

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Problema de investigación

El ser humano siempre busca conforme pasa el tiempo el mejorar su calidad de vida, usando su intelecto y así desarrollando tecnología para solucionar los problemas que constantemente se le presentaban en su vida. Por lo que decimos que este proyecto está realizado para contribuir en esa noble causa.

Para poder mejorar el nivel de vida de la población debemos tener en cuenta en primera instancia el solucionar los problemas de la misma o aún mejor evitar la formación de los mismos.

Uno de los fenómenos hidrológicos que requiere un estudio adecuado es la estimación más exacta de caudales para poder determinar la potencialidad hídrica de la cuenca o para poder establecer el tránsito de grandes crecidas, debido a que en determinadas situaciones pueden poner en peligro vidas humanas y generar importantes daños a la infraestructura productiva, vial, social, educativa, que ha requerido considerables esfuerzos económicos estatales y privados, para su construcción.

En la Provincia Méndez se encuentra la cuenca del río Carachimayo, lugar donde se desarrolla el proyecto de la presa Carachimayo, proyecto que beneficiará a las zonas aledañas.

Aguas abajo de la presa se encuentran zonas pobladas que podrían estar demasiado cerca del cauce del río y que por ende, podrían estar en peligro en caso de una crecida.

Las pocas estaciones y consecuentemente, la baja disponibilidad de datos no alcanzan a ser representativos y por lo tanto generan mucha incertidumbre a la hora de realizar el análisis y el uso de la información, obteniendo resultados diferentes a la realidad climatológica de la cuenca y del año hidrológico o evento extremo. Por lo cual, la aplicación de modelos hidráulicos e hidrológicos podría ser el primer paso para poder conocer el comportamiento de la cuenca y así evitar estos posibles problemas.

Por lo general en nuestro medio no se toma previsiones al momento de realizar proyectos de presas respecto de la seguridad de dichas obras. Es por esto que suceden inundaciones y éstas causan desastres en zonas pobladas.

El modelo de inundación prevendría a la gente respecto de zonas de posible inundación aguas abajo de la presa y así se podrían prevenir posibles desastres, ya que en época de lluvias el caudal vertido podría ser peligroso para la gente que tiene propiedades en esa zona.

La aplicación de un modelo de Inundación que combine tanto la parte hidrológica, como la hidráulica va ser de gran ayuda para prevenir dichas situaciones. Sin embargo también es un modo para que se realice en más proyectos dicha investigación.

## **1.2. Objetivos de la investigación**

### **1.2.1. Objetivo general**

Identificar áreas de inundación debido a crecidas con la ayuda de simulaciones hidráulicas, para el tramo localizado aguas abajo de la presa Carachimayo, para así poder evitar pérdidas.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Analizar la información hidrometeorológica disponible en la cuenca en estudio.
- Estudiar el modelo hidráulico HEC-RAS, sus características y variables.
- Determinar el impacto que genera la aplicación del modelo en la cuenca del río Carachimayo.
- Determinar si la Unidad Educativa encontrada aguas abajo de la presa podría verse afectada por alguna inundación.
- Efectuar conclusiones en base a los resultados obtenidos.

## **1.3. Justificación de la investigación**

La investigación propuesta busca, mediante una simulación de inundación debido a crecidas el analizar áreas de inundación en la parte aguas abajo para poder evitar desastres futuros.

Los modelos hidrológicos e hidráulicos que relacionan directamente los eventos de precipitación con una escorrentía superficial, son una herramienta aceptable y en muchos casos la única solución

para la estimación con alta probabilidad de la escorrentía de una cuenca que no cuenta con suficientes estaciones, ni con suficientes series de datos. Entonces, para aumentar la precisión en los resultados de escorrentía de la cuenca es necesaria la incorporación de un sistema de modelamiento hidrológico e hidráulico que se adecue a la realidad de la cuenca en estudio. Modelar con precisión el comportamiento de los caudales de la cuenca, implicará aumentar la certeza de los resultados de análisis y generación de series temporales. Por lo tanto, aplicar un modelo a la cuenca del río Carachimayo es un primer paso para lograr establecer el conocimiento del comportamiento de la cuenca en la relación de un evento extraordinario de precipitación y escorrentía superficial.

Las características del lugar específico en el que se va a realizar la modelación permitirán la representación precisa de las áreas precisas de inundación usando el programa HEC-RAS en el que intervienen las secciones del cauce, el caudal generado y las rugosidades de los bordes.

La aplicación del modelo permitirá predecir determinadas situaciones que puedan poner en peligro vidas humanas y generar importantes daños a la infraestructura de la comunidad dentro de dicha cuenca, bienes que han requerido de considerables esfuerzos económicos estatales y privados para su construcción.

#### **1.4. Alcance**

El modelo de Inundación será aplicado para la cuenca del río Carachimayo, realizando la parte de estimación de caudales con los datos de las estaciones: Canasmoro, Huacata, León Cancha, Sella Méndez, Sella Quebradas y Trancas. Se utilizará un DEM (Digital Elevation Model) para trabajar con los datos topográficos del lugar.

Para la etapa de modelación se utilizará datos de elevación del tramo aguas abajo de la presa Carachimayo hasta la comunidad de Carachimayo Norte sobre el curso del río Carachimayo, se utilizará los siguientes periodos de retorno: 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2000 y 10000 años.

Es necesario indicar que el éxito de la aplicación del modelo dependerá mucho de la cantidad y calidad de información que se tenga del lugar de estudio, ya que en caso de no existir todos los

parámetros requeridos se hará necesaria información similar de otras cuencas con características hidrometeorológicamente similares, lo que generará un cierto nivel de error el cual se tratará de que sea lo menor posible.

## **DESCRIPCIÓN DE LA PRESA CARACHIMAYO**



Provincia:	Méndez
Municipio:	San Lorenzo
Río en el que se encuentra la presa:	Carachimayo
Población Cercana:	Carachimayo Norte
<b>Coordenadas Geográficas</b>	
Latitud Sur:	21°17'59.91"
Longitud Oeste:	64°43'23.36"
<b>Coordenas UTM</b>	
Este:	321254.80 m
Sur:	7643676.27 m

Fuente: Elaboración propia

### 2.1.2. Accesos

Las vías de acceso a la presa Carachimayo desde la Municipalidad de San Lorenzo, hay que seguir el camino hacia el norte aproximadamente 4,5 Km, después existe un cruce de caminos a Carachimayo por el que se debe ingresar aproximadamente 11,5 Km para llegar a la ubicación del cuerpo de la presa.

**FIGURA 2.2. Caminos de acceso a la presa Carachimayo**



Fuente: Elaboración propia

### **2.1.3. Antecedentes**

La presa Carachimayo fue diseñada por la empresa consultora DIA S.R.L. mediante contrato licitado en el SICOES.

Los recursos para su construcción fueron comprometidos por parte del gobierno departamental y el gobierno central a través de la Entidad Ejecutora de Medio Ambiente y Agua (Emagua), quienes aportarán en este proyecto con un 50 por ciento de los recursos.

## **2.2. Estado actual de la presa y del embalse**

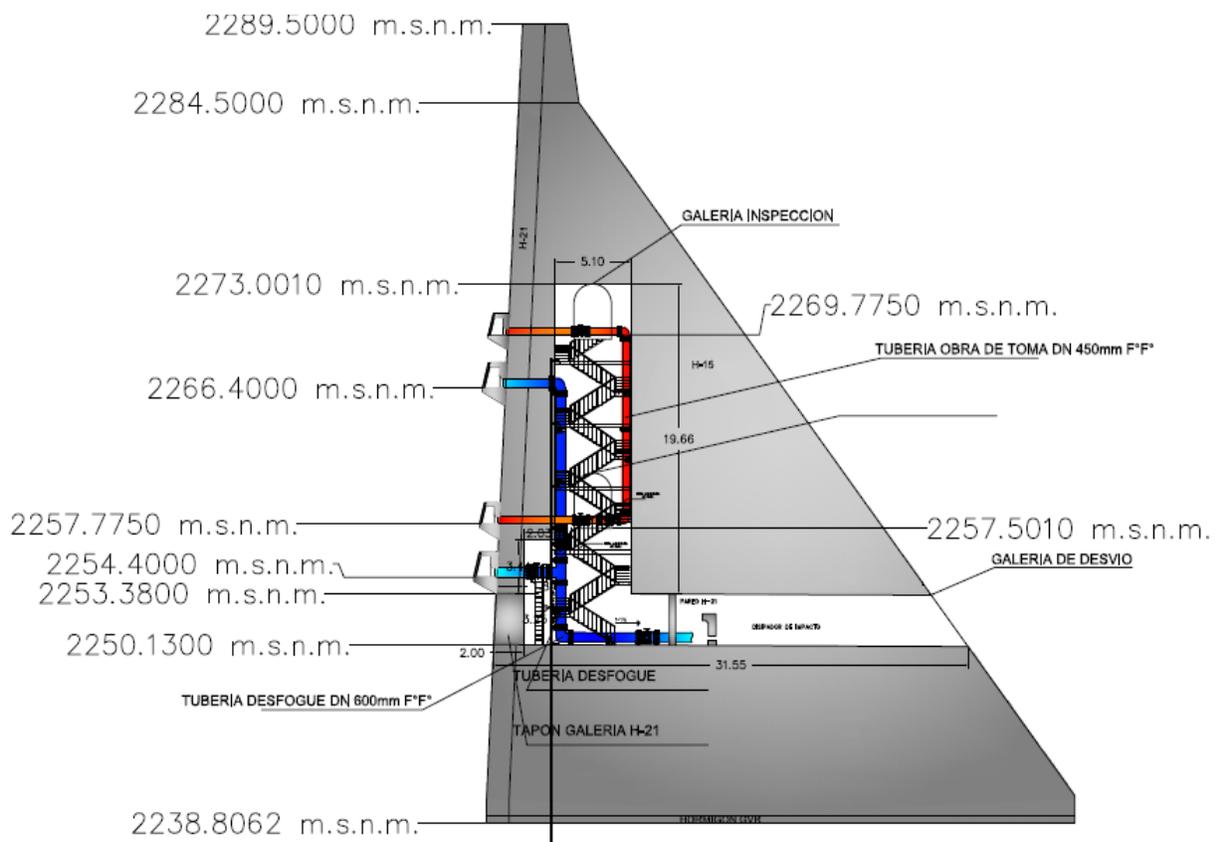
En el mes de marzo del año 2016 fue puesta en competencia en el SICOES la adjudicación de la construcción de la presa de Carachimayo, para su inmediata contratación y construcción.

