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5



**Fuente:** Programa de desarrollo agropecuario sostenible (USACE 1975).

La tabla 2.2 indica que el evento que ha causado el mayor número de fallas en presas de materiales sueltos es el desbordamiento, debido fundamentalmente, a las severas limitaciones de información hidrológica, para el diseño de presas de materiales sueltos.

## **2.4 CONCEPTOS GENERALES DE LOS ALIVIADEROS**

El aliviadero es una parte vital de la presa, frecuentemente su tamaño, tipo y las restricciones naturales de su emplazamiento, serán los factores decisivos en la elección del tipo de presa. Los requisitos que ha de cumplir el aliviadero vienen impuestos básicamente por las características de la escorrentía y del curso de agua, independientemente de las condiciones del emplazamiento, el tipo o el tamaño de presa. La elección del tipo de aliviadero vendrá condicionada por la magnitud de las avenidas que deban pasar. Así se tendrá que en cauces con un régimen de grandes avenidas potenciales, el aliviadero será la estructura principal y la elección del tipo de presa puede ser de orden secundario.

El costo de construcción de un gran aliviadero es frecuente una parte importante del costo total del proyecto. En estos casos, puede ser conveniente combinar el aliviadero y la presa en una sola estructura aconsejándose la elección de una presa vertedero de hormigón. En algunos casos en los que el material obtenido en la excavación del aliviadero puede utilizarse en el cuerpo de la presa, puede ser ventajosa la solución de presa de materiales sueltos.

Cuando se requiere un aliviadero pequeño puede ser conveniente la elección de presas de materiales sueltos que pueden ser de tierra o de escollera. La práctica de construir vertederos de hormigón en presas de materiales sueltos, ha resultado, en general, desalentadora, al ser necesarias hipótesis de diseño más conservadoras y precisar un mayor cuidado que evite los fallos.

## **2.5 FUNCIÓN DE LOS ALIVIADEROS**

En las presas de embalse los aliviaderos permiten evacuar el agua sobrante o el agua de las avenidas que no cabe en el volumen de almacenamiento disponible. No es necesario subrayar la importancia del aliviadero; muchas roturas de presas han sido debidas a un diseño incorrecto de los aliviaderos o a la falta de capacidad de los mismos. En presas de

materiales sueltos, es de vital importancia que la capacidad de desagüe del aliviadero sea amplia, ya que podrían destruirse si son rebasadas por el agua; por el contrario, las presas de hormigón pueden resistir un pequeño vertido por coronación.

Normalmente el incremento en costo no es directamente proporcional a la capacidad. El costo de un aliviadero de gran capacidad suele ser solamente algo superior al de otro demasiado pequeño.

Además de desaguar un caudal suficiente, el aliviadero debe de ser adecuado, tanto desde el punto de vista hidráulico como del estructural y tiene que estar situado de forma que el agua vertida no produzca erosiones en el pie de la presa.

Las superficies en contacto con el agua deben ser resistentes a la erosión que puede producirse por efecto de las grandes velocidades que se originan por la diferencia de altura. Generalmente se necesita algún elemento especial al pie del aliviadero para disipar la energía.

La frecuencia de funcionamiento del vertedero debería ser determinada por las características de esorrentía de la cuenca, las cuales incluyen la naturaleza del aprovechamiento. Usualmente los caudales normales del río son almacenados en el embalse, derivadas por dispositivos de toma o evacuados a través de los desagües, por lo que el aliviadero no tiene necesidad de funcionar. Sin embargo, se producen vertidos por el aliviadero cuando hay avenidas o periodos largos de grandes esorrentías, y los otros elementos de evacuación se saturan.

## **2.6 PARTES QUE COMPONEN EL ALIVIADERO**

De modo general, se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes:

2.6.1 Canal de aproximación.

2.6.2 Sección de control.

2.6.3 Transición.

2.6.4 Rápidas o conducto de descarga.

2.6.5 Estructuras terminales o disipadoras de energía.

### 2.6.6 Canal de salida.

2.6.1 Canal de aproximación: Es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla a la estructura de control o sección vertedora, garantizando una distribución uniforme de flujo en dicha sección.

2.6.2 Sección vertedora: Es aquella que regula la descarga directamente del embalse. Esta sección define la capacidad de evacuación de un aliviadero.

2.6.3 Transición: Es una estructura que se ubica entre el cimacio y la rápida con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones o ambas, de la sección transversal, de la cual se puede prescindir en dependencia de las dimensiones del vertedor.

2.6.4 Rápida: Es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen de circulación supercrítico.

2.6.5 Estructura terminal o disipador de energía: Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al circular por la rápida, debido a su pendiente, evitando así la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero.

2.6.6 Canal de salida: Es el encargado de conducir el agua hasta el cauce del río.

## **2.7 CLASIFICACIÓN DE LOS ALIVIADEROS DE ACUERDO A SU DISPOSICIÓN EN PLANTA**

Los aliviaderos de acuerdo a su disposición en planta se clasifican en:

2.7.1 Aliviaderos frontales.

2.7.2 Aliviaderos laterales.

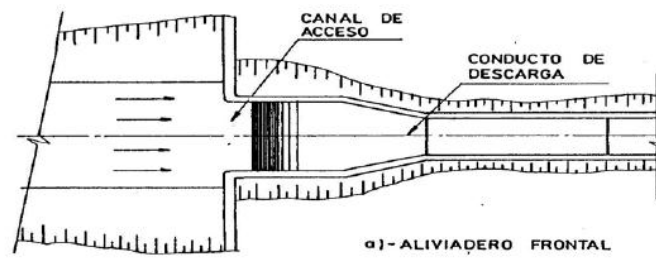
2.7.3 Aliviaderos curvos en planta.

2.7.3.1 Aliviaderos de abanico.

2.7.3.2 Aliviadero semi-abanico.

2.7.1 Aliviaderos frontales: Son aquellos rectos en planta, cuyo vertimiento se realiza coaxial al conducto de descarga, tienen como desventajas que pueden ocupar grandes extensiones en planta, lo cual traería como consecuencia en caso de construirse en una montaña, grandes volúmenes de excavación.

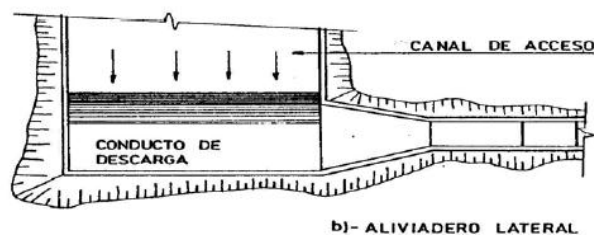
**Figura 2.2** Aliviadero frontal



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

2.7.2 Aliviaderos laterales: Son aquellos cuyo vertimiento se realiza con cierto ángulo con respecto al conducto de descarga. Al contrario del aliviadero frontal, en caso de que se vaya a colocar en una montaña, puede ser ubicado de forma tal que bordee la ladera sin necesidad de excavar la montaña, ahorrándose así grandes volúmenes de excavación.

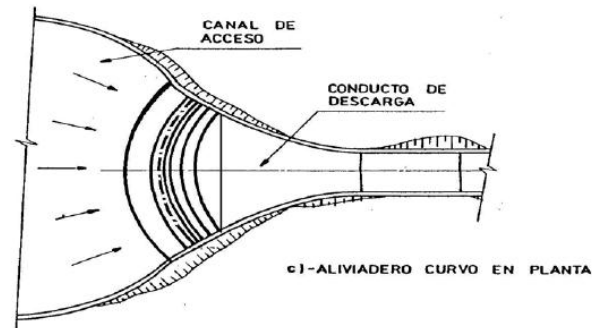
**Figura 2.3** Aliviadero lateral



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

2.7.3 Aliviaderos curvos en planta: Tal como lo dice su nombre son curvos en planta y por ende, el vertimiento se realiza radialmente, existiendo una concentración central del flujo en el conducto de descarga. Tiene la ventaja de que ocupan poca área en planta en relación con un frontal y presentan gran longitud vertedora.

**Figura 2.4** Aliviaderos curvos en planta



Fuente: Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

## 2.8 CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE ALIVIADERO

El factor primordial que se tiene que tener en cuenta es el económico, con un funcionamiento hidráulicamente adecuado y de una operación acorde con los fines de la presa.

La selección del tipo de aliviadero considerando el funcionamiento hidráulicamente adecuado y la operación acorde con la presa depende de varios factores entre los cuales podemos destacar los siguientes:

- a) En las presas de concreto se facilita la localización del aliviadero sobre ellas, aprovechando así la estructura de la presa, en cambio para presas de materiales sueltos como son la de tierra y enrocado esta solución no es la más acorde y se prefiere colocar una estructura aparte el aliviadero como es el caso para el proyecto.
- b) La ubicación de la obras de embalse deben ser hechas en conjunto, pudiendo considerar la concepción global del proyecto. Tanto la presa, toma, aliviadero y obra de desvío deben formar ese conjunto.
- c) La topografía es un factor importante, especialmente cuando no se coloca sobre la presa el aliviadero, ya que necesita un sitio para este sin ocasionar daños aguas abajo por la descargas del aliviadero. El lugar más aconsejable del embalse para colocar el aliviadero son las laderas, teniendo que considerar que tan lejos se encuentre del receptor final y la capacidad que tenga para transportar estas aguas, ya

que si no tendríamos que aumentar los costos con la construcción de estructuras que condicionarán esas obras. Un ejemplo de tipo de aliviadero que se usa cuando existe limitaciones de espacio son los de canal lateral y los de abanico.

- d) Las condiciones geológicas son de suma importancia para todas las obras del embalse debido a que esto va a constituir la fundación de la obras. El aliviadero debe situarse sobre la roca sana y sin fallas en el suelo, sobre todo si la estructura del aliviadero es un túnel.
- e) El aliviadero deberá tener una relación en tamaño con el caudal que se va a descargar y por supuesto mientras mayores sean estas estructuras se necesita mejor geología y más espacio. Si el gasto es muy grande se puede construir más de un aliviadero.
- f) Desde el punto de vista hidráulico el aliviadero frontal con alineamiento recto y la estructura de conducción de sección constante es el más recomendado por su funcionamiento simple y franco.

## **2.9 FENÓMENOS QUE AFECTAN EL FUNCIONAMIENTO DE LOS ALIVIADEROS**

### **2.9.1 Vibraciones**

Las vibraciones de las estructuras pueden estar asociadas con alguna inestabilidad del flujo y fluctuaciones en la presión, donde la cavitación es solo un ejemplo extremo. El mejor método para prevenir o al menos reducir vibraciones es mediante la reducción de la fluctuación y estabilizando el flujo.

Mediante el estudio de las vibraciones de estructuras hidráulicas, se puede observar la interacción entre el fluido y el comportamiento de la estructura:

- 2.9.1.1 Las vibraciones pueden dañar la construcción, el medio ambiente adyacente a la obra y causar ruidos inaceptables. Un amplio conocimiento de las causas que originan la vibración puede prevenir un error en el diseño o al menos indicar cuales aspectos necesitan especial atención en el diseño.

2.9.1.2 Algunas estructuras son difíciles de modificar cuando la vibración acontece.

En extremas condiciones no es segura que la vibración pueda ser detectada a tiempo.

## 2.9.2 Sedimentos

Un problema que puede presentarse en la hidráulica de los aliviaderos es la distribución de sedimentos, ya que el sedimento no necesariamente se deposita en el fondo del embalse, sino que se distribuye a todos niveles comprendidos dentro del vaso de almacenamiento, de acuerdo al proceso de sedimentación. Al penetrar al embalse, las partículas acarreadas por las condiciones fluviales están sometidas a la acción de una componente horizontal de la fuerza que ejerce el agua sobre la partícula en la dirección del escurrimiento y una fuerza vertical a la aceleración de la gravedad.

En el canal de aproximación al aliviadero, el caudal está caracterizado por velocidades bajas y por la ausencia de turbulencia, por las dimensiones y perímetros del canal. De esta manera las partículas caen al fondo de la estructura de aproximación y se consideran sedimentadas, ocasionando aumento en los niveles aguas arriba, afectando el diseño de la cresta del aliviaderos, y alterando la curva de descarga. Este problema debe ser reducido al mínimo, tomando en cuenta la sedimentación, en el diseño de la cresta y del canal de aproximación del flujo o mediante un apropiado método de limpieza.

## 2.9.3 Vórtices

Se puede definir vorticidad, como la rotación de una masa diferencial de fluido, siendo esta igual el doble de la velocidad angular del elemento.

Los vórtices generalmente se producen por las siguientes condiciones:

2.9.3.1 Condición de aproximación asimétrica del flujo, que puede ser originada por la orientación geométrica de la entrada o canal de aproximación al aliviadero, por las irregularidades en los contornos, la acción del viento, etc.

2.9.3.2 Existencia de planos de corte, originados por altos gradientes de velocidades.



### 2.9.3.3 Flujos rotacionales generados por objetos u obstrucciones en la vía del flujo de aproximación.

En algunos casos la presión en el núcleo del vórtice puede llegar a tener valores inferiores a la presión atmosférica, debido a las altas velocidades generadas en el movimiento circular, por tanto será en este punto donde probablemente se inicie el fenómeno de la cavitación.

### 2.9.4 Abrasión

El riesgo de abrasión debido al rozamiento de los sedimentos suspendidos en el agua, es inevitable. La suspensión de sedimentos en el flujo es peligrosa en la medida que según la naturaleza del sedimento, exista una proporción significativa de partículas duras de finos. La turbulencia del flujo tiende a agravar la abrasión, el uso de concretos y recubrimientos especiales desarrollados actualmente disminuyen un poco el efecto abrasivo, pero no exime completamente al aliviadero de esta situación.

### 2.9.5 Supresión

La supresión es causada por la conversión intermitente de la energía cinética en energía de presión a través de infiltraciones que puedan existir en el canal de flujo. Este fenómeno propone una amenaza especial para altos números de Froude y es acentuada por la intensa turbulencia. Cuando las presiones se hacen negativas en un punto del fondo, puede haber una pequeña inestabilidad local si hay una continua subpresión, mayor que el peso sumergido de la roca suprayacente o concreto. Dicha supresión es determinante en la estabilidad de la estructura, por cuanto, en la mayoría de los casos, produce una fuerza hacia arriba de considerable magnitud. La estabilidad del aliviadero debe ser garantizada con su correspondiente factor de seguridad en función del incremento del peso de la estructura y por reducción de subpresiones mediante el empleo de drenes u otro métodos.

### 2.9.6 Cavitación

El fenómeno de cavitación consiste en la creación de burbujas de vapor de agua en aquellos puntos del cuerpo del flujo donde la presión es igual o menor que la de vaporización. Una vez creadas las burbujas son arrastradas por la corriente del fluido, ingresando posteriormente a zonas de mayor presión donde sufren una implosión (se aplastan). Si la

burbuja está en contacto con la superficie de concreto genera una fuerte presión puntual en la misma, y como consecuencia de esta repetida presión puntual queda una picadura en la pared o contorno. Miles de burbujas siguen el mismo proceso, creando picaduras que terminan por destruir el material de contorno.

Para entender el concepto de cavitación puede ser beneficioso estudiar el proceso de ebullición. Cuando el agua es calentada, la temperatura aumenta, y esto origina que el agua aumente su presión de vapor. Cuando la presión de vapor se hace igual a la presión atmosférica, la ebullición ocurre, y en este instante el agua pasa a vapor de agua. La temperatura donde ocurre la ebullición es función de la presión. Si la presión baja, la ebullición ocurre a menores temperaturas. La presión es función de la altura, por lo tanto la ebullición ocurre a bajas temperaturas a grandes alturas. De toda esta explicación se puede concluir que existe una diferencia térmica entre ebullición y cavitación, ya que cavitación es el proceso del paso del estado líquido a vapor por cambios de la presión local, manteniendo constante la temperatura.

Los experimentos indican que la velocidad de flujo y las concentraciones de aire tienen singular importancia en el efecto de la cavitación. La experiencia mundial ha demostrado que la superficie de los aliviaderos que presentan un mal acabado o cualquier deformación local o una geometría impropia, frecuentemente han sufrido daños por cavitación.

Los causantes básicos del fenómeno de cavitación en aliviaderos son:

- a) Curvatura o deflexión del flujo.
- b) Ocurrencia de flujos cortantes o vórtices.
- c) Rugosidad de la superficie.

La predicción de la existencia de una combinación crítica de la velocidad del flujo, presión del flujo y presión de vapor del agua a la cual el fenómeno de cavitación puede aparecer, es posible definirse por la existencia de un parámetro conocido como número de cavitación.

Efecto del tiempo de exposición de la superficie en el fenómeno de cavitación, el proceso de deterioro causado por la cavitación no suele ser instantáneo, más bien es progresivo. Al principio el material se fatiga debido a las continuas implosiones de las burbujas de vapor.

Este periodo es conocido como período de incubación. Seguidamente, comienza la destrucción propiamente dicha, la rata de deterioro se acelera, debido al surgimiento de nuevas irregularidades, se multiplican los puntos potenciales creadores de bajas presiones y por ende se ampliará la zona de influencia destructiva del fenómeno. Este periodo es denominado período de acumulación y proceso de deterioro alcanza un pico o máximo.

En el caso de paredes o pisos de concreto la acción destructiva se hace sentir sobre el constituyente menos resistente, es decir, el aglomerante. La erosión alrededor de las partículas de agregado aumentan la rugosidad de las paredes y las condiciones para la cavitación se pueden tornar más críticas.

## **CAPÍTULO 3**

### **GEOLOGÍA Y GEOTÉCNIA**

#### **3.1 GEOLOGÍA REGIONAL DEL ÁREA DEL SITIO DE LA PRESA**

La zona de estudio se halla ubicada sobre el Bloque Ordovícico del sector oeste del Departamento de Tarija, en medio de un paisaje de montaña con valles encajonados y una red fluvial cuyo diseño original de drenaje con fuerte control estructural que ha ido cambiando poco a poco hasta tender a una apariencia de diseño tipo dendrítico.

Es una región de extensos afloramientos rocosos, delgada cobertura de suelos y vegetación rala del tipo pastizales, se observan rocas sedimentarias de edad ordovícica inferior correspondientes a la formación Iscayachi (areniscas, limolitas y lutitas verdes) con 750m de espesor medio y por encima de ésta a la formación Cieneguillas (limolitas verdes) con 850 m de espesor. La zona del proyecto, se hallaría sobre el contacto entre estas dos formaciones.

#### **3.2 GEOLOGÍA DEL VASO – RÍO CARACHIMAYO**

En gran parte del área del vaso de la Presa Carachimayo se hallan afloramientos de rocas paleozoicas ordovícicas conformadas por limonitas marrones grisáceas verdosas. Pero contrariamente a lo que se observa a escala regional los depósitos cuaternarios y terciarios son mayoritarios en extensión dentro los límites del área de aporte al embalse.

Muchos de los depósitos cuaternarios presentes son de tipo coluvial y se ubican al pié de taludes y laderas, otros de tipo aluvional antiguo se hallan situados en pequeñas terrazas colgadas. Algunos depósitos coluviales que se encuentran ubicados sobre laderas semi-empinadas que muestran, en varios sectores, signos de erosión e incipiente inestabilidad al deslizamiento.