### **2.2.1. Cuerpo de la presa**

Presas de gravedad de hormigón compactado con rodillo de 49,5 metros de altura y 198 metros de longitud de cierre, cuyo coronamiento se encuentra a 2289,5 m.s.n.m., el nivel de aguas normales se encuentra 2 metros y medio por debajo de la cota del coronamiento, en la cota 2287 m.s.n.m., tiene una capacidad para almacenar 3,30  $Hm^3$ .

Tiene 2 obras de toma ubicada a 2 diferentes niveles, la toma superior se ubica en la cota 2270 m.s.n.m. y la inferior a 2258 m.s.n.m. ambas son de 450 mm de diámetro y tubería de fierro fundido con válvulas de control tipo mariposa.

**FIGURA 2.3. Vista transversal de la sección de la presa de HCR**



Fuente: TESA presa Carachimayo

### 2.2.2. Desfogue y obra de toma

Para incrementar la vida útil de la presa, debido a la magnitud de la cuenca de aporte se tiene un alto riesgo de colmatación de la presa si es que no se ejecutan labores de conservación y manejo de la cuenca, para disminuir este impacto negativo se prevé la construcción de desfogue de fondo que permita realizar el lavado de sedimentos.

Una estructura que asegura la estructura ante un evento extremo o alguna dificultad que obligue a realizar un vaciado rápido de la presa es el desfogue de fondo que además de esta función también realiza la extracción del sedimento flotante y fino que llega hasta el paramento aguas arriba.

El desfogue está ubicado en 2 niveles, uno superior y otro inferior cada uno de éstos a 3 metros debajo de la obra de toma respectivamente. La tubería de desfogue es de fierro fundido de 600 mm y se tiene previsto la instalación de 2 tuberías por nivel se realizó la simulación de los caudales para cada uno de los estados de carga que pudieran presentarse.

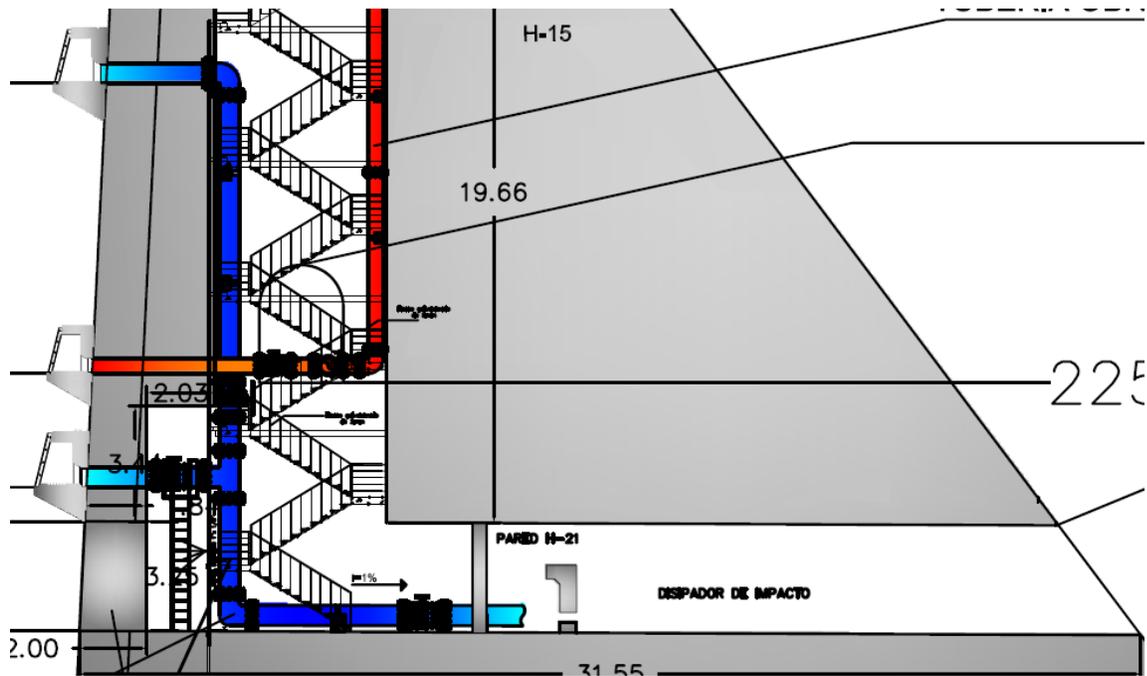
Se ubicó el desfogue a 2 niveles para asegurar el funcionamiento de las obras de tomas, el desfogue que beneficia a la obra de toma superior se encuentra ubicado 3 metros debajo del nivel de la toma, y el segundo desfogue de igual manera 3 metros debajo de la toma inferior.

El desfogue consta de 2 tuberías de 600 milímetros de fierro fundido que desembocan a un dissipador de impacto emplazado dentro de la galería de desvío del río y se utilizará el mismo canal que funcionó para proteger el área de operaciones durante la etapa de construcción, para transportar el agua hacia el río nuevamente.

Se tiene previsto para la obra de toma la provisión e instalación del sistema de tuberías y válvulas para la extracción del agua de forma controlada de la presa, para esto se construirá una conducción por medio de tubería de fierro fundido de 450 mm. Se construirá 2 tomas ubicadas a diferentes niveles que permitan el mayor aprovechamiento posible del agua, la toma inferior será emplazada a 18 metros sobre el lecho del río para ser utilizada en los primeros años de explotación de la presa, y se realizará el lavado de sedimentos periódicamente para extender su vida útil lo máximo posible hasta que el sedimento la colmate por completo, una vez ocurrido esto entrará en funcionamiento la obra superior realizando el mismo mantenimiento para aumentar lo máximo posible su vida útil.

Esta obra podrá ser mantenida y reparada por medio de una galería vertical en el cuerpo de la presa que conecta la galería de inspección inferior con la superior.

**FIGURA 2.4. Detalle de la obra de toma y el desfogue de fondo**



Fuente: TESA presa Carachimayo

### 2.2.3. Aliviadero

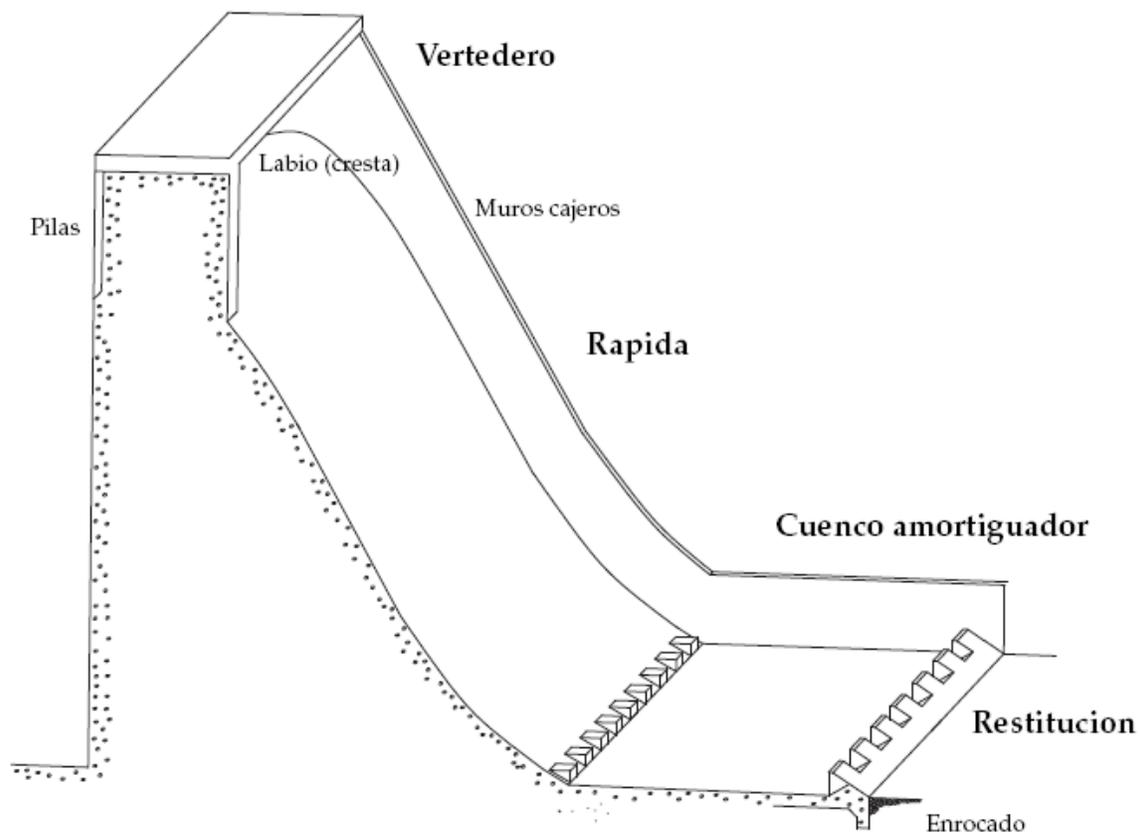
La toma ha de tener la forma y dimensiones adecuadas para derivar el caudal de proyecto. Esta función hace la buena concepción de la toma sea fundamental para la seguridad de la presa, pues un inadecuado proyecto limitaría el caudal y podría provocar el desbordamiento del embalse por encima de la presa. Es en la toma donde se plantea el problema de hallar una solución de compromiso para hacer frente a crecidas catastróficas sin sobredimensionar en exceso el aliviadero. [En los aliviaderos superficiales se materializa mediante un vertedero].

La conducción o rápida cumple una función de mero transporte desde la toma de la obra de restitución al río. Para cumplir con la máxima economía, se proyecta de manera que el agua lleve una elevada velocidad. La consiguiente pérdida de carga no importa, e incluso es favorable, puesto que la corriente tiene una gran cantidad de energía que hay que amortiguar al final, por lo que la que se pierda en la conducción se resta a la obra de restitución. Los problemas de la rápida

proviene de las altas velocidades, cuya pérdida de energía consiguiente es a costa del revestimiento.

La obra de restitución tiene una misión complementaria y contraria a la toma: devolver al río el caudal derivado por ésta. Pero así como en la toma el ingreso se hace en un régimen tranquilo, la obra de reintegro recibe el agua de la conducción con gran velocidad y energía que hay que amortiguar en lo posible para que no produzca erosiones perjudiciales al cauce y a la propia obra de restitución o, acaso, a la misma presa, aunque se procura que esta obra esté lo más alejada posible de ella.

**FIGURA 2.5. Partes constituyentes de un aliviadero**



Fuente: TESA presa Carachimayo

Dado que el diseño de aliviaderos contempla la seguridad de la presa, en el cual se controla la elevación del nivel aguas arriba, por encima del nivel máximo.

La función de la obra de excedencias es controlar la descarga de los volúmenes de agua que se han considerado excedentes de la capacidad útil en un vaso almacenador. La obra de excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente y su descarga estar localizado de tal suerte que no dañe ni el talud aguas abajo de la presa ni el desfogue de la casa de maquillas ni cualquier otra estructura adyacente.

El vertedero es del tipo escalonado a lámina libre que la pendiente aguas abajo del vertedero coincide con la pendiente del talud, se construirá el vertedero con la capacidad establecida por norma y adicionalmente existe también estructuras que aseguran la pérdida de energía y la devolución del agua al lecho del río de manera segura, para esto se tiene previsto la construcción de un estanque amortiguado de 12 metros de largo donde la energía que no fue disipada en los escalones sea efectivamente reducida en la zona amortiguadora del estanque.

Para transitar por el coronamiento se tiene previsto la construcción de un puente metálica por sobre el vertedero de excedencias, esta estructura es mucho más liviana y amerita menos tiempo de construcción que una obra de vigas pretensadas y también se puede disminuir la altura del coronamiento de la presa debido a que una estructura metálicas es muchas más esbelta que una de hormigón.

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 objeto 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.

La estructura de disipación de energía en el pie de la presa procura eliminar el exceso de energía residual existente en la relación a las condiciones naturales (sin presa). Ello se deberá realizar sin poner en riesgo la cimentación de la presa ni las márgenes del río aguas abajo.

### **Ancho del aliviadero y perfil de la cresta**

El caudal de diseño ( $Q_{dis}$ ), corresponde al máximo del hidrograma de salida y admite una expresión de la forma:

$$Q_{dis} = C_d B \sqrt{2g} E_{max}^{1.5}$$

Donde  $C_d$  es el coeficiente de desagüe;  $B$  el ancho del aliviadero;  $E_{max}$  la altura de energía total sobre el umbral del aliviadero, que es igual a la diferencia entre las cotas máxima del embalse y la del umbral.

La elección del ancho del aliviadero tendrá en consideración la longitud de coronación de la presa, la anchura del lecho del río aguas abajo y la posible reducción de la anchura efectiva debido a la existencia de estribos y pilas (Minor y Boes, 2001).

Para controlar el riesgo de cavitación en la zona no aireada del aliviadero se limita el caudal unitario ( $q_{dis} = Q_{dis}/B$ ) en la rápida.

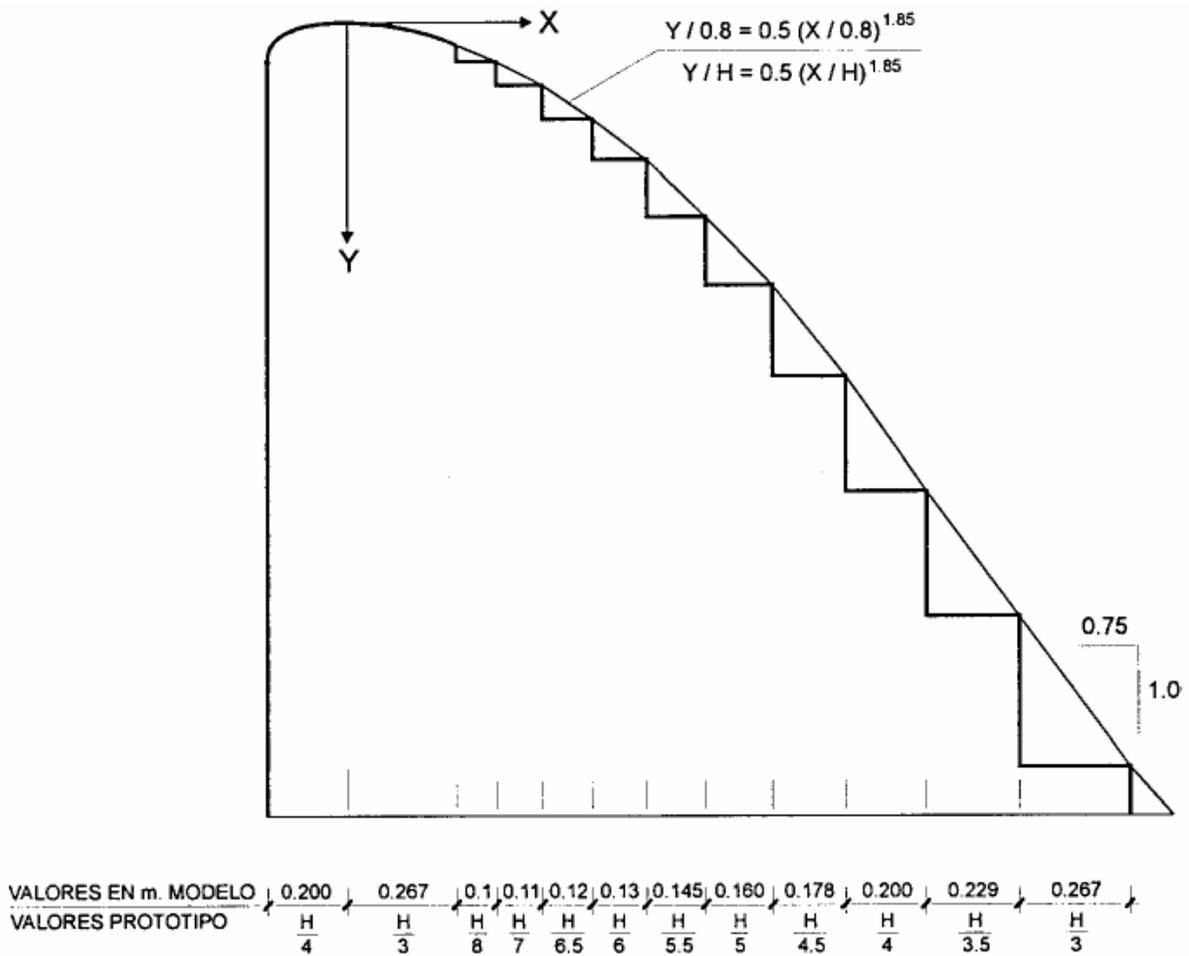
Se determinó que dicho límite, en aliviaderos escalonados con pendientes típicas de presas de HCR, está comprendido entre  $11 - 14 \text{ m}^2/\text{s}$  (Amador, 2005). Para caudales unitarios superiores se deberá considerar la posibilidad de aireación artificial en la zona no aireada del flujo.

Entre las formas del vertedor de 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 standard en su estación experimental, tales formas fueron denominadas aliviaderos standard WES.

El coeficiente de descarga será función del cociente entre la altura total sobre la cresta ( $E$ ) y la de diseño del perfil ( $E_{dis}$ ), de la altura del vertedero ( $H$ ) y de la inclinación del paramento de aguas arriba del vertedero (Chow, 1959)

Matos (1999)[101] obtuvo un valor de  $C_d = 0,48$ , mientras que el valor propuesto por Abecasis (1961)[1] es de 0.50.