La estanqueidad del vaso ha sido un aspecto que fue motivo de revisión y análisis. El sitio elegido presenta las mejores condiciones para almacenar, sin mayores pérdidas ni gastos excesivos en medidas impermeabilizantes, los volúmenes de agua previstos en este estudio. No obstante esto debe verificarse y los estudios deben profundizarse en el Estudio Técnico,

Económico, Social y Ambiental (TESA). Con el objeto de garantizar la estanqueidad del vaso en el sitio elegido.

### **3.3 CORRELACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN GEOELÉCTRICA (SONDEOS ELÉCTRICO VERTICALES)**

La investigación geofísica mediante el Sondeo Eléctrico Vertical o (SEV ha sido principalmente útil para establecer las profundidades aproximadas a las que los procesos de meteorización física y química han penetrado en el macizo rocoso.

También ha sido útil para establecer de manera aproximada e indirecta las profundidades a las que sería necesario implementar la cortina subterránea impermeable mediante inyecciones. Todo esto en correlación conjunta con los resultados de la caracterización geológico-geotécnica de superficie.

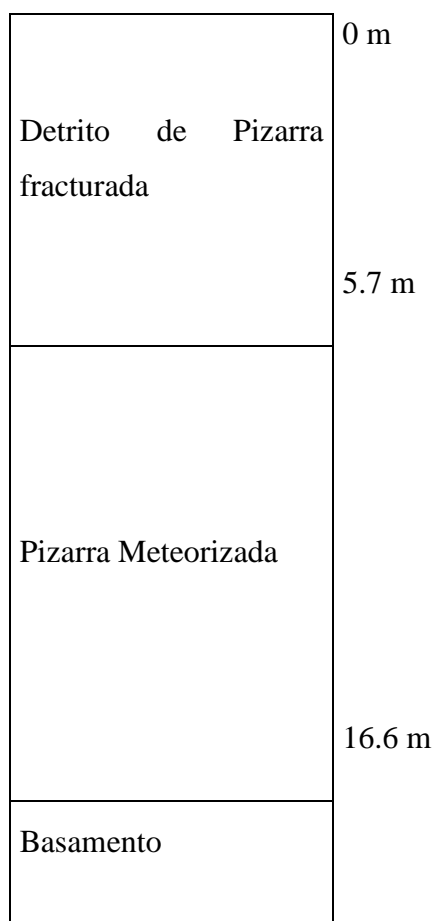
Se puede establecer la siguiente tabla de aproximaciones de las resistividades de los materiales de la zona de estudio:

**Tabla 3.1** Resistividad de los materiales de la zona de estudio

Material	Rango aproximado ( $\Omega/m$ )
Detrito de pizarra fracturada	135.80
Pizarra fracturada húmeda + Limo	8.08
Pizarra meteorizada	423.56
Roca fracturada y meteorizada	6249.70

## CORTE GEOELÉCTRICO

Ubicación: Sitio de Vertedero  
(margen derecha)



Fuente: Estudio de Identificación (E.I.), Proyecto de riego presa Carachimayo

### 3.4 EVALUACIÓN GEOLÓGICO - GEOTÉCNICA DEL SITIO DE LA PRESA

Se pudieron establecer las siguientes características geológico-geotécnicas:

- El sitio y el tipo de presa seleccionado que es el de escollera compactada y pantalla de hormigón en el espaldón aguas arriba son adecuados y compatibles a las condiciones geológico-geotécnicas del sitio.

- b) El área de emplazamiento de la presa presenta una mayoría de afloramientos de rocas y menor cobertura de suelos. Las rocas son sedimentarias de edad Ordovícica y textura arenosa y limosa. La orientación de los estratos es de bajo ángulo y se inclinan en dirección casi perpendicular al eje del río, de Oeste a Este. Sobre la margen izquierda (mirando hacia aguas abajo) en la parte baja de la ladera se puede observar afloramiento de roca con disposición estratiforme con posición sub horizontal, la misma que se encuentra cubierta por una terraza aluvial en la cual se puede observar material gravoso expuesto en el corte cubierta por material sedimentario detrítico. En la parte media de la ladera se puede observar nuevamente el afloramiento de roca (pizarra meteorizada) la cual está cubierta por material sedimentario depositado el cual proviene de la erosión de la roca en la parte alta el cual se ha desplomado. En la parte alta se puede observar roca meteorizada que aflora hasta la parte alta de la ladera.
- c) No se detectan fallas geológicas activas en el sitio de presa, no obstante se recomienda profundizar la investigación, analizando los testigos de perforación cuando se elabore el diseño final o el TESA correspondiente.
- d) El lecho del río muestra afloramientos rocosos en casi todo el tramo de emplazamiento del cuerpo de la presa, es decir, no existen depósitos aluviales de cauce en el sitio preseleccionado. Este aspecto constituye un factor muy favorable técnica y económicamente.
- e) La meteorización superficial física en el macizo rocoso del sitio ha penetrado en el mismo en una magnitud que oscilaría entre los 3m en el cauce y 8 m en ambas laderas. La meteorización química sería del orden de 2m en las laderas y de hasta 4m en el lecho. No obstante estos datos deben ser corroborados en el estudio TESA, cuando se ejecute la perforación de pozos exploratorios.
- f) La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso fracturado mediante observación y determinación por tablas han dado los siguientes resultados:

Limonita verde en ambos apoyos      15 a 20 MPa

Arenisca fina en lecho de río                      42 MPa

Estos valores permiten calificar a la roca limosa como pobre y a la roca arenosa como de regular a buena resistencia. Se recomienda corroborar estos resultados mediante esclerómetro.

- g) La disponibilidad de arena y grava aluvial para agregados de hormigón en las cercanías del sitio es muy baja.
- h) La calidad de roca en el sitio del cierre de la presa para utilizarla como banco de préstamo superficial para enrocado, es calificable como baja o de mala calidad, en las inmediaciones del sitio, especialmente las rocas limolitas y areniscas de grano fino que son prácticamente despreciable, por lo tanto no se recomienda utilizar la roca que aflora en cercanías del eje de la presa como banco de préstamo.

De acuerdo a estos resultados se puede establecer que el Proyecto de Presa Carachimayo, presenta condiciones geotécnicas favorables para el emplazamiento de la obra de cierre asumida.

**Figura 3.1** Plano geológico



**Fuente:** Estudio de Identificación (E.I.), Proyecto de riego presa Carachimayo



## **CAPÍTULO 4**

### **ESTUDIO DE LAS AVENIDAS**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

Conocidas las diferentes tipologías de aliviaderos, se dedica este capítulo al análisis de las avenidas que servirá de base para determinar la máxima razonablemente previsible y poder fijar el caudal máximo del aliviadero.

#### **4.2 EL PROBLEMA DE LA EVALUACIÓN DE LA AVENIDA MÁXIMA DE PROYECTO**

El problema fundamental de un aliviadero es que la determinación del caudal máximo a evacuar, esencial para el proyecto, es la más incierta de las decisiones que han de tomarse.

En un aliviadero la extrapolación es muy fuerte y basada en un periodo de observación siempre corto, para lo que sería deseable. Y una avenida mayor (incluso bastante mayor) puede producirse en cualquier momento de la vida de la presa, pues esa punta máxima posible no es evolutiva, sino fuertemente aleatoria.

Ante la poca certidumbre en la evaluación de una magnitud de tanta trascendencia, se impone tomar un razonable margen de seguridad para tener una amplia garantía de que las avenidas que se presenten en la realidad no afectaran a la seguridad de la presa ni causarán en el resto del cauce daños suplementarios sobre los que habrían ocurrido sin la presa y su aliviadero.

#### **4.3 PROBABILIDAD Y PERIODO DE RECURRENCIA DE UNA AVENIDA**

El análisis histórico proporciona las avenidas que se han dado ya en el río, es obvio que podrían repetirse si se dieran de nuevo las mismas condiciones meteorológicas, y que aún serían mayores si esas condiciones fueran todavía más intensas.

Las avenidas pertenecen a los fenómenos que llamamos aleatorios: Una serie de circunstancias pueden llegar a ser coincidentes y producir una cierta avenida.

No puede hablarse propiamente de un caudal máximo posible de una sección de un río: Hay que enlazar esta magnitud del caudal con su probabilidad en un tiempo. No sólo como

concepto estadístico, sino por sentido común, es lógico que determinadas circunstancias de rara coincidencia magnitud de la lluvia, distribución más desfavorable de ésta en la cuenca y en el tiempo, temperatura que favorezca la simultánea fusión de ella al caer la lluvia de pésimo efecto, etc. Es tanto más probable que lleguen a concurrir cuantos más años transcurran.

Si en un periodo  $T_o$  suficientemente largo para que sea significativo a los efectos de probabilidad se ha dado  $n$  años una crecida de caudal  $\geq Q$ , la probabilidad de igualación o superación de ese caudal es:

$$p(Q) = \frac{n}{T_o} \quad (4.1)$$

Se llama periodo de retorno o recurrencia  $T$  al intervalo medio entre las avenidas de magnitud  $Q$  en el periodo de observación  $T_o$ , esto es:

$$T(Q) = \frac{T_o}{n} = \frac{1}{p(Q)} \quad (4.2)$$

Dónde:

$T$  (años): Periodo de retorno

$T_o$  (años): Periodo de observación

$n$  (años): Frecuencia de una crecida

Se comprende que estas definiciones sólo tienen sentido para las avenidas de cierta frecuencia, para que en el periodo de observación puedan darse varias.

Por ejemplo, si se dispone de datos de 80 años y una crecida determinada se ha dado o superado 16 años, diremos que su recurrencia es de 5 años; pero según  $n$  va disminuyendo, la definición va perdiendo rigor. Sin embargo, para el proyecto de un aliviadero es preciso considerar periodos de recurrencia muy superiores al de observación disponible, incluyendo datos históricos.

A primera vista puede parecer exagerado estimar las avenidas de recurrencia de 500 a 1000 años, pero es que esas avenidas pueden darse en cualquier periodo más corto y con probabilidad no despreciable.

Según (4.2), la probabilidad de igualación o superación de una caudal Q en un periodo muy largo es la inversa de la recurrencia  $1/T$ ; luego la probabilidad de que no ocurra un año cualquiera es  $1-1/T$ , y la probabilidad de que no ocurra durante t años consecutivos será  $(1-1/T)^t$ ; por consiguiente, el riesgo o probabilidad p (Q,t) de igualación o superación de un caudal de recurrencia T en un periodo concreto y limitado de t años es:

$$R(Q, t) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t = 1 - e^{-t/T} \quad (4.3)$$

Con bastante aproximación esta fórmula puede ponerse en la siguiente forma más sencilla:

$$R(Q, t) = \frac{t}{T + 0.5t} \quad (4.4)$$

Dónde:

R: Riesgo hidrológico

t: Vida útil

T: Recurrencia o periodo de retorno

Por ejemplo para un periodo tan corto como 10 años de probabilidad de que ocurra una avenida de 500 años es del 2%, y del 18% en un siglo (plazo inferior a la vida probable de la presa).

Algunos autores en cuanto al periodo de retorno de la crecida, se recomienda considerar lo siguiente:

- a) Para presas de mediana altura y mayores de 30 metros, el tiempo de retorno de la crecida debe estar alrededor de los 500 años.
- b) En caso que aguas abajo del complejo hidrotécnico, esta una población de importancia, el valor del periodo de retorno no debe ser menor de 1000 años.

- c) En caso de una ruptura de presa y signifique que todos los servicios prestados queden suprimidos y no haya alternativas de subsistir a corto plazo y se afecten áreas y poblaciones considerables, el valor de tiempo de retorno como mínimo debe ser igual a 1000 años.

En consideración de los criterios ya mencionados y en vista de la cercanía de la población de Carachimayo Norte y Centro para el diseño del aliviadero se tomará periodos de retorno de 1000 y 500 años.

#### 4.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano de un extremo de la cuenca hasta llegar al punto de aforo o desemboque. Este tiempo es constante para toda la cuenca

Existe una gran cantidad de fórmulas para estimar el tiempo de concentración:

Datos:

**Tabla 4.1** Datos de entrada para el cálculo del tiempo de concentración

<b>A</b>	Área de la cuenca	-	46.087	Km <sup>2</sup>
<b>L</b>	Longitud del río o curso principal	-	16.74	Km
<b>J</b>	Pendiente media del río	$\frac{C_{máxr} - C_{minr}}{Lr}$	0,0418	m/m

Fuente: Elaboración propia.

Existe una gran cantidad de fórmulas para estimar el tiempo de concentración, las utilizadas para la estimación del tiempo de concentración (**Tc**) son las siguientes:

#### **FÓRMULA DE GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L} \quad (4.5)$$

$$T_c = 2.95 \text{ horas}$$

#### **FÓRMULA CALIFORNIANA**

$$T_c = 0.066 \left( \frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77} \quad (4.6)$$

$$T_c = 1.96 \text{ horas}$$

**FÓRMULA VENTURA Y HERAS**

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (4.7)$$

$$T_c = 1.66 \text{ horas}$$

**FÓRMULA U.S.C.E**

$$T_c = 0.30 \left( \frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.76} \quad (4.8)$$

$$T_c = 8.53 \text{ horas}$$

Haciendo un análisis comparativo de los resultados anteriores, observamos que la fórmula de U.S.C.E (4.8) nos proporciona resultados en el extremo por lo tanto la descartamos.

Tomando el promedio entre las fórmulas “Californiana”, “Ventura y Heras” y “Giandotti” determinamos:

$$T_c = 2.19 \text{ horas}$$

$$T_c = 131.50 \text{ min}$$

$$T_c = 140 \text{ min}$$

Fue tomado  $T_c = 140 \text{ min}$ , por ser un número divisible en 10 (siendo 10 el número de intervalos para estimar nuestra lluvia de diseño) y nos da como resultado un entero requisito que nos pide el programa S.S.H. (Sistema de Simulación Hidrológica).

**4.5 TORMENTA DE DISEÑO****4.5.1 INTRODUCCIÓN**

Se entiende por tormenta al conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas. De acuerdo a esta definición una tormenta puede durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aún días; pueden abarcar extensiones de terrenos muy variables, desde pequeñas zonas hasta vastas regiones.

Debido a que la disponibilidad de caudales es escasa, es necesario desarrollar metodologías para realizar la estimación indirecta de caudales a partir de la precipitación, que es una variable cuyo registro es más sencillo, más extenso y más frecuente. Para predecir caudales

críticos y para ingeniería de diseño de obras hidráulicas, es necesario asociar una probabilidad a lluvias máximas de diferentes duraciones. Deducir la probabilidad de ocurrencia de un evento requiere contar con registros continuos de precipitación, que son muy escasos en nuestro país.

#### 4.5.2 RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS DE LLUVIA

La información pluviométrica fue proporcionada por el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología, siendo la correspondiente a ésta área de estudio la Estación Sella Quebradas.

**Tabla 4.2** Características de la estación Pluviométrica “Sella Quebradas”

<i>Estación</i>	<i>Periodo</i>		<i>Elevación</i>	<i>Coordenadas</i>	
	<i>De</i>	<i>A</i>	<i>m.s.n.m.</i>	<i>Latitud S</i>	<i>Longitud W</i>
Sella Quebradas	1987	2008	2145	21° 23' 11"	64° 40' 52"

Fuente: Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAMHI).

Nota: Se tomó en cuenta los datos de la estación Sella Quebradas, debido a que se encuentra más próxima a la zona de estudio y las características orográficas de la cuenca Carachimayo son similares a la cuenca de Sella Quebradas, además es la estación que presenta años de registro ininterrumpidos.

Los registros de precipitaciones para la implementación del trabajo corresponden a información de precipitaciones máximas diarias anuales. (Ver Anexo 1 – Estudio de Identificación Proyecto de Riego, Presa Carachimayo).

Para la determinación de la precipitación de diseño se usó el programa computacional *S.S.H. (Sistema de Simulación Hidrológica)*. (Ver Anexo 2 - Aplicación del programa S.S.H.)

#### 4.5.3 SISTEMA DE SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

El sistema de simulación hidrológica (S.S.H.) para el cálculo de la avenida de proyecto es capaz de generar tormentas de proyecto para cuencas pequeñas de montaña con escasa información física e hidrológica.

El sistema cuenta con tres módulos independientes, siendo el más usado el primer módulo que permite calcular la tormenta de diseño por dos diferentes métodos que son: El patrón de tormenta crítico y el método de los bloques alternos.

Para la determinación de la tormenta de diseño es necesario contar con precipitaciones máximas diarias de la estación que se está analizando.

El programa nos permite realizar un análisis de homogeneidad por el test de Mann-Kendall, posteriormente un análisis estadístico, y la determinación de las curvas P-D-F a partir del uso de coeficientes de desagregación, y por último determinar la tormenta de diseño.

#### **4.5.4 CURVAS PRECIPITACIÓN-DURACIÓN-FRECUENCIA**

Una tormenta o evento lluvioso está definida por tres variables: Magnitud de la lluvia o lámina de agua, duración y frecuencias o periodo de retorno.

La magnitud de la lluvia, es la lámina total ocurrida en el lapso de duración de la tormenta, una forma de definir a la magnitud de la lluvia es mediante la intensidad.

Intensidad, es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. De las tormentas interesa la intensidad máxima que se haya presentado. Es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo.

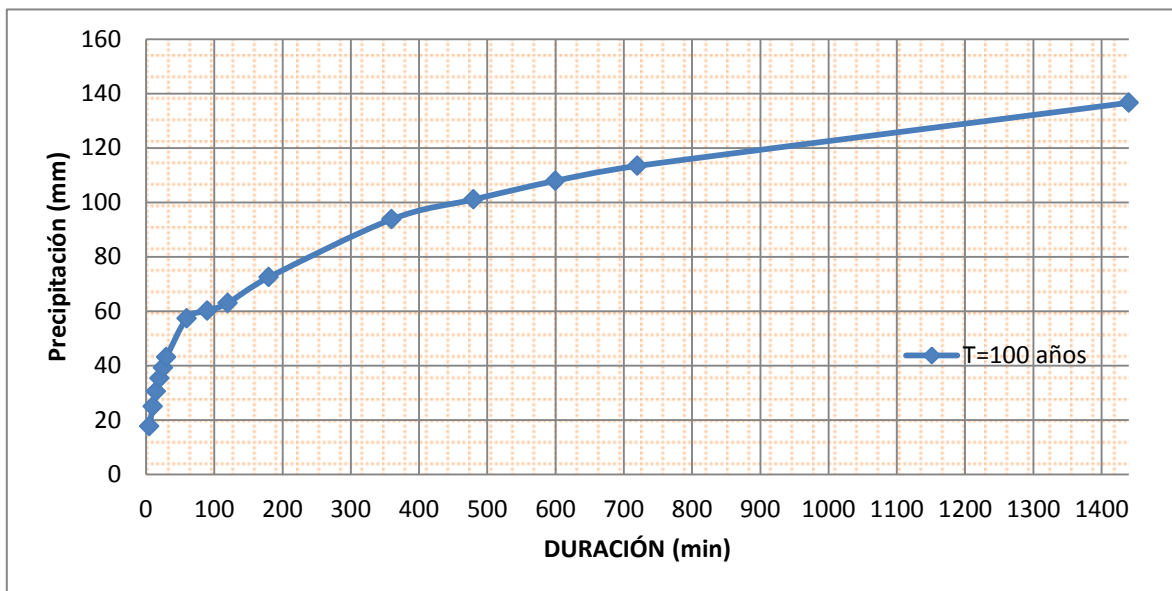
La duración, es el tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta, que varía según la distribución espacial.

La frecuencia, es el número de veces que se repite una tormenta de características de intensidad y duración definida en un periodo de tiempo más o menos largo, generalmente en años, se expresa por si periodo de retorno.

En nuestro país generalmente no se cuenta con información de precipitaciones de duraciones menores a un día, las precipitaciones diarias están más disponibles.

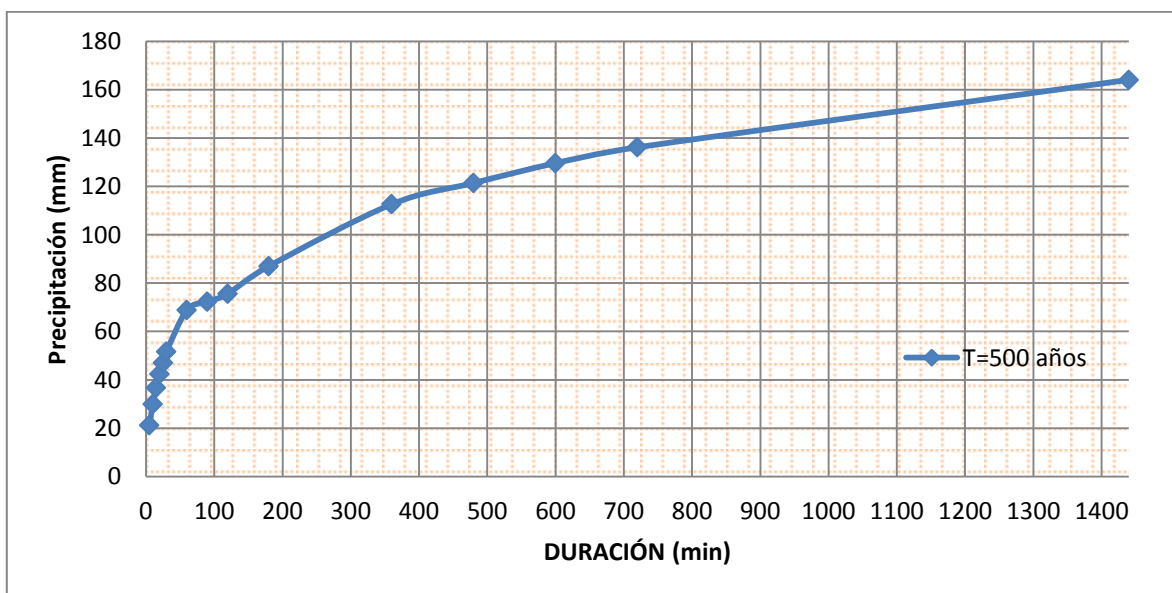
Se graficaron las curvas P-D-F para diferentes periodos de retorno de la estación meteorológica “Sella Quebradas”.

**Figura 4.1** Curva P-D-F para la estación “Sella Quebradas” para un T = 100 años



Fuente: Elaboración propia

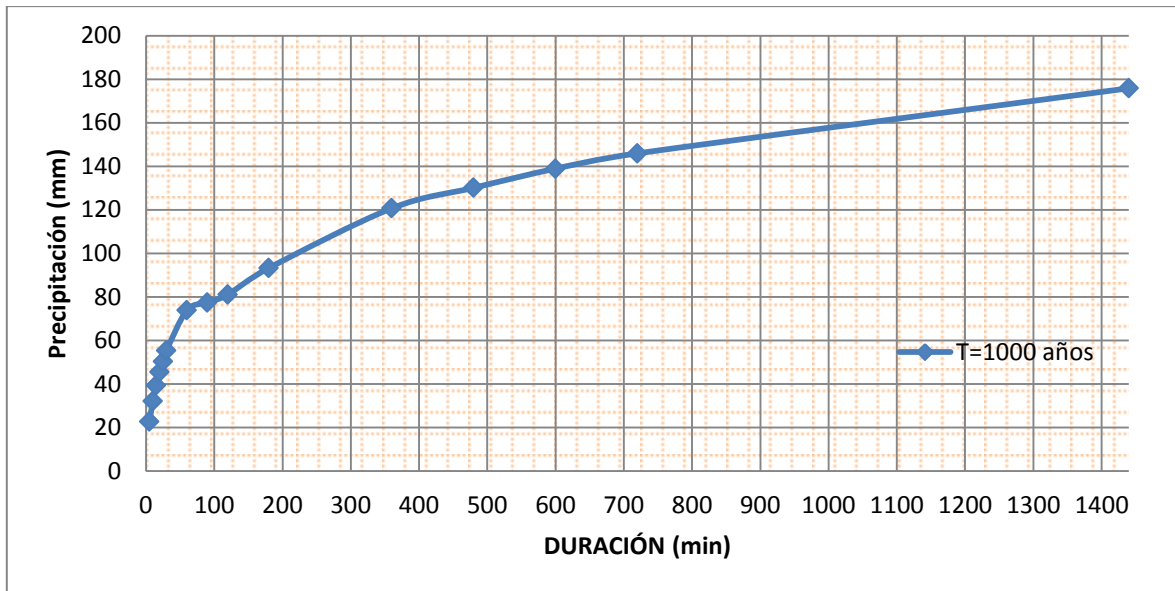
**Figura 4.2** Curva P-D-F para la estación “Sella Quebradas” para un T = 500 años



Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.3** Curva P-D-F para la estación “Sella Quebradas” para un T = 1000 años



Fuente: Elaboración propia

## 4.6 ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES DE AVENIDA

### 4.6.1. INTRODUCCIÓN

La finalidad principal de los estudios hidrológicos de avenidas es la determinación de la avenida de diseño requerida para el dimensionamiento del aliviadero.

En la actualidad se utilizan preferentemente dos enfoques fundamentales a la hora de definir la crecida de diseño.

- La crecida producida en la cuenca, con determinadas condiciones de escurrimiento, a partir de la tormenta (lluvia) más desfavorable posible previamente definida.
- La crecida que tiene una determinada probabilidad o periodo de retorno en años de no superada.

#### 4.6.2. SOFTWARE HEC-HMS

El **HEC-HMS**, Sistema de Modelado Hidrológico (**HMS-Hydrologic Modeling System**), es una aplicación poderosa para el modelado hidrológico, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (**HEC-Hydrologic Engineering Center**) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (US Army Corps).

Con el modelo **Hec-Hms**, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de una precipitación, mediante la presentación de la cuenca como sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente, modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones, dentro de una parte de la cuenca, comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial. La presentación de un componente, requiere de un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso de modelaje, es el cálculo de los hidrogramas del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

Los modelos de eventos, revisten mucha importancia por su utilización en el diseño de obras de infraestructura, que requieren del conocimiento de los picos y volumen de las crecidas, tales como puentes, alcantarillas, presas y obras de control de torrentes e inundaciones.

El **Hec-Hms**, representa la versión para **Windows** de la versión **Hec-1**, cuya primera versión fue publicada en octubre de 1968 y fue desarrollada para ambiente **D.O.S**, en la cual se han hecho mejoras, tanto en la parte computacional como en los conceptos hidrológicos, por lo que cuenta con una interfaz más amigable. La versión 3.1.0 que se describe en esta publicación, fue lanzada en noviembre del 2006.

La interfaz gráfica de la aplicación proporciona al usuario:

- Un componente de análisis hidrológico integrado.

- Herramientas de manejo y almacenamiento de datos.
- Facilidad de reportes y gráficos.

#### 4.6.3 APLICACIÓN DEL PROGRAMA HEC-HMS

A continuación se explica cómo se realizó:

Loss Method	-	<i>SCS Curve Number</i>
Transform Method	-	<i>SCS Unit Hydrograph</i>

Para estimar la descarga pico hay que introducir los datos de:

- Cuenca hidrográfica
- Tormenta de diseño.

**Para separar la precipitación neta (Loss Method), usamos el modelo del número de curva del SCS (SCS Curve Number):**

Este modelo desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, usa el número de curva (CN, de sus siglas en inglés), el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y la condición de humedad antecedente del suelo (AMC, de sus siglas en inglés).

Este método es utilizado para estimar la precipitación neta o precipitación en exceso ( $P_e$ ), a partir de datos de precipitación ( $P$ ) y otros parámetros de la cuenca de drenaje que se traducen en el número de curva (CN). El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales, y se basa en la siguiente relación:

Dónde:

$$P_e = \frac{[CN * (P + 50.8) - 5080]^2}{CN * [CN * (P - 203.2) + 20320]} \quad (4.9)$$

$P_e$  = precipitación en exceso, en mm

$P$  = precipitación de la tormenta, en mm

CN = número de curva cuyos valores están en función de las características del suelo.

Los autores del método, para obtener la ecuación (4.9), para datos experimentales se basaron en una relación entre  $Ia$  y  $S$ , la cual es:

$$Ia = 0.20 * S \quad (4.10)$$

Dónde:

$Ia$  = pérdidas o sustracciones iniciales, en mm, es definido como la precipitación acumulada hasta el inicio de la escorrentía y es una función de la intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración antes del comienzo de la escorrentía.

$S$  = infiltración potencial máxima, en mm

El SCS después de estudiar un gran número de pequeñas cuencas se estableció una relación para estimar  $S$  a partir del número de curva CN, mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.11)$$

Tomando para este modelo los siguientes datos:

- Número de curva (CN, Curve Number): 78.19 (Ver Anexo 1 – Estudio de Identificación Proyecto de Riego, Presa Carachimayo).
- Pérdidas iniciales (Initial Loss): 14.17 mm

Para transformar la precipitación neta a escorrentía directa (Transform Method), usar el modelo del hidrograma unitario sintético del SCS (SCS Unit Hydrograph), conociendo:

- Tiempo de retardo (Lag Time):  $0.60 * T_c = 0.60 * 140 = 84$  min

Despreciando el flujo base.

#### 4.6.4 RESULTADOS

**Tabla 4.3** Resumen de los resultados de caudales máximos de entrada al embalse.

<i>Periodo de retorno</i>	<i>Caudal máximo</i>	<i>Riesgo hidrológico</i>
<i>(años)</i>	<i>(m<sup>3</sup>/s)</i>	<i>(%)</i>
100	131.8	26.03
500	183.4	5.83
1000	206.8	2.96

Fuente: Elaboración propia

De esta tabla (4.3) se deduce por ejemplo, la probabilidad de que se presente una crecida de por lo menos de 131.8 m<sup>3</sup>/s en el transcurso de cualquier año es de uno en 100 o sea 1%. La crecida milenaria es de 206.8 m<sup>3</sup>/s, es decir, se tiene una probabilidad de uno en mil que este valor sea alcanzado o sobrepasado en el transcurso de un año cualquiera.

Se ha calculado también el riesgo hidrológico por ejemplo, se tiene 26.03% de probabilidad que la crecida de 131.80 m<sup>3</sup>/s se presente en el transcurso de la vida útil del proyecto (30 años). Similar interpretación es válida para los otros valores.

## CAPÍTULO 5

### TRÁNSITO DE AVENIDAS EN VASOS DE ALMACENAMIENTO

#### 5.1 INTRODUCCIÓN

El tránsito de avenidas en vasos de almacenamiento es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son:

- a) Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- b) Dimensionar la obra de excedencias.

En el tránsito de avenidas en vasos se usa, la ecuación de continuidad:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dS}{dt} \quad (5.1)$$

Dónde:

$I$  ( $m^3/s$ ): Hidrograma de entrada al embalse

$Q$  ( $m^3/s$ ): Hidrograma de salida del embalse

$\frac{dS}{dt}$  ( $m^3/s$ ): Variaciones del volumen almacenado en el tiempo.

O bien en diferenciales finitas:

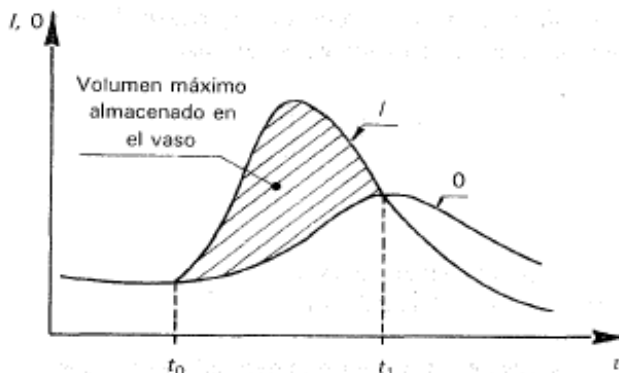
$$\frac{I_j + I_{j+1}}{2} - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} = \frac{S_{j+1} - S_j}{\Delta t} \quad (5.2)$$

Donde los subíndices  $j$  e  $j + 1$  denotan valores al inicio y al final del intervalos de tránsito  $\Delta t$ , respectivamente.

El valor de  $\Delta t$  que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la siguiente simulación de vasos; en el primer caso,  $\Delta t$  es del orden de horas, mientras que en el segundo,  $\Delta t$  es en general de un mes. Por esto, durante el tránsito de una avenida, términos como la lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes y normalmente se ignoran. En términos globales es recomendable que el  $\Delta t$  que se use sea menor o igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada:

$$\Delta t \leq 0.1 t_p$$

**Figura 5.1** Hidrogramas de entrada y salida



**Fuente:** Fundamentos de hidrología de superficie (F. J. Aparicio Mijares)

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la figura 5.1. Antes del tiempo  $t_0$ , las condiciones están establecidas y la entrada es igual a la salida. En el intervalo  $t_0 < t < t_1$ , la entrada es mayor que la salida y, de acuerdo con la ecuación 5.1, aumenta el volumen en el embalse y, por lo tanto, su nivel. En el tiempo  $t_1$  se alcanza el máximo almacenamiento y consecuentemente el máximo nivel en el vaso. El área que hay entre los dos hidrogramas entre  $t_0$  y  $t_1$ , es el volumen máximo almacenado y es, por lo tanto, el volumen de superalmacenamiento requerido para la avenida de entrada  $I(t)$  considerada, y el nivel que se tiene en el embalse en el tiempo  $t_1$  será el nivel de aguas máximas embalsadas (NAM) necesario para esa misma avenida, cuando  $t > t_1$ , las salidas son mayores que la entradas y, por la ecuación 5.1, el volumen almacenado en el embalse disminuye.

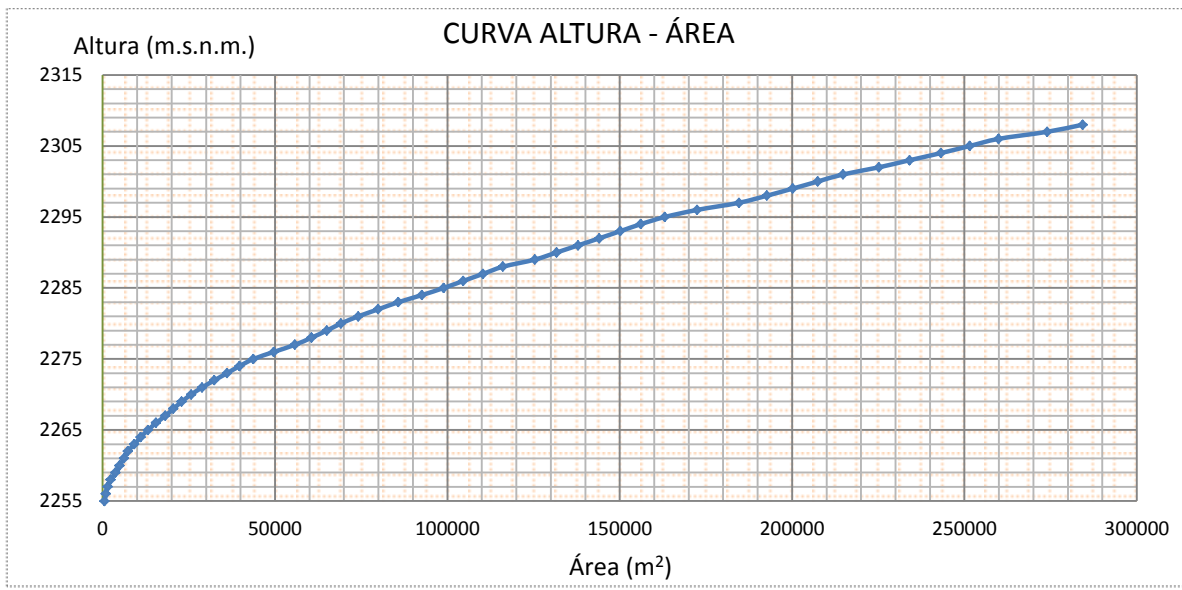
Para realizar el tránsito de una creciente en un embalse, se debe contar con la siguiente información:

- a) Curvas características del embalse
- b) Hidrograma de entrada  $I=f(t)$ .

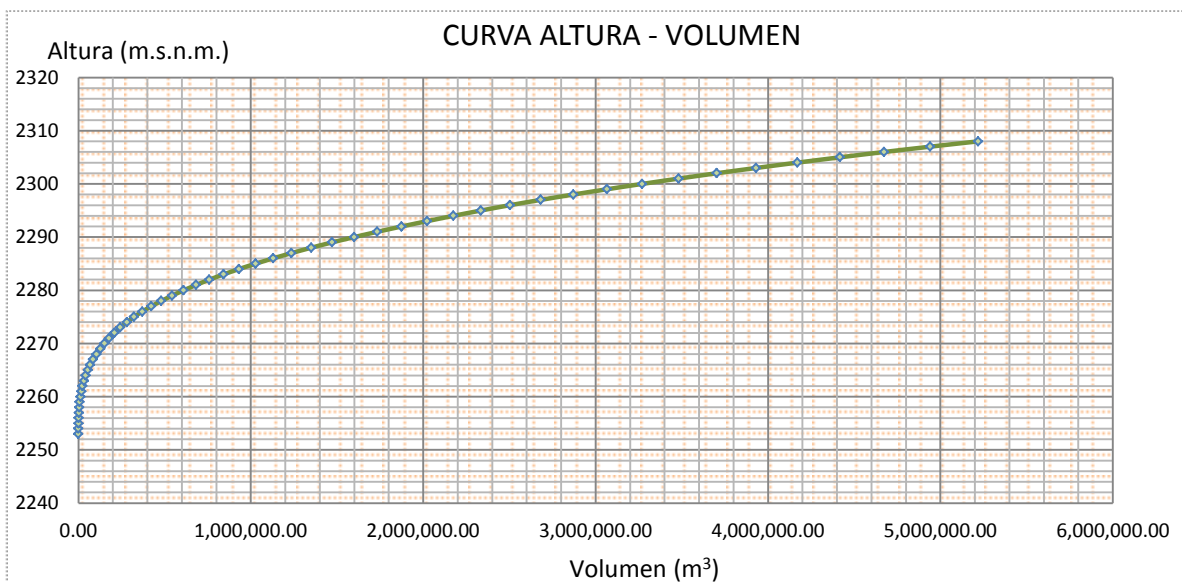
## 5.2 CURVAS CARACTERÍSTICAS DEL EMBALSE

La información topográfica nos permite hallar las relaciones que hay entre las elevaciones y área del vaso y la relación de las elevaciones y el volumen que almacena el vaso o el embalse.