**FIGURA 2.6. Figura Transición entre umbral y la rápida escalonada (Mateos y Elviro, 1995), donde  $H$  es la carga de diseño de la cresta.**



Fuente: TESA presa Carachimayo

### Altura de los peldaños

La construcción con hormigón compactado con rodillo (HCR) comprende la colocación de tongadas de poco espesor sobre superficies extensas. La mayoría de las tongadas utilizadas en presas de HCR tienen un espesor de 30 cm. La altura de los escalones del aliviadero suelen ser múltiplos del espesor de la tongada, esto equivale a alturas 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 la Tabla siguiente 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  $m^2/s$  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  $m^2/s$ .

**TABLA 2.2. Alturas del peldaño óptimas en términos de disipación de energía obtenidas de la relación propuesta por Tozzi (1992) y Ohtsu et al.(2004)**

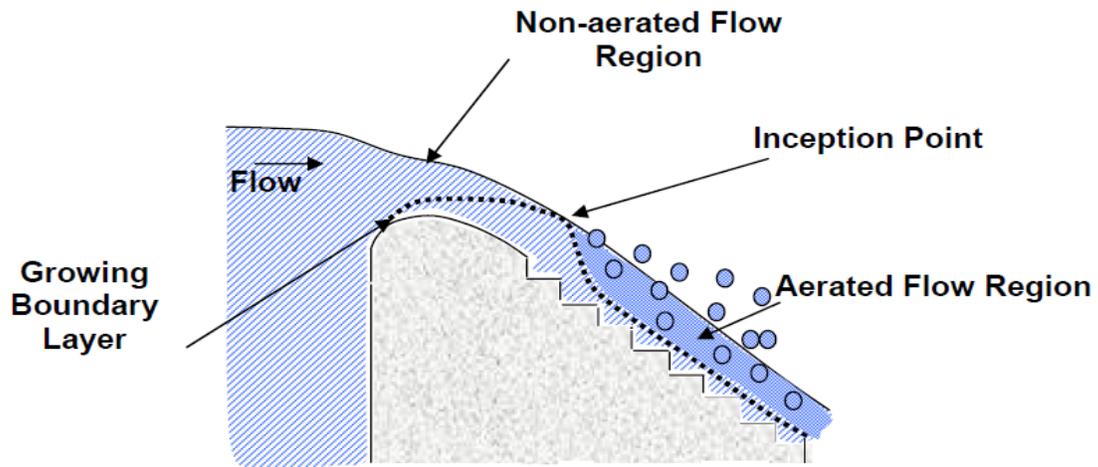
$q$ ( $m^2/s$ )	$y_c$ (m)	$h_{opt}$ (m)	
		Tozzi (92)	Ohtsu et al. (04)
5	1.37	0.41	0.68
7.5	1.79	0.54	0.90
10	2.17	0.65	1.08
12.5	2.52	0.76	1.26
15	2.84	0.85	1.42

Fuente: TESA presa Carachimayo

### 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.

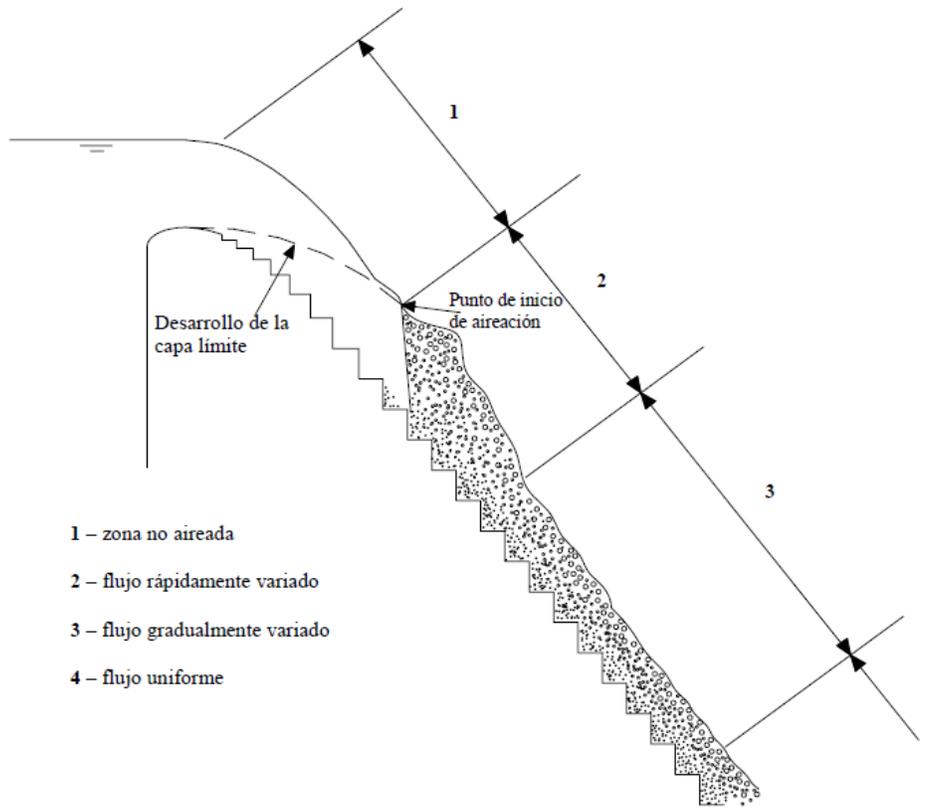
**FIGURA 2.7. Tipos de flujo que se presentan en el vertedero**



Fuente: TESA presa Carachimayo

Por lo tanto será necesario caracterizar los tipos de flujo que puedan presentarse además será necesario realizar un análisis hidráulico a lo largo de la rápida para así poder identificar las regiones del flujo rasante sobre el aliviadero escalonado.

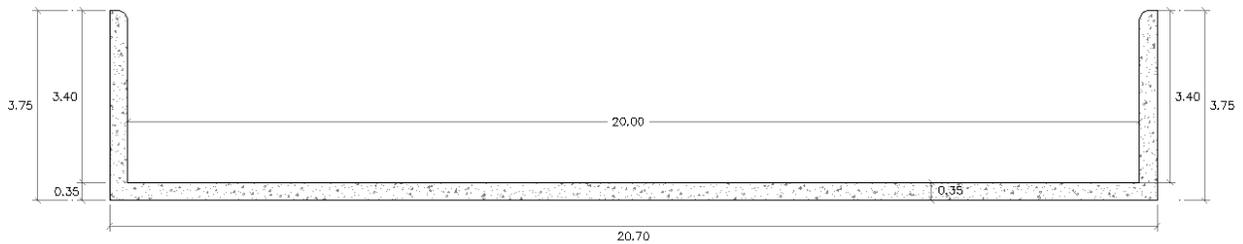
**FIGURA 2.8. Regiones de flujo rasante sobre un aliviadero escalonado**



Fuente: TESA presa Carachimayo

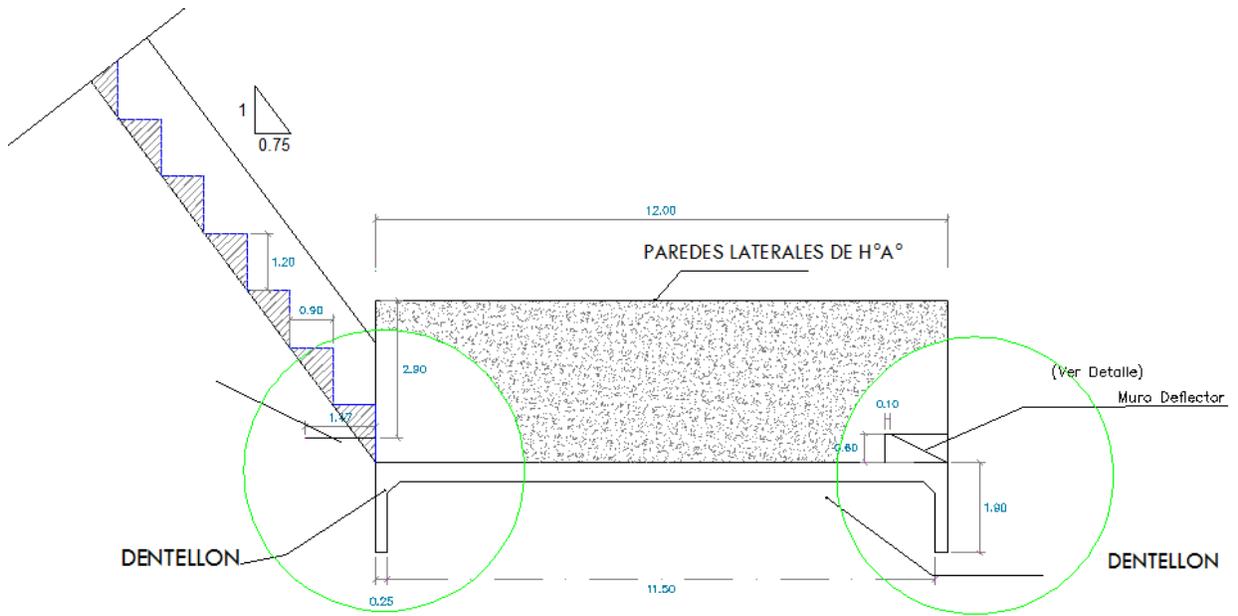
En base a estas consideraciones se realizó el diseño hidráulico de cada una de las partes constituyentes del vertedero de excedencias, el cálculo completo se detalla en anexos