Esta información topográfica se sintetiza en curvas elevación-volumen y elevación área, como se muestra en las figuras 5.2 y 5.3

**Figura 5.2** Curva altura – área (Curvas característica)

Fuente: Elaboración propia

**Figura 5.3** Curva altura – volumen (Curvas características)

Fuente: Elaboración propia

La curva elevación-área de la figura 5.2 nos señala la relación entre la elevación y el área cubierta por agua del vaso, mientras que la curva elevación-volumen de la figura 5.3 nos muestra la relación entre la elevación y el volumen acumulado de agua en el vaso.

Estas curvas son necesarias para poder determinar la altura que tendrá la presa y la capacidad de almacenamiento de la misma, así como también para el tránsito de avenidas.



Existen varios procedimientos para realizar el tránsito de crecientes en un embalse como por ejemplo:

- a) Método del embalse a nivel y/o piscina nivelada; en el que el almacenamiento es una función no lineal del caudal
- b) Método de Runge Kutta; en que este procedimiento numérico se usa para resolver la ecuación de continuidad.
- c) El método de Muskingun; se usa para tránsito de crecientes en ríos y asumen que el almacenamiento es una función lineal del hidrograma de entrada y salida.

Para el proyecto el tránsito de creciente se lo realizara por el método del embalse a nivel y/o piscina nivelada por ser el más empleado para circular una avenida a través del embalse.

### 5.3 MÉTODO DEL EMBALSE A NIVEL Y/O PISCINA NIVELADA

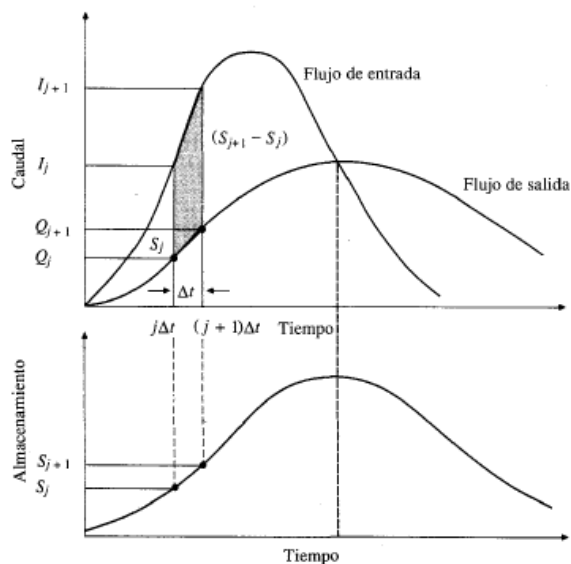
El tránsito de piscina nivelada es un procedimiento para calcular el hidrograma de flujo de salida desde un embalse con una superficie de agua horizontal, dado su hidrograma de entrada y sus características de almacenamiento – caudal de salida.

Con este propósito se han propuesto ciertos número de procedimientos (por ejemplo, Chow, 1951, 1959), y con los avances en la computarización, los procedimientos gráficos se han reemplazado por métodos tabulares o funcionales de tal manera que los procedimientos de cálculo pueden automatizarse.

El horizonte de tiempo se divide en intervalos de duración  $\Delta t$ , indexados por  $j$ , es decir,  $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1) \Delta t, \dots$  y la de continuidad (5.1) se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la ecuación 5.2. Para el  $j$  – ésimo intervalo de tiempo:

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt \quad (5.3)$$

**Figura 5.4** Cambio de almacenamiento durante un periodo de tránsito  $\Delta t$ .



Fuente: Hidrología aplicada (Ven Te Chow)

Los valores del flujo de entrada al inicio y al final del  $j$ -ésimo intervalo son  $I_j$  e  $I_{j+1}$ , respectivamente, y los correspondientes valores del caudal de salida son  $Q_j$  y  $Q_{j+1}$ .

Aquí, tanto el caudal de entrada como el caudal de salida son tasas de flujo medidas como información por muestra, en lugar de que el caudal de entrada sea información por pulso y el caudal de salida sea información por muestra como ocurriría con el hidrograma unitario. Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo,  $S_{j+1} - S_j$ , puede encontrarse reescribiendo ecuación (5.3) como:

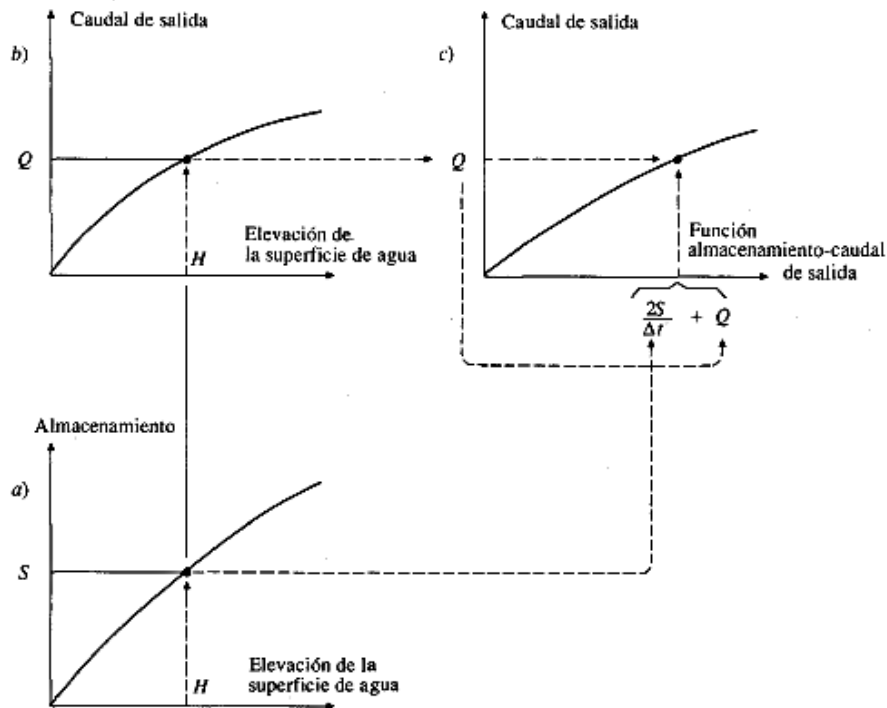
$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t \quad (5.4)$$

Los valores de  $I_j$  e  $I_{j+1}$  se conocen debido a que han sido pre especificado. Los valores de  $Q_j$  y  $S_j$  se conocen en el intervalo de tiempo  $j$ -ésimo a partir de los cálculos hechos durante el intervalo de tiempo previo. Por consiguiente, la ecuación (5.4) contiene dos incógnitas,  $Q_{j+1}$  y  $S_{j+1}$ , las cuales pueden aislarse multiplicando (5.4) por  $2/\Delta t$ , y reordenando el resultado para producir:

$$\left( \frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left( \frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right) \quad (5.5)$$

Con el fin de calcular el caudal de salida,  $Q_{j+1}$ , a partir de la ecuación (5.5), se necesita una función almacenamiento-caudal de salida que relacione  $2S/\Delta t + Q$  y  $Q$ . El método para desarrollar esta función se establece utilizando las relaciones elevación–almacenamiento y elevación–caudal de salida se muestra en la figura 5.5.

**Figura 5.5** Desarrollo de una función almacenamiento caudal de salida para tránsito de piscina nivelada con base en las curvas almacenamiento-elevación y elevación-caudal de salida.



Fuente: Hidrología aplicada (Ven Te Chow)

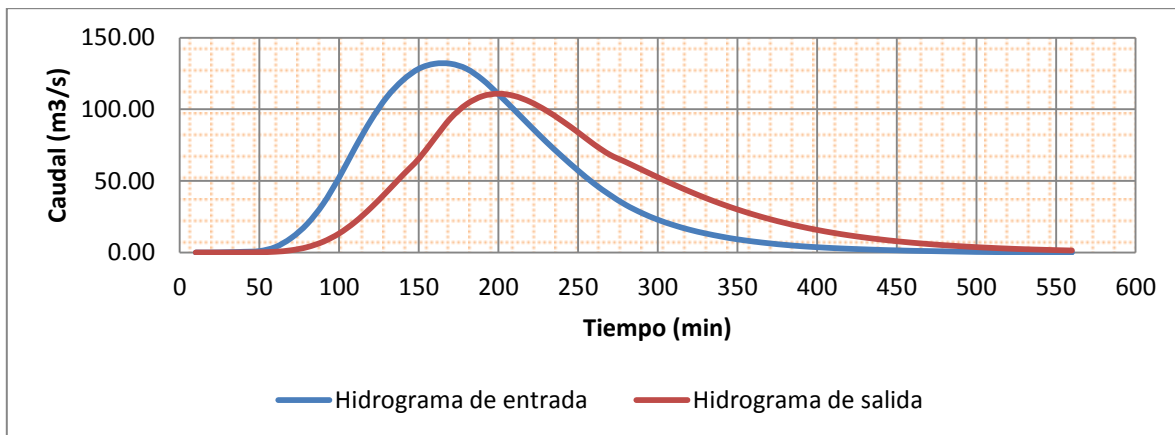
La relación entre la elevación de la superficie de agua y el almacenamiento en el embalse puede determinar planimetrando mapas topográficos o mediante estudios topográficos de campo. La relación elevación-caudal se deduce de las ecuaciones hidráulicas que relacionan cabezal y caudal, el valor de  $\Delta t$  se toma como el intervalo de tiempo del hidrograma de caudal de entrada. Para un valor dado de la elevación de la superficie de agua, se determina los valores de almacenamiento S y del caudal de salida Q (partes a) y b) de la figura 5.5, luego se calcula el valor de  $2S/\Delta t + Q$  y se dibuja en el eje horizontal de una gráfica con el valor del caudal de salida Q en el eje vertical (parte c) de la figura 5.5.

Durante el tránsito de flujo a través del intervalo de tiempo  $j$ , todos los términos de la parte derecha de la ecuación (5.5) se conocen, luego el valor de  $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$  puede calcularse. El valor correspondiente de  $Q_{j+1}$  puede determinarse a partir de la función almacenamiento-caudal de salida  $2S/\Delta t + Q$  versus  $Q$ , ya sea gráficamente o por interpolación lineal de unos valores dados en forma tabular. Con el fin de organizar la información requerida para el siguiente intervalo de tiempo, el valor de  $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}$  se calcula utilizando:

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \quad (5.6)$$

#### 5.4 RESULTADOS DE LA LAMINACIÓN (Ver Anexo 3 – Tránsito de avenidas)

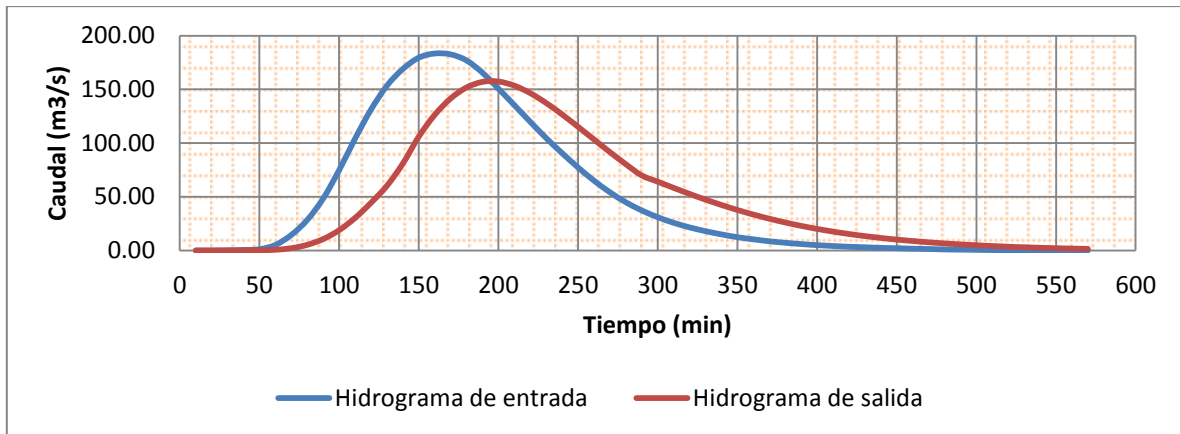
**Figura 5.6** Laminación embalse Carachimayo para una longitud de vertedero ( $L = 35\text{m}$ ) y un periodo de retorno ( $T = 100$  años)



Caudal laminado en $\text{m}^3/\text{s}$ =	110.888
Carga de diseño ( $H_o$ ) en $\text{m}$ =	1.359

Fuente: Elaboración propia

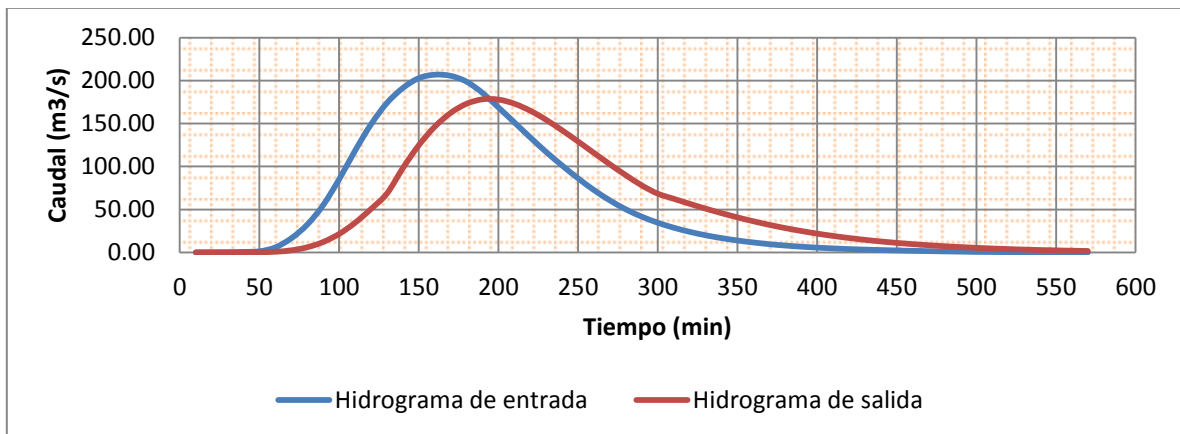
**Figura 5.7** Laminación embalse Carachimayo para una longitud de vertedero ( $L = 35\text{m}$ ) y un periodo de retorno ( $T = 500$  años)



Caudal laminado en $\text{m}^3/\text{s} =$	157.306
Carga de diseño ( $H_o$ ) en $\text{m} =$	1.716

Fuente: Elaboración propia

**Figura 5.8** Laminación embalse Carachimayo para una longitud de vertedero ( $L = 35\text{m}$ ) y un periodo de retorno ( $T = 1000$  años)



Caudal laminado en $\text{m}^3/\text{s} =$	178.161
Carga de diseño ( $H_o$ ) en $\text{m} =$	1.864

Fuente: Elaboración propia

## **CAPÍTULO 6**

### **DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS ALIVIADEROS**

#### **6.1 TIPOS DE ALIVIADEROS**

De acuerdo a su disposición en planta, tipo de presa y sus condiciones geológicas los tipos de aliviaderos estudiados para el presente proyecto son:

- 6.1.1 Aliviaderos frontales
- 6.1.2 Aliviaderos tipo abanico
- 6.1.3 Aliviaderos laterales
- 6.1.4 Aliviaderos escalonados

Se puede señalar como partes que componen los diferentes tipos de aliviaderos, las siguientes:

- a) Canal de aproximación.
- b) Sección de control.
- c) Rápidas o conducto de descarga.
- d) Estructuras terminales o disipadoras de energía.

#### **6.2 PARTES QUE COMPONEN LOS DIFERENTES ALIVIADEROS**

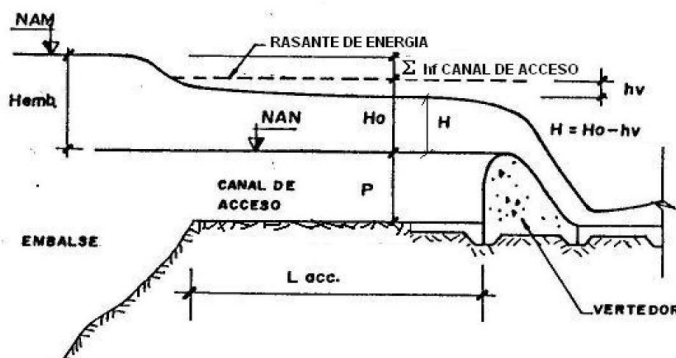
##### **6.2.1 CANAL DE APROXIMACIÓN**

Los aliviaderos comienzan generalmente, con un tramo de canal que permite el acceso del agua a éstos. Este canal debe cumplir el requerimiento de conducir el agua hasta la sección vertedora en condiciones tranquilas y normales a su longitud, evitando zonas de turbulencia que afecten la uniformidad de trabajo de la estructura.

El canal de acceso debe también producir las mínimas pérdidas de carga para disponer de la mayor carga total para el vertimiento.

Las dimensiones del canal de acceso (ancho y longitud) están generalmente subordinadas a la elección del tamaño, tipo y ubicación de la sección de control vertedora y al tipo de terreno.

**Figura 6.1** Canal de aproximación



Fuente: Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

### 6.2.1.1 EXIGENCIAS HIDRÁULICAS DEL CANAL DE APROXIMACIÓN

El canal de aproximación debe cumplir para su diseño, con los siguientes requisitos:

- 6.2.1.1.1 Debe ser diseñado y ubicado de forma tal que las velocidades no afecten al talud de la cortina.
- 6.2.1.1.2 Las velocidades deben ser suficientemente pequeñas para que las pérdidas de energía y la erosión sean las menores posibles, velocidad permisible del rango de 1.2 m/s.
- 6.2.1.1.3 La entrada de agua al canal debe ser suave o gradual, con vista a evitar vórtices y remolinos. Deben evitarse los cambios bruscos de dirección en planta.
- 6.2.1.1.4 Las líneas de corriente tienen que ser normales a la sección vertedora para lograr una distribución uniforme de gastos específicos.

Por otra parte la carga total o de diseño se puede definir como la diferencia que hay entre la carga en el embalse y las perdidas en el canal de aproximación como se indica a continuación:

$$H_o = H_{emb} - \Sigma h_f$$

$$H_o = NAM - NAN - \Sigma h_f$$

Dónde:

$H_o$  (m): Carga total o de diseño

NAM (m): Nivel de aguas máximas

NAN (m): Nivel de aguas normales

$\Sigma h_f$  (m): Pérdidas de carga en el canal de aproximación.

De acuerdo a la disposición en planta el ancho del canal de aproximación está dentro del rango de (35 a 40 m), y una longitud de 20m, el canal de aproximación no contara con recubrimiento de hormigón.

Analizando las pérdidas de carga que se produce en el mismo, estarán dentro del rango (0.024 a 0.030m), debido a su poca incidencia sobre la carga de diseño estas serán despreciadas.

### **6.2.2 SECCIÓN DE CONTROL**

Uno de los principales componentes de un aliviadero, lo constituye la estructura de control o sección vertedora porque regula y gobierna las descargas del vaso cuando en éste se alcanzan niveles mayores a los ya fijados.

Existen distintos tipos de secciones vertedoras:

6.2.2.1 De pared delgada

6.2.2.2 De umbral ancho

6.2.2.3 De perfil práctico sin vacío

6.2.2.4 De perfil práctico con vacío

Para los diferentes tipos de aliviaderos se diseñara la sección de control de perfil práctico sin vacío que más se encuentras en las obras hidráulicas dado a su alta eficiencia hidráulica.

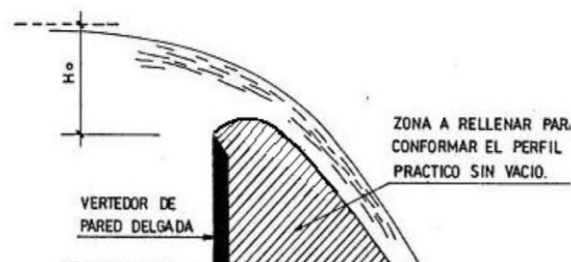
#### **6.2.2.1 PERFIL PRÁCTICO SIN VACIO**

Cuando el espacio bajo el chorro que descarga libremente sobre un vertedor de pared delgada es rellenado con hormigón o cualquier otro tipo de material, se obtendrá el perfil



del vertedor coincidiendo con la configuración de la parte inferior de la lámina vertiente o lo que comúnmente se conoce como **PERFIL PRÁCTICO SIN VACÍO**.

**Figura 6.2** Obtención del perfil práctico sin vacío.



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

La carga a partir de la cual se obtiene el perfil del vertedor es denominada carga perfilante  $H_{per}$  y en la mayoría de los casos se hace coincidir con la carga  $H_o$ . Para el gasto calculado según la carga de diseño, la lámina vierte suavemente sin interferencia de la superficie vertedora y por ende el vertedor funciona con su máxima eficiencia. Si la carga es menor que la perfilante o de diseño, la lámina será soportada por el cimacio obteniéndose en estas circunstancias una presión, mayor que la que se alcanza en el caso de la lámina libre (presión relativa nula), y un remanso aguas arriba que produce una disminución de la eficiencia del vertedor; si por el contrario la carga es mayor que la perfilante de diseño, la lámina tiende a separarse del perfil vertedor; pero si no existe ventilación por debajo de dicha lámina, se producirían presiones inferiores a la atmosférica o de vacío debajo de tal lámina, lo cual trae como efecto aumentar la eficiencia del vertedor.

Entre las formas del vertedor del perfil práctico y sin vacío, se encuentran el perfil Creager, Creager modificado, Lane Davis, Samini, Smetana y Marchi, entre otros. No obstante, a los autores anteriores se le sumaron algunas instituciones entre las que se destacan el USBR, US Army Corp. of Engineers, esta última basada en los datos del USBR desarrolló varias formas estándar en su estación experimental, tales formas fueron denominadas aliviaderos estándar WES.

### **6.2.3 RÁPIDAS O CONDUCTOS DE DESCARGA**

Es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen de circulación supercrítico.

#### **6.2.3.1 CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA RÁPIDA**

El diseño hidráulico de una rápida implica en lo fundamental, resolver los siguientes aspectos:

- 6.2.3.1.1 Trazado en planta.
- 6.2.3.1.2 Trazado del perfil longitudinal.
- 6.2.3.1.3 Obtención de la sección transversal.
- 6.2.3.1.4 Cálculo de la altura de los muros laterales

##### **6.2.3.1.1 TRAZADO EN PLANTA DE LA RÁPIDA**

El trazado en planta de la rápida constituye uno de los aspectos que está estrechamente vinculado con la experiencia del proyectista. No obstante ello, se quieren resaltar algunos aspectos que se debe tener en cuenta siempre que sea posible a, los cuales son:

- a) Aprovechar las vaguadas existentes en la zona.
- b) Evitar los cambios de dirección en planta de la rápida, pues no se puede olvidar que el régimen de circulación en éstas es supercrítico.
- c) Reducir con su trazado, la distancia entre el embalse y la descarga en el río para de esa forma lograr sustanciales ahorros de excavación y hormigón.

##### **6.2.3.1.2 TRAZADO DEL PERFIL LONGITUDINAL DE LA RÁPIDA**

Al igual que en el caso anterior, el trazado del perfil longitudinal de la rápida depende en gran medida de la experiencia del proyectista, la geología y la topografía de la zona donde será ubicado el aliviadero. No obstante a ello a continuación se relacionan algunos aspectos que deben ser considerados, en la medida de las posibilidades, a la hora de realizar el trazado de dicho perfil:

- a) Se debe evitar la obtención de pendientes muy fuertes (30%), pues las mismas pueden dificultar los trabajos de construcción de la rápida y producir una vez en explotación, altas velocidades en el flujo que puedan dar lugar a la ocurrencia de la cavitación.
- b) Seguir la pendiente natural del terreno para de esta forma disminuir la excavación.

#### **6.2.3.1.3 OBTENCIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA RÁPIDA**

La sección transversal de la rápida puede adoptar diferentes formas, pero sin lugar a dudas las más empleadas son la trapecial y la rectangular.

Es importante tener presente que no necesariamente la rápida más barata conduce al aliviadero más barato y muestra de ello pudieran ser los siguientes ejemplos:

- a) Un ancho impuesto por la rápida puede generar un funcionamiento inadecuado de la sección de control, lo cual pudiera encarecer la obra en conjunto.
- b) Un ancho pequeño de la rápida provoca un gasto específico grande en el dissipador de energía, lo que en general encarece significativamente este último.

#### **6.2.3.1.4 CÁLCULO DE LA ALTURA DE LOS MUROS LATERALES DE LA RÁPIDA**

Desde el punto de vista hidráulico, la altura de los muros laterales se determina de la siguiente manera:

$$AM = Y + BL \quad (6.1)$$

Dónde:

AM (m): Altura del muro lateral o cajero

BL (m): Borde libre, generalmente los conductos de descarga de aliviaderos se asume un valor que se encuentran entre 0.2 a 0.5m.

Y (m): Profundidad de circulación en la rápida, que se obtienen inicialmente a partir de la cota de la superficie libre del agua en la rápida, calculado por la curva superficial, pero puede variar según los siguientes criterios que se aplican en el diseño de una rápida:

- a) Velocidad máxima permisible; producto de la fuertes pendientes que se presentan en la rápida, en ella se producen altas velocidades que pueden acarrear consecuencias negativas tales como la abrasión del hormigón y la cavitación, que ponen en peligro la integridad de la estructura.

Para eliminar tales fenómenos, resulta muy frecuente en la práctica, el diseño de rápidas con velocidad no superior a los 15 m/s para hormigones convencionales y hasta 30 m/s para hormigones de alta calidad.

- b) Aireación del flujo; por otra parte la aplicación del conocimiento de nuevas leyes hidráulicas permite acudir a nuevos métodos para prevenir la cavitación y eliminarla, a pesar de la ocurrencia de altas velocidades, por ejemplo, la colocación de aireadores, el uso de aditivos especiales que aumentan la resistencia del hormigón y el pulido de la superficie de hormigón, entre otros.

A pesar de la existencia de los métodos anteriores, uno de los más usados en la práctica, lo constituye el uso de la rugosidad intensificada o artificial en la rápida con el propósito de retardar el flujo para de esa manera lograr que la velocidad no exceda la velocidad permisible. En relación con este método se puede precisar que uno de los estudios más completos al respecto, lo constituye el realizado por O. Aivazian, aplicables al caso de rápida con pendiente entre 5 a 57%.

#### **6.2.4 DISIPADORES DE ENERGÍA**

El agua que vierte a través de un aliviadero, adquiere una gran energía, que debe ser entregada directamente al canal de salida, traería consigo una gran erosión que transcurrido un tiempo podría atentar contra la integridad del aliviadero y la cortina o terraplén de la presa si la descarga se realizara cercana a ésta. Para evitar esta situación se construyen objetos de obras conocidos con el nombre de disipadores de energía que no son más que aquellas estructuras encargadas de amortiguar la gran energía que adquiere el agua en su caída.

##### **6.2.4.1 TIPO DE AMORTIGUADORES**

Existen distintos tipos de disipadores entre los que se pueden citar:

- a) El pozo amortiguador (usado normalmente al pie de una presa vertedero).
- b) El estanque amortiguador (usado normalmente al pie de una presa vertedero).
- c) El trampolín (más usado en aliviaderos independientes).

Para los diferentes tipos de aliviaderos se usara como disipador de energía, el trampolín ya que existen las condiciones geológicas, topográficas e hidráulicas para su dimensionamiento.

#### **6.2.4.2 EL TRAMPOLÍN**

Conocido también como salto en esquí (por su similitud a esa instalación y práctica deportiva), es una estructura que se sitúa al final del conducto de descarga y tiene como misión alejar el chorro que sale del mismo, con el objeto de evitar inestabilidad de la obra como consecuencia de la gran erosión que se produce en el cauce del río donde descarga, llamándose a ese punto charca o cono de socavación.

La esencia de su funcionamiento es utilizar la energía cinética de la corriente para lanzarla a distancia y alejar la segura erosión. Por eso su elemento esencial es una rampa que proporciona un ángulo de lanzamiento adecuado para que la trayectoria parabólica resultante alcance la máxima distancia entre el borde del lanzamiento y la zona de caída.

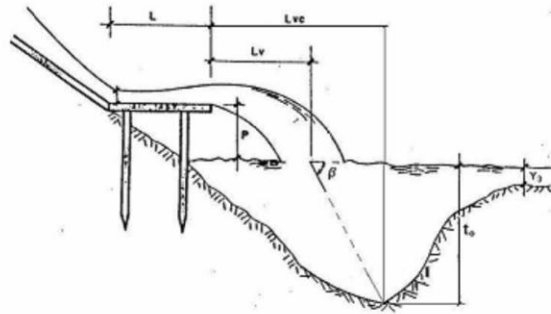
Así como el cuenco amortiguador afronta directamente el problema del amortiguamiento, el trampolín se limita a alejarlo, de momento. Pero el problema sigue ahí, y puede encararse de dos formas: Preparando las obras necesarias en la zona de caída o demorar su solución definitiva hasta ver el comportamiento del cauce ante la erosión. Por supuesto, esto último sólo se decide cuando un estudio previo haya proporcionado la convicción de que ésta no va a ser peligrosa en un plazo corto, por lo que no sólo no es osado esperar, sino conveniente para realizar las obras con mayor eficacia a la vista de la experiencia. Recordemos que los aliviaderos funcionan en general de forma intermitente, a veces con largos periodos de inactividad, y se dispone de tiempo para sacar consecuencias y realizar las obras en su momento.

##### **6.2.4.2.1 CIMENTACIÓN DE LOS TRAMPOLINES**

Los trampolines pueden estar sustentados por pilotes o dentellones, está determinado por la geología del terreno del lugar donde se construya el trampolín

En el caso de los pilotes se toma con frecuencia como factor de seguridad que la longitud no deberá ser nunca menor que la profundidad del cono de socavación.

**Figura 6.3** Esquema de un trampolín



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

En la ubicación del trampolín deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Se deberá ubicar el mismo siempre por encima del nivel de agua del canal de evacuación para que la descarga del flujo se realice libremente. En caso contrario ocurriría la formación de un salto hidráulico en el trampolín lo cual significaría el funcionamiento de ducha estructura en condiciones no previstas que podrían propiciar la destrucción del mismo.
- b) La posición final del trampolín deberá garantizar una velocidad en el chorro tal, tal que permita que el mismo sea lanzado lo más lejos posible de la obra. Se debe tener presente además, que el chorro al caer sobre el agua lo haga con una inclinación  $\beta = 30^\circ$  a  $35^\circ$ .
- c) Hay que tener en cuenta los gastos pequeños y su efecto sobre el terreno.

#### 6.2.4.2.2 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN TRAMPOLIN

La metodología que a continuación se presenta para el diseño de un trampolín, parte de conocer:

P (m): Distancia vertical medida desde el fondo del trampolín hasta la superficie libre del agua aguas abajo.

$Q$  ( $m^3/s$ ): Caudal laminado

$b$  (m): Ancho de la rápida

$h_1$  (m): Tirante al final de la rápida

Las mismas permite el diseño de un trampolín prismático, de fondo horizontal y con dientes deflectores.

Pasos

1.- Cálculo de la velocidad y el número de Froude a la entrada del trampolín.

$$v_1 \text{ (m/s)} = \frac{Q \left(\frac{m^3}{s}\right)}{b \text{ (m)} * h_1 \text{ (m)}} \quad (6.2)$$

$$Fr_1 \text{ (adimensional)} = \frac{v_1^2}{g \left(\frac{m}{s^2}\right) * h_1} \quad (6.3)$$

2.- Comprobar si  $Fr_1$  cumple la siguiente restricción.

$$7 < Fr_1 < 39$$

- Si esta restricción se cumple se podrá seguir adelante con esta metodología.
- Si no se cumple habrá que recurrir a otra solución de trampolín y modelar la misma en laboratorio

3.- Cálculo del ( $Fr_{1_{max}}$ ) para conocer si se producirá o no la cavitación en los deflectores.

$$Fr_{1_{max}} = \frac{4.32(h_1 + Hatm - Hv)}{h_1}; (Hatm - Hv) \approx 10m \quad (6.4)$$

- Si se cumple que  $Fr_1 < Fr_{1_{max}}$  entonces se podrán usar deflectores pues no existe peligro de que ocurra cavitación en ellos.

4.- Dimensionamiento del trampolín y los deflectores.

- Longitud del trampolín

$$l_{min} \text{ (m)} = 4 * h_1 \quad (6.5)$$

- Altura del deflector ( $Y_1$ )

$$Y_1 \text{ (m)} = (0.3 \sim 0.4)h_1 \quad (6.6)$$

- Longitud del deflector ( $X_1$ )

$$X_1 \text{ (m)} = 2 * Y_1 \quad (6.7)$$

d) Ancho del deflector ( $Z1$ )

$$Z1 (m) = X1 \quad (6.8)$$

e) Número de deflectores ( $n$ )

$$n = \frac{0.5 * b}{Z1} \quad (6.9)$$

f) Ubicación de los deflectores (a, c y d)

$$a (m) = 0.25 * Z1 \quad (6.10)$$

$$c (m) = Z1 \quad (6.11)$$

$$d (m) = \frac{b - (2.5 + n)Z1}{n - 3} \quad (6.12)$$

g) Altura de la paredes ( $h$ )

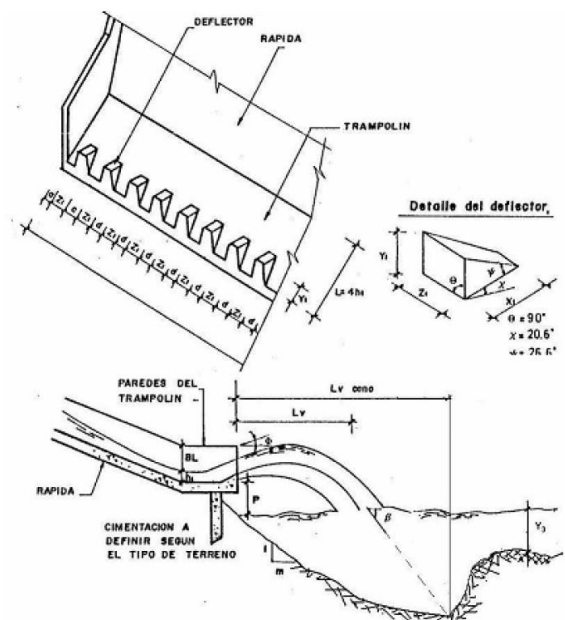
$$h (m) = h1(m) + BL(m) \quad (6.13)$$

Dónde:

BL (m): Borde libre ( $BL = 0.6 h1$ )

h) Dibujar el esquema definitivo del trampolín tal y como se ilustra en la figura 6.4

**Figura 6.4** Esquema definitivo de un trampolín



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).



## 5.- Cálculo de la geometría del chorro

a) Longitud de vuelo del chorro ( $L_v$ )

$$L_v (m) = \left[ \frac{v_1^2 \sin \phi \cos \phi}{g} + v_1 \cos \phi \sqrt{\frac{v_1^2 \sin^2 \phi}{g^2} + \frac{2(P + h_1)}{g}} \right] K \quad (6.14)$$

Dónde:

$$v_1 (m/s) = Q / (bh_1)$$

K = 0.9 (Según recomendaciones del USBR)

g ( $m/s^2$ )= Aceleración de la gravedad

$$\phi = \frac{\psi'' + \psi i''}{2} \quad (\text{ángulo medido de salida del chorro}) \quad (6.15)$$

b) Inclinación del chorro respecto a la superficie de la lámina aguas abajo ( $\beta$ )

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{v_1^2 \cos^2 \phi}} \right) \quad (6.16)$$

c) Longitud de vuelo por el cono ( $L_{vc}$ )

$$L_{vc} (m) = L_v + \frac{t_o}{\tan \beta} \quad (6.17)$$

Si  $\beta < 30^\circ$  no se puede hallar por el método existente

El cálculo de la profundidad del cono  $t_o$  (m) se realizará en el caso de trampolín con deflectores por medio de las siguientes expresiones:

- Para suelos sueltos (gravas, arena, etc.)

Según Amirov

$$t_o (m) = K_o * Z_o^{0.25}(m) * hcr^{0.75}(m) \quad (6.18)$$

Dónde:

$$K_o = K_d * K_\beta * K_a * K_e * K_{def} \quad (6.19)$$

Kd: Coeficiente que tiene en cuenta el material del lecho aguas abajo y se calcula como:

$$Kd = \frac{4.10}{\left(1 + \frac{d90}{do}\right)^{0.3}} \quad (6.20)$$

Tanto do como d90 se sustituyen en milímetros, Amirov recomienda usar do=0.2mm

Kβ: Coeficiente que tiene en cuenta el ángulo de inclinación del chorro aguas abajo.

$$K\beta = 4.43 \left(\frac{\beta}{90^\circ}\right)^{0.20} \quad \text{Si } \beta < 30^\circ \quad (6.21)$$

$$K\beta = 4.29 \left(\frac{Zo}{hcr}\right)^{0.05} \quad \text{Si } \beta > 30^\circ \quad (6.22)$$

Ka: Coeficiente de aireación del chorro

$$hcr (m) = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (6.23)$$

$$Ka = 0.903 \left(\frac{hcr}{Zo}\right)^{0.15} \quad (6.24)$$

Ke \* Kdef: 0.70 Coeficiente de estructura con deflector

$$Zo (m) = P + h1 + \frac{v1^2}{2g} \quad (6.25)$$

### 6.2.4.2.3 ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN AGUAS DEBAJO DEL TRAMPOLÍN DE LANZAMIENTO

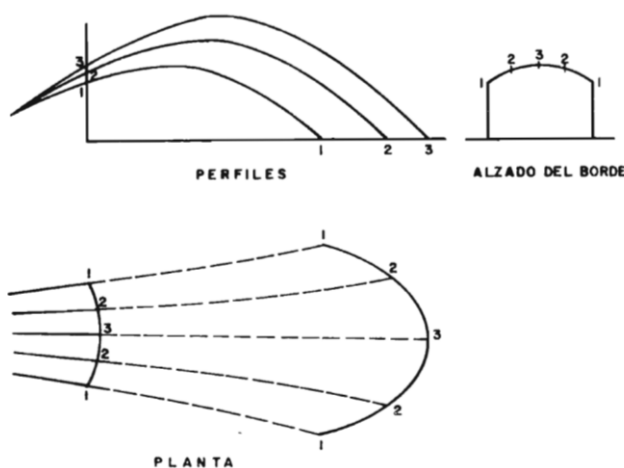
Así como el cuenco amortiguador afronta directamente el problema de amortiguamiento, el trampolín se limita a alejarlo, de momento. Pero el problema sigue ahí, y puede encararse de dos formas: preparando la obras necesarias en la zona de caída o demorar su solución definitiva hasta ver el comportamiento del cauce ante la erosión. Por supuesto, esto último sólo se decide cuando un estudio previo haya proporcionado la convicción de que ésta no va a ser peligrosa en un plazo corto, por lo que no sólo no es osado esperar, sino incluso conveniente para realizar las obras con mayor eficacia a la vista de la experiencia.