**FIGURA 2.9. Corte Transversal del cuenco amortiguador**



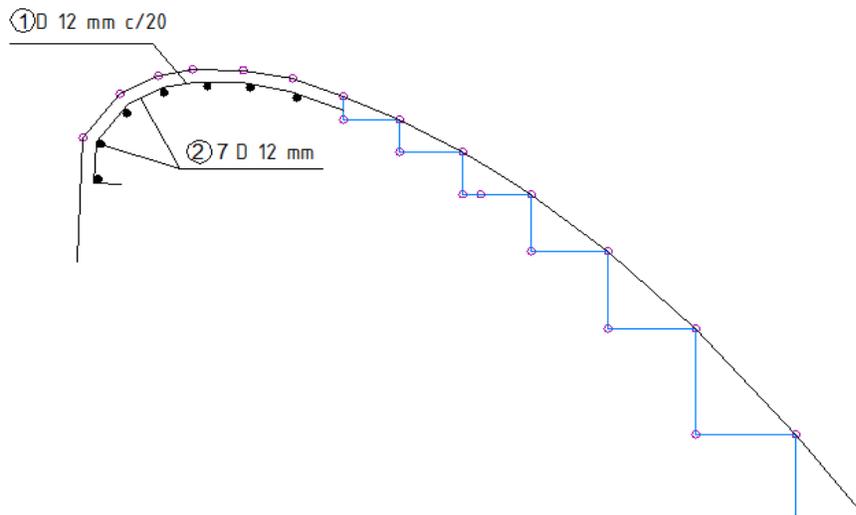
Fuente: TESA presa Carachimayo

**FIGURA 2.10. Vista lateral del cuenco amortiguador**



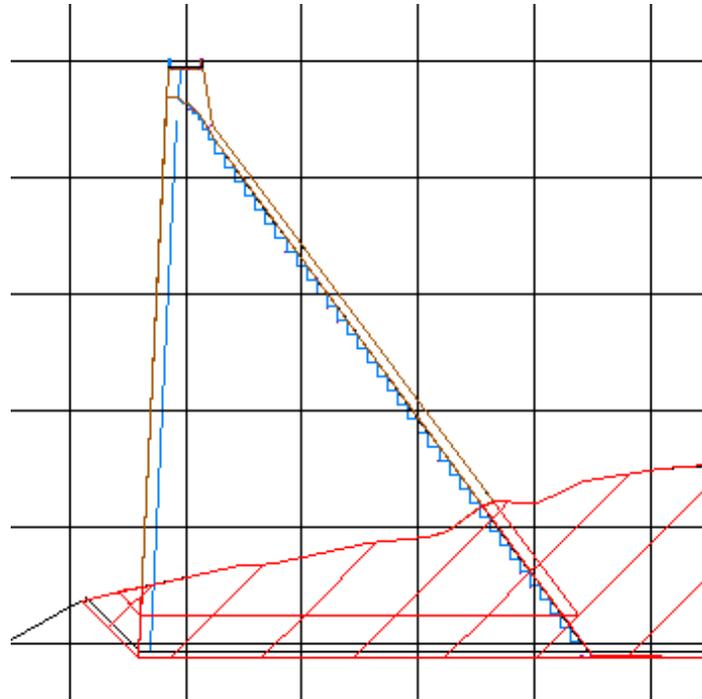
Fuente: TESA presa Carachimayo

**FIGURA 2.11. Detalle de armadura del cimacio**



Fuente: TESA presa Carachimayo

**FIGURA 2.12. Vista lateral de la sección de la presa con el vertedor escalonado**



Fuente: TESA presa Carachimayo

#### **2.2.4. Vaso de almacenamiento**

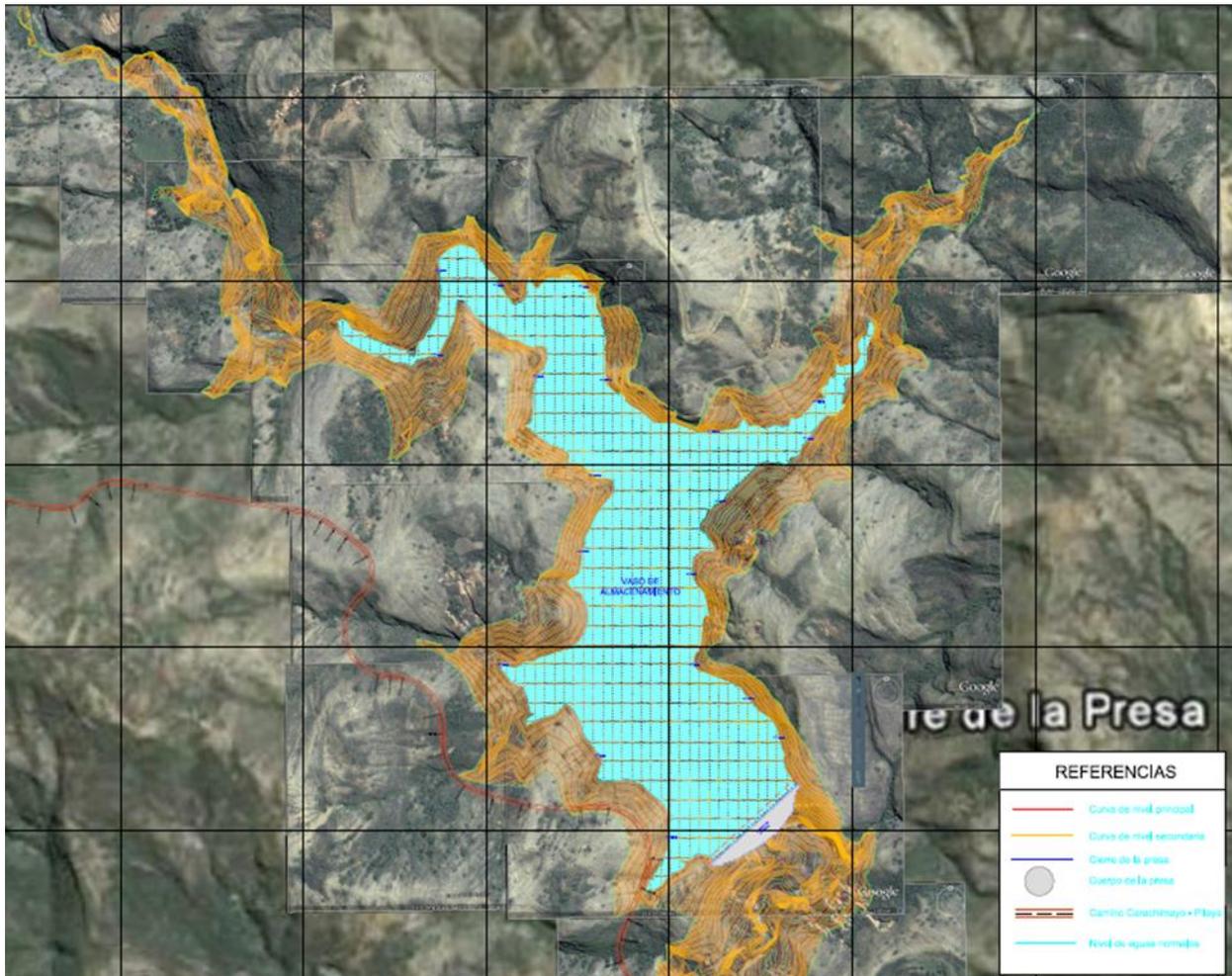
El vaso de almacenamiento presenta las condiciones básicas de estanqueidad, la calidad de las aguas embalsadas es buena.

**TABLA 2.3. Volúmenes característicos embalse Carachimayo**

<b>Volúmenes Característicos</b>	
Volumen Total de Almacenamiento	3.298.785 m <sup>3</sup>
Volumen Útil	2.458.622 m <sup>3</sup> .
Volumen Muerto	840.163 m <sup>3</sup>

Fuente: TESA presa Carachimayo

**FIGURA 2.13. Vista en planta del Vaso de Almacenamiento**



Fuente: TESA presa Carachimayo

## **CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA DE LA PRESA CARACHIMAYO**

### **3. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA DE LA PRESA CARACHIMAYO**

Para el caso específico del análisis de riesgo de la presa Carachimayo, se tiene la situación de una rotura para el estudio de inundación consecuencia de la rotura de una presa se utilizará el método hidrológico-hidráulico, proponiendo una metodología aplicando sistemas de información geográfica en base a un modelo digital de terreno y Hec Geo RAS, para determinar la avenida máxima y las áreas de inundación.

Los resultados obtenidos de la clasificación de la presa Carachimayo en función de su riesgo potencial son:

#### **3.1. Guías Técnicas de Seguridad de Presas**

El comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) y el Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de España, han publicado una serie de Guías Técnicas de la Seguridad de Presas, en las cuales se lleva a cabo revisiones del estado de arte en diferentes áreas relacionadas con el diseño, construcción y explotación de presas. Constituyen una referencia importante para la realización de evaluaciones de seguridad. Las guías publicadas son:

- N°1 Seguridad de Presas
- N°2 Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas
- N°3 Estudios geológico – geotécnicos y de prospección de materiales
- N°4 Avenida de proyecto
- N°5 Aliviaderos y desagües
- N°6 Construcción de presas y control de calidad
- N°7 Auscultación de las presas y sus cimientos

### **3.2. Clasificación de una presa en función del riesgo potencial de rotura (Normativa Española)**

La normativa vigente en otros países plantea la obligatoriedad de clasificar las presas en función del riesgo potencial derivado de su posible rotura o funcionamiento incorrecto.

La normativa española, basada en la normas del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) por sus siglas en inglés, plantea 3 categorías, en función de las posibles afecciones a la población, servicios esenciales y bienes materiales y medioambientales. Dependiendo de la clasificación resultante se determinará en qué presas se habrán de implementar y mantener planes de emergencia y además, se definirán las diferentes exigencias de seguridad tanto en los criterios e diseño como en las condiciones de explotación y de inspección.

La clasificación de presas en función del riesgo potencial se perfila, por tanto, como un instrumento básico para la gestión y mejora de la seguridad de presas.

Se entenderá como presa aquella construcción artificial establecida en un cauce natural o fuera de él; capaz de retener agua u otros líquidos o semilíquidos y cuya rotura puede provocar daños a elementos distintos de la propia estructura.

#### **Ámbito de aplicación**

- ✓ Grandes presas: que vienen definidas por las siguientes características.
  - Tener más de 15 metros de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie del cimientto.
  - Tener una altura entre 10 y 15 metros y originar un embalse de capacidad superior a los 100,000 m<sup>3</sup>, para características excepcionales o cualquier que permita clasificar la obra como importante para la seguridad o la economía pública.
- ✓ Además deberá aplicarse a las que no siendo Grandes Presas según la definición anterior tengan una altura comprendida entre 10 y 15 m (desde coronación a cimientto) y, bien, una longitud de coronación superior a 500 m, bien, una capacidad de desagüe superior a 2.000 m<sup>3</sup>/s.
- ✓ También deberá aplicarse a todas aquellas que, aun no siendo Grandes Presas según las definiciones anteriores, puedan dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo.

### **Criterios para la definición de categorías**

Los citados artículos, coincidentes, establecen que las presas se clasificarán respecto al riesgo potencial en tres categorías, definidas textualmente del siguiente modo:

**“Categoría A”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

**“Categoría B”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

**“Categoría C”:** Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso a esta categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

### **Consideraciones y criterios básicos para la clasificación:**

**a) Categoría C:** Puede producir solo incidentalmente pérdida de vidas humanas. No puede afectar a vivienda alguna y solo de manera no grave a algún servicio esencial. Los daños medioambientales que puede producir deben ser poco importantes o moderados. Únicamente puede producir daños económicos moderados.

**b) Categoría B:** Puede afectar a un número de viviendas inferior al que se considere mínimo para constituir una afección grave a un núcleo urbano o a un número de vidas equivalente, o producir daños económicos o medioambientales importantes. Puede afectar solo de manera no grave a alguno de los servicios esenciales de la comunidad.

**c) Categoría A:** Supera la categoría anterior, pudiendo afectar gravemente, al menos, a un núcleo urbano o número de viviendas equivalente, con lo que pudiera poner en situación de riesgo a un número de vidas humanas semejante al que ocupa el número de viviendas considerado como límite máximo para la categoría B, o afectar gravemente a alguno de los servicios esenciales de la comunidad o producir daños económicos o medioambientales muy importantes.

Los aspectos a analizar son, por tanto:

- Riesgo potencial a vidas humanas. Población en riesgo.
- Afecciones a servicios esenciales.
- Daños materiales.
- Daños medioambientales.

El análisis se realizará por evaluación de la categoría asociada a cada uno de los tipos de daño potencial, correspondiendo la categoría global a la categoría máxima asignada para cada uno de los aspectos individuales, sin estudiar posibles combinaciones de ellos.

### **Metodología empleada para la clasificación**

Para el análisis de rotura de presas existe gran variedad de métodos, algunos de ellos todavía en proceso de investigación y desarrollo. En el reciente estudio de la ICOLD sobre “Dam Break Flood Analysis” realizado por el Subcomité de "Analysis of dam break flooding and related parameters normally assumed" se presenta una descripción de los diferentes métodos y se describen 27 modelos existentes, de los que solo unos pocos están normalmente extendidos en la práctica.

En la Guía Técnica “Clasificación de presas en función del riesgo potencial”, elaborada por el Ministerios de Medio Ambiente de España, se recomienda, en general, el empleo de métodos hidráulicos de tipo completo, es decir, de métodos que se basan en las ecuaciones dinámicas del movimiento. Sin embargo hay que señalar que en casos de clasificaciones obvias, en los que el juicio ingenieril dispone de elementos suficientes para formular una propuesta de clasificación, podrá ser suficiente el empleo de aproximaciones alternativas, como por ejemplo los métodos simplificados que se presentan y que adicionalmente sirven para comprobar analíticamente la clasificación prevista y dotan de objetividad y consistencia a apreciaciones que pudieran ser subjetivas.

Las recomendaciones de la legislación en el tema de seguridad de presas nos proponen una metodología estándar para la clasificación de las presas, la cual se detalla a continuación:

Considerando el orden de análisis por tipo de daño, se recomienda el siguiente orden de evaluación:

- 1 °. Afecciones a núcleos urbanos, viviendas y vidas humanas.
- 2° . Afecciones a servicios esenciales.

3°. Daños materiales.

4°. Daños medioambientales.

### **Riesgos potenciales para vidas humanas. Población en riesgo**

#### **a) Afecciones graves a núcleos urbanos**

De acuerdo con la definición del Instituto Nacional de Estadística de España, se entiende como "Núcleo Urbano" el conjunto de al menos diez edificaciones, que estén formando calles, plazas y otras vías urbanas. Por excepción, el número de edificaciones podrá ser inferior a 10, siempre que la población de derecho que habita las mismas supere los 50 habitantes. Se incluyen en el núcleo aquellas edificaciones que, estando aisladas, distan menos de 200 metros de los límites exteriores del mencionado conjunto, si bien en la determinación de dicha distancia han de excluirse los terrenos ocupados por instalaciones industriales o comerciales, parques, jardines, zonas deportivas, cementerios, aparcamientos y otros, así como los canales o ríos que puedan ser cruzados por puentes.

Se entenderá como afección grave a un núcleo urbano aquella que afecte a más de cinco (5) viviendas habitadas y represente riesgo para las vidas de los habitantes, en función del calado y la velocidad de la onda.

#### **b) Número reducido de viviendas**

Se considerará número reducido de viviendas el comprendido entre uno (1) y cinco (5) viviendas habitadas.

#### **c) Pérdida incidental de vidas humanas**

El calificativo de incidental no debe aplicarse a la concreción de un riesgo cierto de pérdida de vida, es decir, no tiene relación con la probabilidad de muerte de una persona situada habitualmente en el área ocupada por la onda de inundación, sino, por el contrario, con la presencia ocasional y no previsible, en el tiempo, de la misma persona en la llanura de inundación.

No podrá admitirse la clasificación como incidental de las potenciales pérdidas de vidas humanas asociadas a la afección a residencias establecidas permanentes, áreas de acampada estables, zonas en que habitualmente se produzcan aglomeraciones de personas por cualquier tipo de motivo, etc.

### **Servicios esenciales**

Se entiende como servicios esenciales aquellos que son indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales del conjunto de la población.

Se considerará servicio esencial aquel del que dependan, al menos, del orden de 10.000 habitantes.

En cuanto a la tipología de los servicios esenciales, estos incluyen, al menos, las siguientes:

- Abastecimiento y saneamiento.
- Suministro de energía.
- Sistema sanitario.
- Sistema de comunicaciones.
- Sistema de transporte.

Se considerará como afección grave aquella que no puede ser reparada de forma inmediata, impidiendo permanentemente y sin alternativa el servicio, como consecuencia de los potenciales daños derivados del calado y la velocidad de la onda.

### **Daños materiales**

Se entiende como daños materiales aquellos, soportados por terceros, cuantificables directamente en términos económicos, sean directos (destrucción de elementos) o indirectos (reducción de la producción, por ejemplo). No se incluyen aquí, por tanto, el riesgo para vidas humanas, el fallo de servicios esenciales o los daños medioambientales.

Los daños materiales se evaluarán en función de las siguientes categorías:

- Daños a industrias y polígonos industriales.
- Daños a las propiedades rústicas.
- Daños a cultivos.
- Daños a las infraestructuras.

La evaluación de los daños materiales potenciales a efectos de clasificación estará en la práctica, en la mayor parte de las ocasiones, asociada a los restantes aspectos. Solamente en casos muy concretos y dudosos puede tener cierta relevancia para la clasificación. Para abordar estos casos, se presentan en la Tabla 3.1 criterios orientativos de clasificación de los daños materiales, criterios

que, en todo caso, han de ser consideradas conjuntamente con los valores de calados y velocidades asociados a la onda de rotura.

**TABLA 3.1. Tabla de clasificación de los daños materiales propuesta por el reglamento técnico de clasificación de España**

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MODERADOS	IMPORANTES	MUY IMPORTANTES
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas <sup>1</sup>	nº de instalaciones < 10	10 < nº de instalaciones < 50	nº de instalaciones > 50
Cultivos de secano	Superficie < 3.000 Has	3.000Has < superficie < 10.000Has	Superficie > 10.000 Has
Cultivos de regadío	Superficie < 1.000 Has	1.000Has < superficie < 5.000Has	Superficie > 5.000 Has
Carretera		Red general de las CC.AA. u otras redes de importancia equivalente	Red general del estado y red básica de las CC.AA.
Ferrocarriles		ff.cc. vía estrecha	ff.cc. vía ancha y alta velocidad

<sup>1</sup> Los límites deberán reducirse en caso de instalaciones de singular importancia.

Fuente: Norma Española.

Debido a que los rangos propuestos para la determinación de daños potenciales propuestos por la metodología no se acercan a la realidad del contexto boliviano, se propone disminuir éstos para que sea aplicable esta metodología.