Considerando que los aliviaderos funcionan en general de forma intermitente, a veces con largos periodos de inactividad, y se dispone de tiempo para sacar consecuencias y realizar la obras en su momento.

#### 6.2.4.2.3.1 LÁMINA DE LANZAMIENTO DEL TRAMPOLÍN

Como el trampolín está formado por una rampa plana enmarcada por dos cajeros o muros laterales, el chorro sería prácticamente uniforme en toda su trayectoria.

**Figura 6.5** Lamina de lanzamiento del trampolín



Fuente: Tratado básico de presas (E. Vallarino)

En la figura 6.5 se ve un lanzamiento en abanico simétrico conseguido por un trampolín de borde curvo más alto en el centro.

#### 6.2.4.2.3.2 ANÁLISIS DE EROSIÓN EN LA ZONA DE CAÍDA

La energía de la corriente producirá una socavación en la zona de caída si no se toma ninguna medida la erosión ira progresando en cada vertido.

En nuestro proyecto la erosión se produce en la ladera y no en una fosa de amortiguamiento en él cauce situación comúnmente presentada.

El Tratado Básico de Presas (Eugenio Vallarino) recomienda realizar una excavación previa en protección de escollera en el fondo en superficies poco inclinadas ( $\alpha < 30^\circ$ ) y de hormigón armado en las de más pendientes. Los revestimientos armados resisten mejor que

la roca, porque la mayor uniformidad de su superficie disminuye los esfuerzos concentrados.

Para nuestro proyecto se presenta una inclinación de la ladera del ( $\alpha = 26.56^\circ$ ) con la horizontal y de acuerdo a las recomendaciones del Tratado Básico de Presas (Eugenio Vallarino) podemos citar dos alternativas de solución.

- a) Dejar el proceso natural de socavación que por sí mismo cree la forma y volumen adecuados para la amortiguación de la energía para realizar las obras de protección con mayor eficacia a la vista de la experiencia.
- b) Realizar una excavación previa con protección de escollera en el fondo.

### **6.3 CARACTERÍSTICAS Y METODOLOGÍAS DE DISEÑO**

#### **6.3.1 ALIVIADEROS TIPO ABANICO**

Consiste en un vertedor de arco muy amplio y es muy usado para grandes avenidas y de larga duración.

Este vertedor tiene alta eficiencia hidráulica, ha sido altamente estudiado por los proyectistas y es de fácil diseño pues se encuentran tabulados.

Cuando las longitudes vertedoras necesarias para evacuar el gasto por el aliviadero son muy grandes, lo cual implicaría grandes volúmenes de excavación, se hace necesario acudir a soluciones curvas en plantas con el propósito de alcanzar igual longitud vertedora, con menor área de excavación.

Una solución con estas características, lo constituyen los llamados aliviaderos de abanico, cuya sección de control vertedora está constituida por tres arcos de circunferencia.

##### **6.3.1.1 COMPONENTES DE UN ALIVIADERO TIPO ABANICO**

Los aliviaderos en abanico están compuestos por las siguientes partes:

- a) Canal de acceso: Es aquel cuya conformación permite o garantiza que el flujo entre perpendicularmente en todos sus puntos al cimacio vertedor, para lograr de esta manera una distribución uniforme del gasto que vierte sobre el cimacio.

- b) Cimacio: En estos aliviaderos, el cimacio empleado es un perfil práctico sin vacío, donde su conformación en planta está determinado por tres arcos circulares, uno central y dos laterales, colocados simétricamente.
- c) Colchón: Se encuentra ubicado en un plano horizontalmente al pie del cimacio. En el mismo deberá disiparse la mayor cantidad de energía y para ello es necesario que siempre ocurra la formación de un salto hidráulico al pie del cimacio vertedor.
- d) Sección de control no vertedora: Esta sección no es más que la línea que limita el colchón de la transición. En la misma se forma teóricamente el tirante crítico y se produce el cambio de régimen en el aliviadero.
- e) Rápida: Esta se coloca a continuación de la transición. Su pendiente no necesariamente tiene que ser igual a la de la transición pudiendo adoptar valores menores que un 6% siempre y cuando se garantice un régimen supercrítico de circulación, para lo cual se sugiere que dicha pendiente sea superior a 5 – 6 %.

### **6.3.1.2 MÉTODOS DE CÁLCULO EXISTENTES PARA EL DISEÑO DE UN ALIVIADERO TIPO ABANICO**

Existen tres métodos de cálculo de los aliviaderos en abanico en la actualidad:

- a) Método de las tablas mexicanas de Salvador Ulloa.
- b) Método del facto de escala.
- c) Método de Evio Alegret.

De los métodos antes mencionados, para el diseño se tomará el método de Evio Alegret, por ser el más completo ya que elimina la deficiencia de los otros.

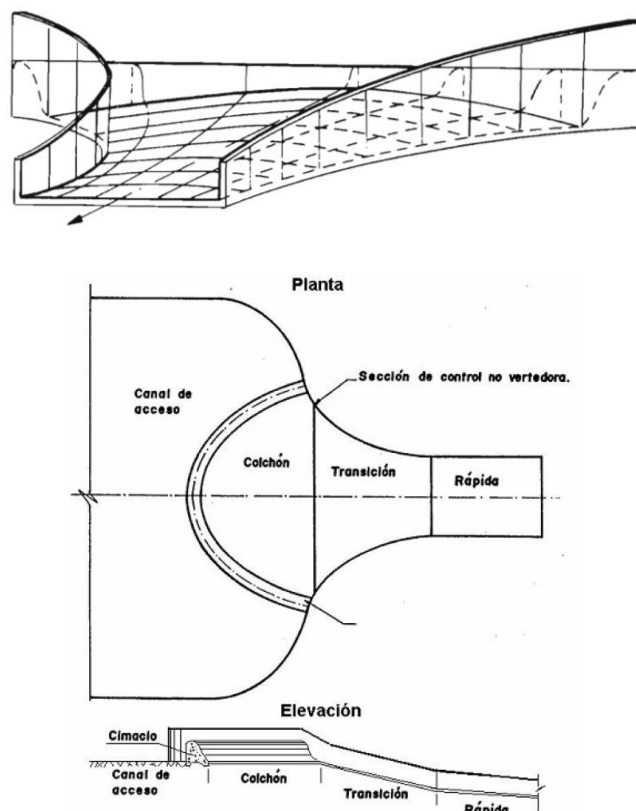
### **6.3.1.3 MÉTODO PROPUESTO POR EVIO ALEGRET BREÑA**

Para la obtención de este método, Evio Alegret llevó a cabo una serie de investigaciones sistemáticas en varios modelos a escala reducida de plantas, similares a las mexicanas, donde estudio las variaciones de las coordenadas del chorro y del coeficiente de gasto con la variación de las alturas superior e inferior del paramento, la carga hidráulica total y la curvatura en planta del cimacio, obteniendo coordenadas del perfil más esbeltas que redundaran en la obtención de coeficientes de gastos mayores (entre 0.45 – 0.49) superiores

a los obtenidos por los mexicanos ( $m=0.436$  como valor constante), lo que implica menores volúmenes de hormigón en la construcción del cimacio vertedor.

Este método se basa en que una vez obtenido el coeficiente de gasto ( $m$ ) a partir de la relación  $P/H_o$ ; se debe posteriormente obtener el valor de la altura inferior del paramento ( $P_1$ ) que garantice que las condiciones del funcionamiento hidráulico aguas abajo del cimacio no afecte el valor del coeficiente de gasto obtenido anteriormente.

**Figura 6.6** Esquema de un aliviadero tipo abanico



Fuente: Tratado básico de presas (E. Vallarino).

#### 6.3.1.4 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN ALIVIADERO TIPO ABANICO

Para el uso de esta metodología se parte de que se conoce como datos:

$Q$  ( $m^3/s$ ): Caudal de crecida

$H_o$  (m): Carga de diseño

Pasos

1.- Verificar que Q y Ho cumplan que:

$$65 \leq \frac{Q}{H_o^{2.5}} \leq 340 \quad (6.26)$$

2.- Suponer un valor de P (m) altura superior del paramento, acorde con las condiciones topográficas del terreno y que cumpla con las siguientes condiciones.

$$0.35 \leq \frac{P}{H_o} \leq 2 \quad (6.27)$$

Imponer valores de  $P/H_o < 0.35$  provoca velocidades de aproximación muy grandes mientras que valores de  $P/H_o > 2$  no introducen incrementos en el valor del coeficiente de gasto  $m_o$ , de ahí la recomendación anterior como rango de la relación  $P/H_o$  aceptable.

3.- Calcular el valor de  $m_o$

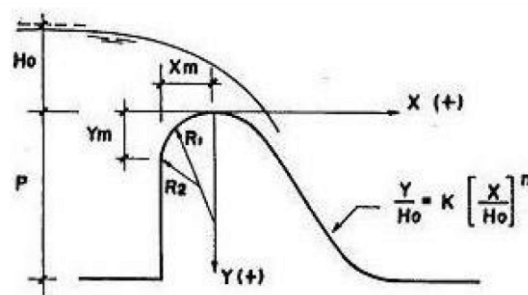
$$m_o = 0.385 + 0.09085 \left( \frac{P}{H_o} \right)^{0.2434} \quad (6.28)$$

4.- Cálculo de los parámetros que define el trazado del perfil vertedor

$$\frac{X_m}{H_o} = 0.283 \left[ 1 - \left( 1 + \frac{P}{H_o} \right)^{-2.2} \right]^{0.7} \quad (6.29)$$

$$\frac{Y_m}{H_o} = 0.105 \left[ 1 - \left( 1 + \frac{P}{H_o} \right)^{-2.2} \right]$$

**Figura 6.7** Perfil vertedor



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

**Tabla 6.1** Trazado del perfil vertedor (E. A. Breña)

P/Ho	R'1/Ho	R'2/Ho	n	K	Xm/Ho	Ym/Ho
0.35	0.38	0.130	1.720	0.480	0.170	0.0510
0.41	0.40	0.132	1.720	0.510	0.178	0.0533
0.59	0.48	0.140	1.730	0.520	0.207	0.0680
1.02	0.54	0.152	1.730	0.550	0.238	0.0820
1.34	0.55	0.167	1.720	0.552	0.250	0.0880
1.8	0.56	0.200	1.720	0.570	0.260	0.0940
2.57	0.58	0.230	1.660	0.580	0.270	0.0986
3.31	0.60	0.240	1.613	0.565	0.278	0.1010

Fuente: Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

Entrando en la tabla anterior, con la relación P/Ho se obtiene:

R'1 (m), R'2 (m), n, K, Xm (m) y Ym (m)

Con estos valores se puede efectuar el trazado del perfil según indica la figura 6.7.

Para el cálculo de las coordenadas que permitan el trazado del perfil aguas debajo de la cresta se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{Y}{Ho} = K \left( \frac{X}{Ho} \right)^n \quad (6.30)$$

Resulta aconsejable obtener los valores de X (m); Y (m), luego de haber definido el valor de la altura del paramento inferior P1 (m), para asumir como posibles valores de Y (m), valores menores o iguales a P1 (m).

5.- Cálculo de la longitud de la cresta del vertedor  $Lo^1$  (m)

$$Lo^1(m) = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} Ho^{3/2}} \quad (6.31)$$

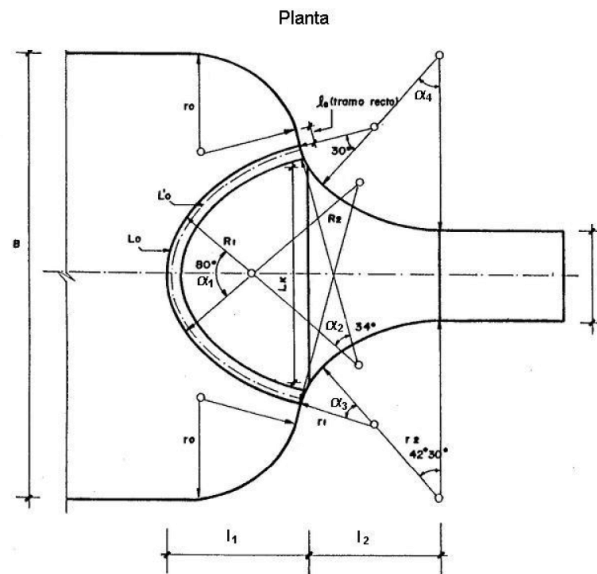
6.- Cálculo de la longitud del cimacio por el paramento superior  $Lo$  (m)

$$Lo = Lo^1 + 2.583 * Xm \quad (6.32)$$



7.- Cálculo de las dimensiones en planta del aliviadero (figura 6.8)

**Figura 6.8** Dimensiones en planta del aliviadero tipo abanico (E. A. Breña)



**Fuente:** Diseño hidráulico de aliviaderos para presas pequeñas (E. A. Breña).

7.1 Canal de acceso

$$\frac{B}{L_0} \geq 1; \frac{r_o}{L_0} = 0.133; \frac{l_0}{L_0} \geq 0.076 \quad (6.33)$$

7.2 Cimacio

$$\frac{R_1}{L_0} = 0.2213; \frac{R_2}{L_0} = 0.5825; \alpha_1 = 80^\circ; \alpha_2 = 34^\circ \quad (6.34)$$

7.3 Arcos del abanico

$$\frac{r_1}{L_0} = 0.2167; \frac{r_2}{L_0} = 0.4106; \alpha_3 = 30^\circ; \alpha_4 = 42.5^\circ \quad (6.35)$$

7.4 Sección de control no vertedora

$$\frac{l_2}{L_0} = 0.3209; \frac{b}{L_0} = 0.2281; \text{pendiente } 6\% \quad (6.36)$$

8.- Cálculo de la altura del paramento aguas abajo P1 (m); Proceso iterativo, presentado en el diseño del mismo en el (Anexo 4 – Diseño hidráulico de los diferentes tipos de aliviaderos).

Para el diseño del aliviadero en abanico se presentó un obstáculo en hacer cumplir la primera condición en el cual se solucionó diseñando aliviaderos semi-abanicos.

Los aliviaderos semi-abanicos son exactamente la mitad de un abanico y su diseño consiste en calcular en uno completo usando para ello el doble del caudal y luego se construye solo la mitad. Esto es posible porque en la práctica se ha comprobado que el funcionamiento hidráulico de los aliviaderos abanico es rigurosamente simétrico respecto al eje longitudinal.

### **6.3.2 ALIVIADERO CON VERTEDERO LATERAL**

Tiene como características que una vez que en el agua se vierte por el vertedor, continua su recorrido por un canal que se encuentra paralelo a este.

En ocasiones se da otra forma al canal lateral al vertedor, debido a que el gasto será máximo en el extremo de vertedor aguas abajo.

Cuando el vertedor trabaja como un vertedor ahogado, entonces la sección de control no será el vertedor, sino que estará a la salida del canal. Se dice que un vertedor es ahogado, cuando el nivel aguas abajo es muy elevado, lo cual afecta a la descarga del vertedor.

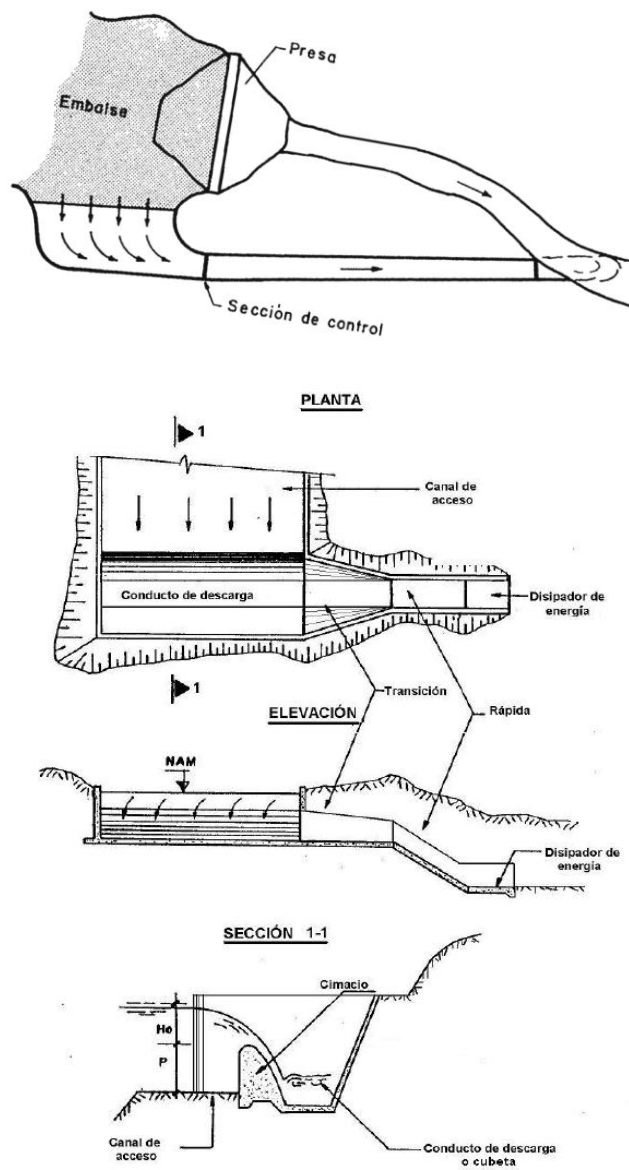
La longitud vertedora de un aliviadero de lateral es relativamente grande. Este trae como consecuencia una mayor descarga con un poco carga.

Este tipo de vertedero se recomienda en lugares montañosos debido a su forma alargada y estrecha, tiene como desventaja, una baja eficiencia hidráulica debido al bajo coeficiente de gasto al trabajar ahogado, además no son económicos a causa de sus dimensiones y la cantidad de material requerido en su construcción.

### 6.3.2.1 USO DE UN ALIVIADERO LATERAL

Los aliviaderos laterales suelen ser muy útiles cuando su ubicación se ha de realizar en la ladera de una loma, pues en esas condiciones la colocación de un aliviadero frontal implicaría grandes volúmenes de excavación, no ocurriendo así con el lateral, el cual realiza su vertimiento lateralmente. (Ver figura 6.9).

**Figura 6.9** Esquema de un aliviadero lateral



Fuente: Tratado básico de presas (E. Vallarino)

### **6.3.2.2 COMPONENTES DE UN ALIVIADERO LATERAL**

Entre las partes que compone un aliviadero lateral se pueden mencionar las siguientes:

1. Canal de acceso
2. Sección vertedora
3. Cubeta o canal lateral
4. Conducto de descarga
5. Disipador de energía
6. Canal de salida

### **6.3.2.3 REGÍMENES DE CIRCULACIÓN QUE SE PUEDEN PRESENTAR EN LA CUBETA O CANAL LATERAL.**

En la cubeta pueden presentarse dos regímenes de circulación:

- a) Supercrítico
- b) Subcrítico

Si el régimen es supercrítico, los tirantes que se producen en la cubeta son pequeños y por consiguiente la caída del agua desde el embalse resulta ser mayor, lo que hace que se incrementen la energía y como consecuencia se pueden presentar problemas con la estabilidad de la cubeta y fuertes impactos del chorro contra la losa de fondo que demandaría una mayor reforzamiento de dicha losa estructuralmente.

Si el régimen es subcrítico la masa de agua en la cubeta es mucho mayor, lo que significaría que la altura de caída de la lámina vertiente es menor, lográndose así una mejor disipación de la energía y uniformidad de los tirantes de circulación.

### **6.3.2.4 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE UN ALIVIADERO LATERAL**

- 1) El perfil vertedor de un aliviadero lateral se recomienda que sea del tipo perfil práctico sin vacío y se calcula como se hizo cuando se abordó este perfil.
- 2) No es aconsejable usar un cimacio con un perfil práctico con vacío, pues como estos aliviaderos se recomienda al inicio del mismo un cierto ahogo, esta situación haría

caer bruscamente la eficiencia de este tipo de perfil, además de que existiera zonas en el vertedor que estarían fluctuando del ahogo, al vertimiento sin él y eso puede provocar daños en la estructura del cimacio.

- 3) La pendiente del fondo de la cubeta se eligen a consideración del proyectista en dependencia del terreno donde será ubicada. Deberá ser una pendiente suave para evitar el régimen supercrítico en la cubeta.
- 4) El talud de la cubeta será elegido en dependencia del tipo de material del terreno. Este talud siempre deberá ser recubierto debido a los impactos que se producen en él.
- 5) A la hora de diseñar, se debe tener en cuenta que el ancho del fondo de la cubeta no debe ser menor de 3,00 m para con ello garantizar el trabajo de un bulldozer durante la construcción de dicha estructura.
- 6) Con el propósito de calcular los tirantes de circulación a través de toda la cubeta, es necesario fijar un tirante en la sección de control, y este será el tirante crítico que puede obtenerse colocando una transición, con un cambio brusco de pendiente o elevando el fondo al final de la cubeta.
- 7) En los aliviaderos laterales con régimen de trabajo subcrítico es aconsejable admitir hasta  $2/3 H_o$  de sumersión de la cresta en la sección inicial del canal lateral, pues se ha demostrado que este ahogo no influye significativamente en el coeficiente de gasto y sin ello se garantiza un régimen parejo de circulación en el resto de la cubeta, ya que las alturas de caída de la lámina no van a ser muy grandes. Lo anteriormente expresado en relación con la sumersión no implica que se deje de calcular la afectación del coeficiente de gasto por el ahogo, en tal sentido, el término  $hd$  para el cálculo del ahogo se determina de la siguiente forma:

$$hd (m) = H_o(m) - \frac{2}{3}H_o(m) \quad (6.37)$$

### 6.3.2.5 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN ALIVIADERO LATERAL

Conocidos  $Q$  ( $m^3/s$ ),  $P$  (m),  $H_o$  (m) los pasos a seguir son:

- 1.- Seleccionar el ancho del fondo de la cubeta. Por comodidad constructiva se suele escoger igual al ancho de la rápida  $b$ .

2.- Trabajando en la sección transversal del cimacio, se define el talud  $z_1$  aguas abajo del mismo, que será el talud de ese lado de la cubeta. Si se usa un cimacio tipo WES, entonces  $z_1 = 0.67$

3.- Elegir la pendiente longitudinal  $S$  de la cubeta. Debe tenerse en cuenta que sea pequeña para lograr mantener un régimen subcrítico. Frecuentemente  $S \leq 0.01$

4.- Determinar la longitud de la cubeta  $L_c$ , si el vertimiento es por un solo lado de la cubeta, la longitud de ésta es igual a la longitud vertedora,  $L_c \text{ (m)} = L \text{ (m)}$ .

5.- Cálculo del tirante crítico, velocidad crítica y carga a velocidad crítica en la sección de control.

6.- Cálculo del tirante de circulación en las distintas secciones de la cubeta, mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$\Delta Y = \frac{Q_1(v_1 + v_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left[ (v_2 - v_1) + v_2 \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} \right] \quad (6.38)$$

El método de cálculo que se propone para la obtención del tirante en las distintas secciones del canal lateral, consiste en que una vez conocida la información en una sección, que a los efectos de dicho cálculo, se le identificará como la sección final del tramo que se analiza y los términos responden al subíndice 2 ( $Y_2 \text{ (m)}$ ,  $Q_2 \text{ (m}^3\text{/s)}$ ,  $A_2 \text{ (m}^2\text{)}$ ,  $v_2 \text{ (m/s)}$ ), se procede a calcular, el tirante al inicio de dicho tramo identificándose a los nuevos parámetros a calcular con el subíndice 1 ( $Y_1 \text{ (m)}$ ,  $Q_1 \text{ (m}^3\text{/s)}$ ,  $A_1 \text{ (m}^2\text{)}$ ,  $v_1 \text{ (m/s)}$ ). Para ello, el método consiste en ir suponiendo valores de  $\Delta Y_{\text{sup}} \text{ (m)}$  y calcular sus correspondientes valores de  $\Delta Y_{\text{cal}} \text{ (m)}$ , hasta encontrar un valor que satisfaga que el error sea menor del 5%.

Una vez finalizado el cálculo de un tramo y se inicie el cálculo de un nuevo tramos, se deberá tener presente que los resultados obtenidos al inicio del tramo anterior, ahora se convierten en los conocidos en la sección final del nuevo tramo y adoptan automáticamente el subíndice 2.

7.- Una vez calculado el perfil de la superficie del agua en la cubeta o canal lateral, se procede a colocar el fondo de dicha cubeta.

La ubicación del fondo de la cubeta se realiza toda vez que se hace coincidir la superficie del agua en la sección inicial del aliviadero con la cota correspondiente al  $(2/3)*H_o$ . Cuando a la cota anterior se le reste el tirante en esa sección, se obtendrá la cota de fondo en dicha sección, las restantes se obtienen por medio de la pendiente de la cubeta.

Al trazar el fondo de la cubeta, el proyectista deberá analizar si el resultado es satisfactorio.

Si el fondo de la cubeta no llega al terreno firme (queda colgando), no es admisible el resultado pues en general en los aliviaderos no deben admitirse partes de la estructura sobre material de relleno y aún menos en los aliviaderos laterales, por las vibraciones que acompañan a su funcionamiento.

Si el fondo de la cubeta queda muy (enterrado), ello implicaría grandes excavaciones y ello implicaría mayor costo de la obra.

En cualquiera de los casos anteriores deberán realizarse modificaciones del ancho de la cubeta, pendiente del fondo, resultados obtenidos en el (Ver Anexo 4 – Diseño hidráulico de los diferentes tipos de aliviaderos).

### **6.3.3 ALIVIADEROS ESCALONADOS**

En presas de materiales sueltos el empleo de aliviaderos escalonados, se ha venido utilizando para aumentar la capacidad de desagüe de la presa, la facilidad constructiva que proporciona hacer su paramento aguas abajo con encofrados verticales ha planteado la utilización de los escalones resultantes para conseguir una amortiguación de energía y reducir considerablemente la obra final antes del reintegro al cauce.

#### **6.3.3.1 DISEÑO HIDRÁULICO**

Diseño hidráulico de aliviaderos escalonados con pendientes típicas (1v:0.85h), (1v:0.6h). Para su elaboración se recoge información existente en la bibliografía.

El diseño de un aliviadero escalonado se subdivide en tres partes: La cresta del aliviadero; la rápida escalonada y el dissipador de energía en el pie de la presa. El perfil de la cresta se diseña con el objetivo de que el flujo efectúe una correcta transición desde el embalse al canal del aliviadero. El canal de la rápida permite la circulación de la avenida sobre la

presa, asegurando que el flujo quede confinado entre los cajeros sin desbordarlos y, en el caso de aliviaderos escalonados, disipando una parte sustancial de la energía del flujo. La estructura de disipación de energía en el pie de la presa procura eliminar el exceso de energía residual existente en relación a las condiciones naturales.

### 6.3.3.2 DISEÑO DE LA CRESTA

El caudal de diseño  $Q$  ( $m^3/s$ ), corresponde al máximo del hidrograma de salida y admite una expresión de la forma:

$$Q = m * L * \sqrt{2g} * Ho^{1.5} \quad (6.39)$$

Dónde:

$m$ : es el coeficiente de gasto

$L$  (m): el ancho del aliviadero

$Ho$  (m): la altura de energía total sobre el umbral del aliviadero, que es igual a la diferencia entre las cotas máximas del embalse y la del umbral.

Para controlar el riesgo de la cavitación se limita el caudal unitario ( $q=Q/L$ ) en la rápida, se determinó que dicho límite, en aliviaderos escalonados con pendientes típicas ya mencionadas, está comprendido entre 11-14  $m^3/s/m$ .

El coeficiente de desagüe depende de la forma de la cresta. Las soluciones más comunes son los perfiles estrictos (WES, Creager, Scimeni...) similares al utilizado en un aliviadero convencional, con un escalonado de transición de tamaño creciente hasta alcanzar la altura uniforme del escalón dispuesto en la rápida. Los perfiles mencionados se basan en una forma de la cresta que coincide con la superficie inferior de un flujo aireado sobre un vertedero de cresta delgada. El coeficiente de descarga será función del cociente entre la altura total sobre la cresta y la de diseño del perfil, de la altura del vertedero y de la inclinación del paramento de aguas arriba del vertedero (Chow, 1959).



**Figura 6.10** Esquema de un aliviadero escalonado



**Fuente:** Comportamiento hidráulico de los aliviaderos escalonados (Luis Franco Guarachi)

### 6.3.3.3 ALTURA DE LOS PELDAÑOS

La altura de los escalones del aliviadero suelen estar entre 0.3 y 1.2 m. Para la selección del tamaño del peldaño dos aspectos hidráulicos se podrán tener en consideración: el riesgo de cavitación y la disipación de energía a lo largo de la rápida.

En lo que concierne al riesgo de cavitación en la estructura, se propuso que la velocidad media crítica de 15 m/s en el punto de inicio de aireación. Para velocidades superiores se consideran que las fluctuaciones de presión sobre los peldaños alcanzaran valores críticos para el inicio de cavitación. El punto de inicio de aireación en la rápida depende del caudal circulante y con menor influencia del tamaño del peldaño. Para el mismo caudal, el inicio de aireación se sitúa más aguas arriba en rápidas con mayor altura del peldaño. El estudio del punto de inicio de aireación indica que la velocidad crítica de 15 m/s ocurre para mayores caudales unitarios en aliviaderos donde la altura del peldaño es mayor, siendo así preferibles en términos de riesgo de cavitación.

La influencia del tamaño del peldaño en la disipación de energía a lo largo de la rápida es un asunto controvertido sin existir todavía un consenso de la comunidad científica. Fijándose en el flujo rasante, Tozzi (1992) considera que el aumento de disipación de energía es despreciable para:

$$ks \geq 0.00764q^{\frac{2}{3}} \rightarrow \frac{h}{yc} \geq 0.3 \quad (6.40)$$

Según Matos (2000) los resultados experimentales de Diez-Cascón et al.(1991) y Pegram et al.(1999) corroboran la propuesta de Tozzi.

La expresión para cálculo del factor de fricción de Boes y Hager (2003), muestra la baja influencia de la rugosidad relativa ( $ks/Dh$ ) en la resistencia al flujo, no obstante existe un incremento ligero de la disipación de energía para peldaños de mayor altura.

Más recientemente Ohtsu et al.(2004), con base en sus datos experimentales y los de Chamani y Rajaratnam (1999), Boes (2000) y Yasuda y Chanson (2003), proponen una altura relativa del peldaño ( $h/yc$ ) para la cual el factor de fricción ( $f$ ) será máximo:

$$f_{max} \rightarrow \frac{h}{yc} \geq 0.5 \quad (6.41)$$

En la tabla 6.2 se resumen las alturas del peldaño ( $h_{opt}$ ) más eficientes en términos de disipación de energía según las propuestas de Tozzi (1992) y de Ohtsu et al.(2004). Se verifica que las alturas típicas de peldaños de 0.60 y 0.90 m se aproximan a  $h_{opt}$  (según Tozzi) para caudales unitarios de 10 y 15  $m^3/s/m$  respectivamente. Los peldaños con altura de 0.90 m y de 1.2 m son los que más se aproximan a  $h_{opt}$  (según Ohtsu et al.) para caudales unitarios de diseño entre 5 y 15  $m^3/s/m$ .

**Tabla 6.2** Alturas del Peldaño Óptimas en Términos de Disipación de Energía Obtenidas de la Relación propuesta por Tozzi (1992) y Ohtsu et al. (2004)

$q$ ( $m^3/s/m$ )	$y_c$ (m)	$h_{opt}$ (m) Tozzi92	$h_{opt}$ (m) Ohtsu et al.04
5	1.37	0.41	0.68
7.5	1.79	0.54	0.90
10	2.17	0.65	1.08
12.5	2.52	0.76	1.26
15	2.84	0.85	1.42

Fuente: Ingeniería del agua Vol. 13 N° 3 Diciembre 2006

#### 6.3.3.4 TIPO DE FLUJO

Dependiendo de la geometría del escalón y del caudal circulante se pueden encontrar distintos tipos de flujo sobre el aliviadero escalonado. El flujo escalón a escalón se caracteriza por una sucesión de caídas libres y ocurre para bajas pendientes y/o caudales unitarios. El flujo rasante se describe por una corriente que fluye sobre los vértices de los peldaños, por encima de un flujo secundario delimitado por las aristas del escalón y es más usual para pendientes y caudales unitarios elevados. Para caudales intermedios se identifica el llamado flujo de transición con un comportamiento entre el flujo escalón a escalón y el flujo rasante.

En base a las observaciones experimentales de Ohtsu y Yasuda (1997), se realiza un ajuste de mínimos cuadrados que permite obtener las dos siguientes expresiones para el límite superior del flujo escalón a escalón y para el inicio del flujo rasante.

Cabe decir que las ecuaciones (6.42) y (6.43) son válidas para  $0.1 < h/l < 1.25$  y peldaños de huella horizontal.

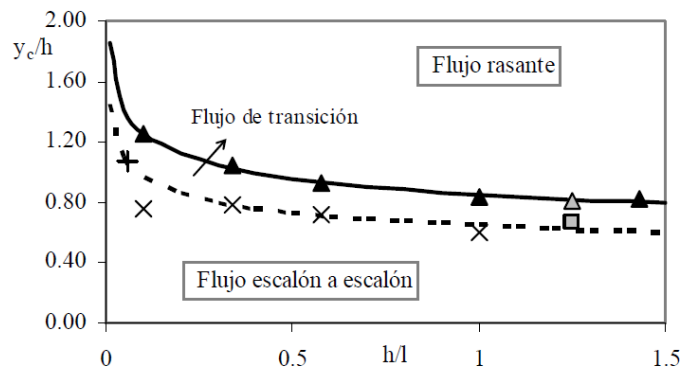
a) Límite superior del flujo escalón a escalón

$$\frac{yc}{h} = 0.649 \left( \frac{h}{l} \right)^{-0.175}; (r = 0.970) \quad (6.42)$$

b) Inicio del flujo rasante

$$\frac{yc}{h} = 0.854 \left( \frac{h}{l} \right)^{-0.169}; (r = 0.995) \quad (6.43)$$

**Figura 6.11** Observaciones experimentales de Ohtsu



Fuente: Ingeniería del agua Vol. 13 N° 3 Diciembre 2006

Se considera que el final del flujo escalón a escalón se sitúa alrededor de  $yc/h=0.67$  y el inicio del flujo rasante en  $yc/h = 0.81$ .

Para una pendiente típica de (1v:0.8h), se presenta en la (Tabla 6.3) los caudales unitarios correspondientes al límite superior del flujo escalón a escalón ( $q_{f.e.e.}$ ) y del inicio del flujo rasante ( $q_{i.f.r.}$ ).

El flujo escalón a escalón se encuentra limitado a bajos caudales unitarios en aliviaderos escalonados. Para los caudales de proyecto la situación más común será el flujo rasante en la estructura. Según Chanson (2002), se deberá evitar condiciones de diseño que conduzcan al flujo de transición ( $q_{f.e.e.} < q < q_{i.f.r.}$ ), dada las inestabilidades hidrodinámicas que se aprecian en él.

**Tabla 6.3** Caudales unitarios correspondientes al final del flujo escalón a escalón ( $q_{f.e.e.}$ ) e inicio del Flujo Rasante ( $q_{i.f.r.}$ ) para un aliviadero escalonado con inclinación 1v:0.8h

$h$ (m)	$q_{f.e.e.}$ ( $m^3/s/m$ )	$q_{i.f.r.}$ ( $m^3/s/m$ )
0.60	0.72	1.09
0.90	1.32	1.99
1.2	2.03	3.07

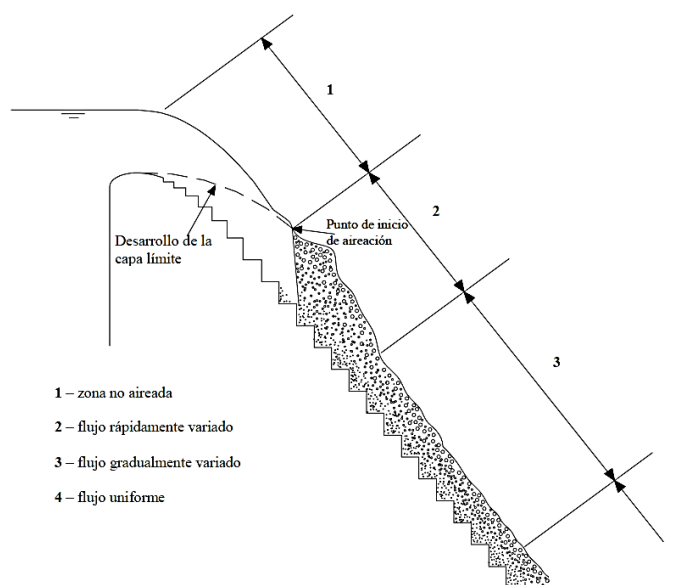
Fuente: Ingeniería del agua Vol. 13 N° 3 Diciembre 2006

### 6.3.3.5 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO A LO LARGO DE LA RÁPIDA

#### 6.3.3.6 REGIONES DEL FLUJO RASANTE

El flujo rasante se puede dividir en un conjunto de regiones a lo largo de la rápida: Zona no aireada; flujo rápidamente variado; gradualmente variado y uniforme ver figura 6.11. De acuerdo con la revisión bibliográfica realizada y los resultados del presente estudio, se proponen un conjunto de expresiones que permiten obtener en las distintas regiones de la rápida, las principales características del flujo rasante: La altura de agua equivalente ( $d$ ), la concentración media del aire ( $\bar{C}$ ), la altura de agua característica ( $Y_{90}$ ) y la energía residual ( $E_r$ ) o la disipación de energía ( $\Delta E$ ).