**TABLA 3.2. Clasificación de daños potenciales**

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MUY IMPORTANTES	IMPORTANTES	MODERADOS
	Categoría A	Categoría B	Categoría C

Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas	nº de instalaciones >10	5< nº de instalaciones <10	nº de instalaciones < 5
Cultivos a secano	Superficie > 1000 has	300 has < superficie < 1000	Superficie <300 has
Cultivos a regadía	Superficie > 500 has	100 has < superficie < 500	Superficie <100 has
Carretera	red nacional	red departamental	camino vecinal

Fuente: Análisis de funcionalidad Presa Vuelta de Tiro.

### **Daños medioambientales**

Se incluyen en este apartado las afecciones negativas tanto sobre los parámetros puramente medioambientales como sobre las referencias histórico-artísticas y culturales.

Se considerarán como elementos susceptibles de sufrir daño medioambiental únicamente aquellos elementos o territorios que gocen de alguna figura legal de protección a nivel estatal o autonómico (bien de interés cultural, parque nacional, parque natural, etc.).

Dado que en algunas comunidades autónomas no está aún completo el desarrollo de la Ley de Conservación de Espacios Naturales, en estas deberán considerarse no tan solo los ya declarados sino también aquellos para los que ya existe algún procedimiento administrativo iniciado.

A efectos de evaluación de la importancia de los daños se diferenciará entre elementos integrados en el patrimonio histórico-artístico y los puramente medioambientales.

La importancia de los daños a los bienes de interés cultural se establecerán en función de las características hidráulicas de la inundación (calado y velocidad) en relación con la posibilidad de destrucción o daño irreversible y siempre referido a bienes de interés cultural, definidos de acuerdo con lo establecido en la Ley 16/85 de 25 de junio del Patrimonio Histórico Español.

Únicamente se considerarán como daños medioambientales aquellos que sean sensiblemente distintos de los asociados al régimen hidráulico natural, estableciendo como daños muy

importantes aquellos que tengan la consideración de irreversibles y críticos, mientras que se considerarán importantes aquellos severos que tengan asimismo el carácter de irreversibles, según la terminología utilizada en el R.D. 1131/88 de 30 de septiembre por el que se aprueba el Reglamento para la ejecución del R.D. Legislativo 1302/1986 de 28 de junio de Evaluación de Impacto Ambiental.

En nuestro caso todavía no contamos con una legislación específica que defina explícitamente, ni identifique aquellas zonas que son patrimonio histórico, por lo tanto realizaremos la cuantificación de estos daños ambientales en base a la ley 1333 y las zonas denominadas protegidas y/o reservas establecidas por el SERNAP (Servicio de Áreas Protegidas).

### **Otras afecciones**

Aun cuando no están citadas expresamente en la definición de categorías, deben incluirse en los criterios de clasificación algunos elementos singulares cuya afección puede potenciar y agravar los efectos de la rotura de la propia presa, originando un efecto en cadena.

El caso más típico es el que se origina por la existencia agua abajo de la presa analizada de otras que pueden romper como consecuencia de la rotura de la primera. En cualquier caso se considerará que la presa situada aguas abajo rompe como consecuencia de la rotura de la situada agua arriba si la onda que ésta produce provoca en la primera el vertido sobre coronación.

Adicionalmente al caso anterior, existen combinaciones no tipificables pero caracterizadas por su alto riesgo, como pueden ser la afección a centrales nucleares o plantas de producción de compuestos venenosos o especialmente dañinos para la salud de las personas o el medio ambiente. Estos elementos deben ser considerados como afectados al menos en las mismas condiciones que se establecen para las viviendas y, caso de serlo, conducir a la clasificación de la presa en la categoría A.

### **3.3. Formulario para la evaluación del riesgo.**

Con base a la metodología antes planteada se elaboró un formulario en hoja Excel para la clasificación de la presa, que da las orientaciones generales y la secuencia a seguir para realizar la clasificación.

El formulario evalúa distintas características de las presas para clasificarlas de acuerdo a los daños que éstas podrían causar.

## 1. INFORMACIÓN GENERAL DE LA PRESA A CLASIFICAR

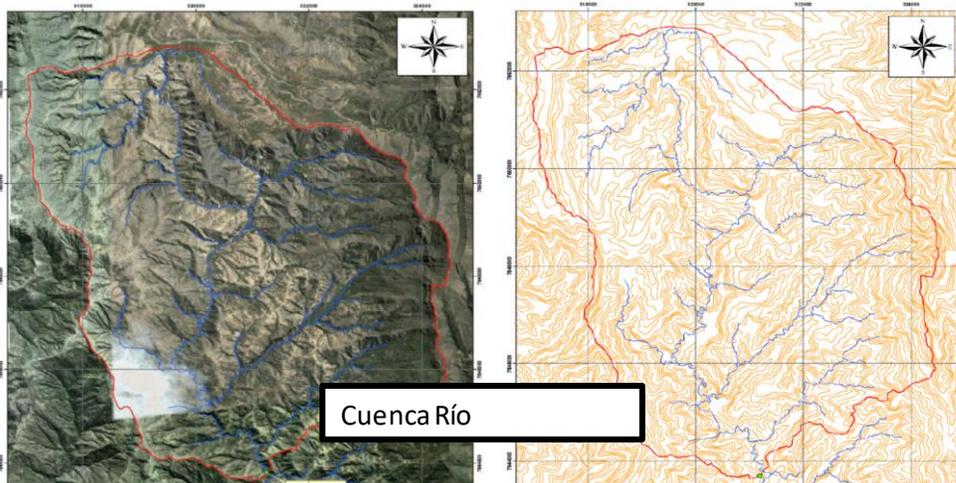
**Nombre de la presa:** Carachimayo

**Ubicación:**           **Dpto:**           Tarija           **Municipio:** San Lorenzo  
**Comunidad:** Carachimayo  
**Coordenadas UTM:**           **S**   7643676.27m   **E**   321254.80m  
**Coordenadas Geográficas:**   **Lat S:**   21°17'59.91"   **Long O:** 64°43'23.36'

**Río o Qda donde se emplaza la presa Carachimayo Cuenca Principal:** Subcuenca Carachimayo

**Año de puesta en servicio:** -

**Acceso a la presa:** Camino ripiado hasta el cierre, transitable todo el año.





## 2. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE SU DIMENSIÓN

Las presas se clasificarán en función de sus dimensiones en:

### a) Grandes presas

Cuando al menos cumplan con una de las siguientes condiciones:

	CUMPLE	NO CUMPLE
* Tener más de 15 m de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie de su cimiento.	X	
* Altura comprendida entre 10 y 15 metros, siempre que tengan alguna de las siguientes características:		
- Longitud de coronación superior a 500 metros.		
- Capacidad de embalse superior a 1.000.000 de metros cúbicos.		
- Capacidad de desagüe superior a 2.000 metros cúbicos por segundo.		
Podrán clasificarse igualmente como «grandes presas» aquellas que, aun no cumpliendo ninguna de las condiciones anteriores, presenten dificultades especiales en su cimentación o sean de características no habituales.		

### b) Pequeñas Presas

Serán todas aquellas que no cumplan ninguna de las condiciones señaladas en la letra a)

La presa en estudio se clasifica según su dimensión en:

a) Presa Grande

b) Presa Pequeña

## 3. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA

Las presas se clasificarán respecto al riesgo potencial en alguna de las siguientes tres categorías:

a) «Categoría A»: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

b) «Categoría B»: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.

c) «Categoría C»: Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. A esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

#### 4. CRITERIOS BÁSICOS PARA LA VALORACIÓN DE AFECCIONES

##### 4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS. POBLACIÓN EN RIESGO

	CATEGORÍA		
	A	B	C
1.1 Afecciones graves a núcleos urbanos. Núcleo Urbano: Conjunto de al menos 10 edificaciones y/o mayor a 50 habitaciones. Incluyen en el núcleo aquellas edificaciones que, estando aisladas, distan menos de 200	>5 viviendas afectadas		
1.2 Número reducido de viviendas		viviendas habitadas afectadas	
1.3 Pérdida incidental de vidas humanas.- Presencia ocasional y no previsible, en el tiempo, de la persona en la llanura de inundación.	Si	Si	No

##### 4.2 SERVICIOS ESENCIALES

Se entiende como servicios esenciales aquellos que son indispensables para el desarrollo de las actividades humanas y económicas normales del conjunto de la población. Se considerará servicio esencial aquel del que dependan, al menos, del orden de 1000 habitantes.

	CATEGORÍA		
	A	B	C
	No puede ser reparada de forma inmediata	Puede ser reparada de forma inmediata	No hay afección
Abastecimiento			x
Suministro de energía			x
Sistema de energía			x
Sistema comunicaciones			x
Sistema de transporte			x

Comentarios Adicionales: El agua de la presa no será utilizada para ningún servicio esencial.

### 4.3 DAÑOS MATERIALES

Se entiende por daños materiales aquellos, soportados por terceros, cuantificables directamente en términos económicos y pueden ser:

- Directos (destrucción de elementos)
- Indirectos (reducción de producción)

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MUY IMPORTANTES	IMPORTANTES	MODERADOS
Industrias, polígonos industriales y propiedades rústicas	Nº de instalaciones >10	5 < Nº de instalaciones < 10	Nº de instalaciones < 5
Cultivos a secano	Superficie >1000 has	300 has < superficie < 1000	superficie < 300 has
Cultivos a regadía	Superficie >500 has	100 has < superficie < 500	superficie < 100 has
Carretera	red nacional	red departamental	camino vecinal

La evaluación de los daños materiales potenciales a efectos de clasificación estará en la práctica, en la mayor parte de las ocasiones, asociada a los restantes aspectos. Solamente en casos muy concretos y dudosos puede tener cierta relevancia para la clasificación.