**Figura 6.12** Regiones del flujo rasante sobre un aliviadero escalonado.



Fuente: Ingeniería del agua Vol. 13 N° 3 Diciembre 2006

### 6.3.3.6.1 ZONA NO AIREADA E INICIO DE LA AIREACIÓN

Las características del punto de aireación: La localización  $L_i$  (m) y la altura de agua  $d_i$  (m) se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$\frac{L_i}{k_s} = 5.982 Fr_*^{0.840} \quad (6.44)$$

$$\frac{d_i}{k_s} = 0.385 Fr_*^{0.580}$$

Dónde:

$k_s$ : rugosidad de forma.

$$k_s = h \cos \alpha \quad (6.45)$$

$Fr_*$ : Número de Froude rugoso se expresa por:

$$Fr_* = \frac{q}{\sqrt{g * \sin \alpha * k_s^3}} \quad (6.46)$$

La concentración media del aire en el punto de inicio de la aireación no es nula, según Matos (2000) será igual a:

$$\bar{C}_i = 0.163 Fr_*^{0.154} \quad (6.47)$$

### 6.3.3.6.2 FLUJO RÁPIDA Y GRADUALMENTE VARIADO

Aguas abajo del punto de inicio de aireación se observa visualmente una importante deflexión de la lámina libre, la ondulación se propaga aguas abajo influenciando las características hidráulicas del flujo. Matos (1999) comprobó experimentalmente que las líneas de corriente presentan una fuerte curvatura en esta zona, siendo inicialmente convexas lo que favorece una intensa aireación del flujo y posteriormente cóncavas sobresaliendo el movimiento ascensional de las burbujas de aire y que causa una caída localizada de la concentración media de aire.

La zona del flujo gradualmente variado se caracteriza por una variación gradual de las características del flujo (concentración media de aire, calado y velocidad) hasta alcanzar las condiciones de equilibrio del flujo uniforme.

De acuerdo con Matos (1999), la zona del flujo rápidamente variado está comprendido entre  $0 < \acute{s} < 30$  y la zona del flujo gradualmente variado se sitúa entre  $30 < \acute{s} < 100$ , siendo  $s$  una variable adimensional definida por:

$$\acute{s} = \frac{L - Li}{di} \quad (6.48)$$

El modelo teórico experimental de Matos (1999), propone las siguientes expresiones para calcular la concentración media de aire ( $\bar{C}$ ) en las zonas del flujo rápida y gradualmente variado:

$$\bar{C} = 0.210 + 0.297 \exp[-0.497(\ln \acute{s} - 2.972)^2] \leftarrow 0 \leq \acute{s} \leq 30 \quad (6.49)$$

$$\bar{C} = \left(0.888 - \frac{1.065}{\sqrt{\acute{s}}}\right)^2 \leftarrow 30 \leq \acute{s} \leq 100$$

Para determinar la evolución de la altura de agua equivalente ( $d$ ) en la zona del flujo rápida y gradualmente variado se sugieren las expresiones del modelo teórico-experimental de Matos (1999) revisado por Meireles (2004):

$$\frac{d}{di} = a + b * \exp(-0.067 * \acute{s}) \quad (6.50)$$

Dónde:

$$a = -0.206 \frac{yc}{h} + 0.827 \sqrt{\frac{yc}{h}} - \frac{0.008}{\ln\left(\frac{yc}{h}\right)}$$

$$b = 0.144 + 0.123 * \exp\left(-\frac{yc/h}{0.753}\right)$$

Para el diseño de la altura de los cajeros laterales es importante conocer la evolución de las alturas características (Y90) a lo largo del aliviadero.

$$Y_{90}(L) = \frac{d(L)}{1 - \bar{C}(L)} \quad (6.51)$$

### 6.3.3.6.3 FLUJO UNIFORME

A una distancia suficiente alejada del umbral del aliviadero, se establecerá el equilibrio entre las fuerzas de gravedad y fricción y se alcanzará el flujo uniforme. En esa zona del aliviadero las principales características del flujo como la concentración media de aire, la velocidad media, altura de agua y energía específica residual se mantienen constantes.

Las condiciones hidráulicas para la formación del régimen uniforme son difíciles de determinar dado el carácter asintótico con que el que se efectúa. Boes y Hager (2003) proponen una expresión para la formación del régimen uniforme:

$$\frac{H_{PRESA}}{yc} \approx 24(\sin\alpha)^{2/3} \quad (6.52)$$

De acuerdo con la ecuación (6.52), en aliviaderos escalonados con pendientes típicas de 1v:0.8h ( $\alpha=51.30^\circ$ ) se requiere una altura relativa de  $H_{PRESA}/yc = 20.3$  para alcanzar el régimen uniforme. Se trata de un valor inferior al propuesto por Matos (2000) que con base en las mediciones de concentración media del aire a lo largo del aliviadero sugiere una altura relativa mínima  $H_{PRESA}/yc \approx 30$  para que se considere el flujo uniforme sobre la rápida.

La concentración media de aire en régimen de equilibrio ( $\bar{C}e$ ) depende únicamente de la pendiente del aliviadero (Matos, 1999):

$$\bar{C}e = 0.76\sin\alpha^{0.82} \quad (6.53)$$

Para calcular la altura de agua equivalente uniforme (de) es igual a considerar un coeficiente de fricción equivalente (feq) de aproximadamente 0.08

$$feq = 8 * \sin\alpha * \left(\frac{de}{yc}\right)^3 \quad (6.54)$$



## CAPÍTULO 7

### RESULTADOS OBTENIDOS Y SELECCIÓN DEL TIPO DE ALIVIADERO

#### 7.1 ELECCIÓN DEL SITIO DEL ALIVIADERO

**Figura 7.1** Sitios potenciales de emplazamiento del aliviadero



Fuente: Elaboración propia

En el proyecto presa Carachimayo existen dos sitios potenciales para el emplazamiento del aliviadero, en el estudio de identificación se realizó un análisis y se escogió como la más factible la alternativa 2, ya que la alternativa 1 requiere mayores volúmenes de corte y por lo tanto mayor presupuesto.

#### 7.2 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ALIVIADEROS

Considerando el caudal máximo vertido para diferentes periodos de retorno y las metodologías de diseño ya mencionadas en el capítulo 6 se procedió al dimensionamiento de los diferentes tipos de aliviaderos adecuados hidráulicamente para la presa Carachimayo. (El dimensionamiento hidráulico se presenta en el Anexo 4).

#### 7.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

##### 7.3.1 SECCIÓN DE CONTROL

La fórmula fundamental para todos los vertedores puede plantearse de la siguiente manera.

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

Dónde:

Q: Es el caudal de máxima crecida

L: Longitud vertedora

Ho: Carga de diseño

m: Coeficiente de gasto adimensional, que varía en magnitud para diferentes tipos de vertedores y para distintas condiciones de trabajo

COEFICIENTE DE DESCARGA				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	m =	0.490	$m*\sqrt{2g} =$	2.170
ALIVIADERO TIPO ABANICO	m =	0.485	$m*\sqrt{2g} =$	2.148
ALIVIADERO LATERAL	m =	0.463	$m*\sqrt{2g} =$	2.051
ALIVIADERO ESCALONADO	m =	0.490	$m*\sqrt{2g} =$	2.170

COEFICIENTE DE DESCARGA				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	m =	0.490	$m*\sqrt{2g} =$	2.170
ALIVIADERO TIPO ABANICO	m =	0.483	$m*\sqrt{2g} =$	2.139
ALIVIADERO LATERAL	m =	0.462	$m*\sqrt{2g} =$	2.046
ALIVIADERO ESCALONADO	m =	0.490	$m*\sqrt{2g} =$	2.170

El caudal vertido es directamente proporcional al coeficiente de gasto, es decir para valores mayores de este se tendrá una mayor capacidad de descarga.

### 7.3.2 RÁPIDA O CONDUCTO DE DESCARGA

TIRANTES MÁXIMOS Y VELOCIDADES MÁXIMAS				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	Y (m) =	1.272	v (m/s) =	9.974
ALIVIADERO TIPO ABANICO	Y (m) =	3.533	v (m/s) =	12.748
ALIVIADERO LATERAL	Y (m) =	2.933	v (m/s) =	12.159
ALIVIADERO ESCALONADO	Y (m) =	1.272	v (m/s) =	-

TIRANTES MÁXIMOS Y VELOCIDADES MÁXIMAS				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	Y (m) =	1.382	v (m/s) =	10.224
ALIVIADERO TIPO ABANICO	Y (m) =	3.824	v (m/s) =	12.982
ALIVIADERO LATERAL	Y (m) =	3.187	v (m/s) =	12.388
ALIVIADERO ESCALONADO	Y (m) =	1.382	v (m/s) =	-

Las elevadas velocidades traen consigo problemas como la cavitación, vibraciones en la estructura, mientras que elevados tirantes traen consigo elevados muros cajeros y por lo tanto mayor costo.

### 7.3.3 DISIPADOR DE ENERGÍA

Para los diferentes tipos de aliviaderos planteados para el proyecto se usó como disipador de energía el trampolín, que es mayor mente usado en presas de materiales sueltos como escollera o de tierra.

<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO (Lv) Y LONGITUD DE VUELO POR EL CONO (Lvc)</b>				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	Lv (m) =	23.793	Lvc (m)	25.560
ALIVIADERO TIPO ABANICO	Lv (m) =	31.653	Lvc (m)	37.020
ALIVIADERO LATERAL	Lv (m) =	29.900	Lvc (m)	34.280

<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO (Lv) Y LONGITUD DE VUELO POR EL CONO (Lvc)</b>				
PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS Y UNA LONGITUD VERTEDORA DE 35 m.				
ALIVIADERO FRONTAL	Lv (m) =	24.456	Lvc (m)	26.400
ALIVIADERO TIPO ABANICO	Lv (m) =	32.373	Lvc (m)	38.210
ALIVIADERO LATERAL	Lv (m) =	30.583	Lvc (m)	35.360

Al ser mayor la longitud de vuelo por el cono garantizamos que no se produzca la erosión al pie del aliviadero.

## 7.4 ANÁLISIS ECONÓMICO

### 7.4.1 CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE HORMIGÓN

Una vez realizado el dimensionamiento de los diferentes tipos de aliviaderos se procedió a cuantificar los volúmenes de hormigón de los diferentes tipos de aliviaderos.

## CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE HORMIGÓN

### ALIVIADERO FRONTAL

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	252.48	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	465.44	m3
DISIPADOR DE ENERGÍA =	24.54	m3
<b>VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =</b>	<b>742.46</b>	<b>m3</b>

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	262.19	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	469.75	m3
DISIPADOR DE ENERGÍA =	26.65	m3
<b>VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =</b>	<b>758.60</b>	<b>m3</b>

### ALIVIADERO TIPO ABANICO

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	498.39	m3
TRANSICIÓN =	100.31	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	175.21	m3
DISIPADOR DE ENERGÍA =	32.97	m3
<b>VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =</b>	<b>806.88</b>	<b>m3</b>

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	503.60	m3
TRANSICIÓN =	101.36	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	181.44	m3
DISIPADOR DE ENERGÍA =	38.64	m3
<b>VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =</b>	<b>825.03</b>	<b>m3</b>

### ALIVIADERO LATERALES

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA Y CUBETA =	799.79	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	194.33	m3
DISIPADOR DE ENERGÍA =	31.64	m3
VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =		
	1,025.76	m3

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA Y CUBETA =	817.78	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	199.27	m3
DISIPADOR DE ENERGIA =	34.63	m3
VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =		
	1,051.68	m3

### ALIVIADERO ESCALONADOS

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	144.03	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	1,172.83	m3
VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =		
	1,316.86	m3

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

SECCIÓN VERTEDEDORA =	147.27	m3
RÁPIDA O CODUCTO DE DESCARGA =	1,251.06	m3
VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN =		
	1,398.33	m3

## 7.4.2 CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN

### CUANTIFICACIÓN DE VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN PARA EL EMPLAZAMIENTO DE LOS ALIVIADEROS

#### ALIVIADERO FRONTAL

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	20,031.00	m3
-------	-----------	----

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	20,488.00	m3
-------	-----------	----

#### ALIVIADERO TIPO ABANICO

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	21,239.00	m3
-------	-----------	----

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	21,698.00	m3
-------	-----------	----

#### ALIVIADERO LATERALES

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	16,130.00	m3
-------	-----------	----

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	16,475.00	m3
-------	-----------	----

#### ALIVIADERO ESCALONADOS

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	120,516.00	m3
-------	------------	----

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

Vexc=	123,227.00	m3
-------	------------	----

### 7.4.3 COSTO ESTIMATIVO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ALIVIADEROS

Una vez realizado la cuantificación del volumen de hormigón y los volúmenes de excavación, se procedió a estimar el costo de los diferentes tipos de aliviaderos adecuados para la presa Carachimayo.

El costo del aliviadero se verá afectado principalmente por el costo del hormigón y la excavación para el emplazamiento del mismo.

ITEM	UND.	PRECIO UNITARIO (DOLARES AMERICANOS)
Excavación en roca	m3	7.00
Hormigón	m3	222.97

Para la estimación del costo de los diferentes tipos de aliviaderos se consideró solo los precios unitarios de los ítems ya mencionados, para ello se multiplico los volúmenes de hormigón y excavación ya cuantificados con el precio unitario.

#### ESTIMACIÓN DEL COSTO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ALIVIADEROS

MONEDA: DÓLARES AMERICANOS

#### ALIVIADERO FRONTAL

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	305,763.36
---------------	------------

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	312,560.38
---------------	------------

Incremento del costo para un periodo de retorno de 500 años con relación a 1000 años

$\Delta$ COSTO =	1.02
% INCREMENTO =	2.22

#### ALIVIADERO TIPO ABANICO

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	328,583.75
---------------	------------

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	335,841.96
---------------	------------

Incremento del costo para un periodo de retorno de 500 años con relación a 1000 años

$\Delta$ COSTO =	1.02
% INCREMENTO =	2.21

### ALIVIADERO LATERALES

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	341,623.54
---------------	------------

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	349,817.52
---------------	------------

Incremento del costo para un periodo de retorno de 500 años con relación a 1000 años

$\Delta$ COSTO =	1.02
% INCREMENTO =	2.40

### ALIVIADERO ESCALONADOS

Para un periodo de retorno de 500 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	1,137,231.48
---------------	--------------

Para un periodo de retorno de 1000 años y una longitud vertedora de 35m.

COSTO TOTAL =	1,174,375.04
---------------	--------------

Incremento del costo para un periodo de retorno de 500 años con relación a 1000 años

$\Delta$ COSTO =	1.03
% INCREMENTO =	3.27



## 7.5 ELECCIÓN DEL TIPO DE ALIVIADERO

Para la selección adecuada del tipo de aliviadero, hay que considerar factores técnicos-económicos siguientes:

Análisis hidráulico

Periodo de retorno (T = 1000 años)	Aliviadero frontal	Aliviadero tipo abanico	Aliviadero lateral	Aliviadero escalonado
Coefficiente de gasto m (adimensional)	0.490	0.483	0.462	0.490
Tirante máximo en la rápida Y (m)	1.382	3.824	3.187	1.382
Velocidad máxima en la rápida v (m/s)	10.224	12.982	12.388	-
Longitud de vuelo del chorro L <sub>v</sub> (m)	24.456	32.373	30.583	-
Longitud de vuelo por el cono L <sub>vc</sub> (m)	26.400	38.210	35.360	-

Análisis económico

Periodo de retorno (T = 1000 años)	Aliviadero frontal	Aliviadero tipo abanico	Aliviadero lateral	Aliviadero escalonado
Volúmenes de hormigón (m <sup>3</sup> )	758.60	825.03	1,051.68	1,398.33
Volúmenes de excavación (m <sup>3</sup> )	20,488.00	21,698.00	16,475.00	123,227.00
<b>Costo estimativo (Dólares americanos)</b>	312,560.38	335,841.96	349,817.52	1,174,375.04

Del análisis económico e hidráulico realizado anteriormente, el aliviadero frontal es el más adecuado para la presa Carachimayo y dado que el incremento de costo para periodos de retorno de 500 a 1000 años no sobrepasa el 5% para dar mayor seguridad a la población aguas abajo de la presa se elegirá un periodo de retorno para el diseño de 1000 años.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES:

1. El caudal máximo desaguado por el aliviadero es siempre menor que el pico de la crecida, gracias al efecto laminador del embalse, que retiene el volumen diferencial.
2. Las presas de materiales sueltos exigen, en principio, un aliviadero independiente, pues sus materiales no soportan la erosión del agua a gran velocidad.
3. En la selección del tipo de aliviadero es fundamental el estudio hidráulico y económico, en cuanto a la magnitud y probabilidad de la avenida que debe evacuarse; a través de ese estudio se determina si la avenida es de corta o de larga duración.
4. Para los diferentes tipos de aliviaderos planteados para el proyecto se usó como disipador de energía el trampolín, que es mayor mente usado en presas de materiales sueltos.
5. Para el diseño de los aliviaderos escalonados se basó en experiencias establecidas en laboratorio por prototipos, dada la novedad de este tipo de aliviadero no hay experiencias suficiente sobre sus resultados, y más bien experiencias sobre modelos reducidos, que tienen el inconveniente de no reproducir bien a escala el fenómeno de la emulsión de aire, fundamental en estos aliviaderos, en lo que la gran rugosidad provoca una fuerte penetración gaseosa a partir ya del primer escalón.
6. Para el uso de aliviaderos escalonados es preferible hacerlo en presas de hormigón compactado con rodillo emplazarlas sobre el cuerpo de la presa, para minimizar el costo de ejecución.
7. Para la estimación del costo de los diferentes tipos de aliviaderos solo se consideró los ítems de excavación y hormigón debido a que este proyecto está orientado a escoger la mejor alternativa en la selección del tipo de aliviadero, para realizar tomando mayores consideraciones cuando se elabore el diseño final o el TESA correspondiente.
8. Desde el punto de vista hidráulico, económico el aliviadero frontal para un periodo de retorno de 1000 años con alineamiento recto y la estructura de conducción de sección constante es el más recomendado para la presa Carachimayo.

**RECOMENDACIONES:**

1. Es preferible disponer de caudales aforados en la zona de estudio para así no entrar en el campo de la incertidumbre de los resultados obtenidos por métodos o modelos hidrológicos.
2. Realizar los estudios geológicos y geotécnicos para seleccionar el lugar del emplazamiento tanto como el cuerpo de la presa y el aliviadero.
3. Para la selección del aliviadero debe hacerse con base en los distintos tipos ya construidos en nuestro medio, con el fin de tener criterios firmes; de otra manera requerirá una prueba en modelo hidráulico.
4. Para escoger uno u otro tipo de aliviaderos se requiere revisar la topografía, geología, el funcionamiento del vaso y su tránsito de avenidas. En general puede decirse que boquillas muy estrechas y taludes muy parados son adecuados para seleccionar aliviaderos laterales; las boquillas regularmente abiertas pueden ser adecuadas para seleccionar aliviaderos en abanico, frontales, escalonados.