### 4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES

de protección a nivel nacional. (bien de interés cultural, nacional, parque natural, reserva, etc.)

Únicamente se considerarán como daños medioambientales aquellos que sean sensiblemente distintos de los asociados al régimen hidráulico natural.

	CATEGORÍA		
	A	B	C
	Irreversibles y críticos	Posibilidad de reparación	No hay afectación
Elementos integrados en el patrimonio histórico - artístico			X
Elementos puramente ambientales			X

#### 4.5 OTRAS AFECCIONES

	CATEGORÍA		
	A	B	C
	Se presentan	No se presentan	No se presentan
Existencia de otra presa aguas abajo de la presa analizada			X
Afectaciones a plantas de tratamiento			X
Afectaciones a plantas de producción de compuestos para la salud			X
Otras			

#### 5. ESCENARIOS

##### 1. Avenida máxima considerada, sin la existencia de la presa.

En esta situación se tomará como riesgo el caudal máximo calculado del río para evaluar los riesgos y posibles desastres.

##### 2. Avenida máxima considerada, con la presa pero sin rotura.

Se tomara como riesgo el caudal máximo que pase por el vertedero de la presa, suponiendo que funciona al máximo sin colapsar la estructura.

##### 3. Avenida máxima considerada, con rotura de presa.

Para esta situación el caudal máximo del río y el nivel de aguas embalsadas serán los responsables de la rotura de la presa.

Para los cálculos de inundación se utilizará el programa HEC-RAS, y para la rotura se utilizará fórmulas empíricas.

## 6. CLASIFICACIÓN DE LA PRESA

PRESA CARACHIMAYO	CATEGORÍA ASIGNADA
4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS	A
4.2 SERVICIOS ESENCIALES	C
4.3 DAÑOS MATERIALES	C
4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES	C
4.5 OTRAS AFECCIONES	C
CLASIFICACIÓN DE LA PRESA	A

**Categoría A** : Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE PROYECTO		
PERIODO DE RETORNO EN AÑOS		
CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
A	1000	5000 - 10000
B	500	1000 - 5000
C	100	100 - 500

Por esta razón se realizará la modelación para un periodo de retorno de 10000 años también.

### 3.4. Escenarios de riesgo aguas abajo en casos de rebalse o colapso

#### 3.4.1. Área de influencia de la presa aguas abajo

Aguas abajo de la presa Carachimayo existen 27 viviendas habitadas, solamente 5 de ellas no se verían afectadas, existen también terrenos de cultivo que serían inundados en caso de la rotura de la presa, analizando el caso más desfavorable.

Una escuela se encuentra en potencial riesgo a pocos metros aguas abajo del cierre de la presa. Entonces se podría decir que son aproximadamente 22 viviendas y una escuela que pueden verse afectados por un rebalse del río por cualquier razón.

A continuación se presenta la ubicación de las viviendas, y los terrenos adyacentes a las mismas que corren riesgo de inundación en caso de la rotura de la presa Carachimayo.

**FOTOGRAFÍA 3.1. Viviendas cercanas al curso del río**



Fuente: Elaboración propia

#### 3.4.2. Capacidad de sectores críticos en el río

En los primeros metros aguas abajo de la presa, el río se encuentra demasiado angosto, por lo que el tirante elevaría y se inundaría fácilmente, esta zona sería la más crítica, existe riesgo de inundación en viviendas, y la mencionada escuela.

**FOTOGRAFÍA 3.2. Imágenes de la zona de la presa**





Fuente: TESA presa Carachimayo

A partir de cierta zona el río aumenta considerablemente su ancho por lo que no se presentaría desbordamientos considerables, pero sí se verían afectados terrenos y viviendas.

## REFERENCIA HIDRÁULICA DEL MODELO HEC-RAS

### 4. REFERENCIA HIDRÁULICA DEL MODELO HEC-RAS

Simular el comportamiento de una cuenca hidrológica con la ayuda de un modelo matemático cobra sentido cuando la información obtenida con el mismo resulta imprescindible para lograr un objetivo difícilmente alcanzable por otros medios menos costosos. Un argumento que justifica el estudio hidrodinámico de los ríos es el análisis del riesgo de inundación.

Los modelos facilitan la manipulación de las variables que intervienen en el proceso de conversión lluvia-caudal, aportando datos sobre la distribución espacial de la escorrentía superficial y mejorando la calidad de la cartografía temática sobre zonas inundables y zonas con riesgo de inundación. Durante las últimas décadas, la gestión del riesgo de inundación ha venido demandando con un mayor peso la estimación de áreas de inundación causadas por inundaciones de diferentes periodos de retorno, o bajo diferentes escenarios futuros de simulación, asociados con cambios en las variables ambientales.

Los avances en las técnicas de teledetección y la proliferación y la popularización de modelos informáticos de tipo hidrodinámico, ha permitido que este tipo de modelización se convierta en una herramienta atractiva y accesible, que puede complementar las observaciones históricas, o incluso constituir una alternativa cuando éstas no son suficientes, para predecir los daños potenciales de futuros eventos de inundación.

De acuerdo a Garrido (2012), los modelos hidrodinámicos 1D (unidimensionales) son ampliamente usados, estos modelos están basados en las ecuaciones de Saint Venant (leyes de conservación de la masa y momento) para calcular la superficie libre del agua para flujo estacionario y no estacionario en canales abiertos. Estas ecuaciones diferenciales parciales se resuelven mediante discretización numérica, usando frecuentemente el método de diferencias finitas, y en algunos casos mediante elementos finitos o volúmenes finitos, en un esquema implícito.

Dentro de los modelos hidrodinámicos se encuentra el HEC-RAS el cual fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y es el modelo 1D que más se utiliza en la actualidad debido a las siguientes características:

-Es un modelo ampliamente conocido y por ende está validado.

-Es público, lo que significa que no tiene ningún costo.

-Pese a que es un modelo unidimensional, en la mayoría de los casos esta hipótesis no tiene mayores repercusiones.

El modelo hidráulico HEC-RAS, según al ser parte de la familia de modelos HEC, es también un modelo de uso libre, ampliamente utilizado para realizar la modelación hidráulica de canales naturales y artificiales bajo condiciones de flujo permanente y no permanente, y regímenes de flujo subcrítico, crítico, supercrítico y mixto.

#### **4.1. Ecuaciones de Saint Venant**

Las ecuaciones de Saint Venant describen el movimiento del agua a superficie libre en un canal y son el resultado de aplicar los principios de la conservación de la masa y de la cantidad de movimiento (Fuentes, et al. 2001), bajo ciertas hipótesis simplificadoras. A continuación se indican las hipótesis básicas en las que se basan las ecuaciones de Saint Venant (Chow et al. 1994):

- El flujo es unidimensional e incompresible, o sea, con densidad constante. El tirante hidráulico y la velocidad del flujo varían sólo en la dirección del eje longitudinal del canal. La velocidad es uniforme y la superficie libre es horizontal a través de cualquier sección perpendicular al eje.

- Las líneas de flujo no tienen curvatura pronunciada, esto significa que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de forma que las aceleraciones verticales puedan considerarse despreciables. Lo anterior implica que la distribución de presiones sea hidrostática.  $f$

- El fondo del canal es fijo y de pendiente pequeña, de modo que la profundidad del flujo y el tirante son aproximadamente idénticos, de tal suerte que los efectos de socavación y deposición son despreciables.  $f$

- Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de forma que relaciones como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.

Con base en las hipótesis de Saint Venant y aplicando los principios de la Conservación de la Masa y de la Conservación de la Cantidad de Movimiento a un volumen de control elemental de longitud  $dx$  en un canal, resultan las ecuaciones de Continuidad (Ecuación 1) y de Momentum (Ecuación 2) de Saint Venant.

**-Ecuación de Continuidad**

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

**-Ecuación de Momentum**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = qV \quad (2)$$

Donde:

$A(x, t)$  área hidráulica ( $m^2$ )

$Q(x, t)$  el gasto ( $m^3/s$ ) que circula por A

$V(x, t)$  la velocidad media (m/s) en la dirección del flujo

$q(x)$  descarga lateral ( $m^2/s$ ) ( $q > 0$ : flujo entrante y  $q < 0$ : flujo saliente)

$y(x, t)$  tirante hidráulico (m)

$S_f(x, t)$  pendiente de fricción

$S_0$  pendiente del fondo del canal

g aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

#### 4.2. Perfiles de la superficie de agua para flujo permanente

En HEC-RAS para el caso de flujo permanente la solución se realiza a través del método del paso estándar (Brunner, 2010):

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (3)$$

Donde  $Z_1, Z_2$  son las elevaciones de la solera en la sección  $i$ ,  $Y_1$  y  $Y_2$  es la profundidad del agua en las secciones transversales,  $V_1$  y  $V_2$  son las velocidades promedio,  $a_1$  y  $a_2$  son coeficientes de ponderación que depende de la velocidad,  $g$  es la aceleración por la gravedad y  $h_e$  es la pérdida de energía en el tramo entre las secciones 1 y 2.

La pérdida de energía ( $h_e$ ) entre dos secciones transversales se compone de las pérdidas por fricción y las pérdidas por contracción o expansión. La ecuación para la pérdida de carga de energía es la siguiente:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (4)$$

Donde  $L$  es la longitud entre las secciones 1 y 2,  $S_f$  es la pendiente de fricción representativa entre las dos secciones y  $C$  es el coeficiente de pérdida por contracción o expansión.

#### 4.3. Solución numérica para flujo no permanente

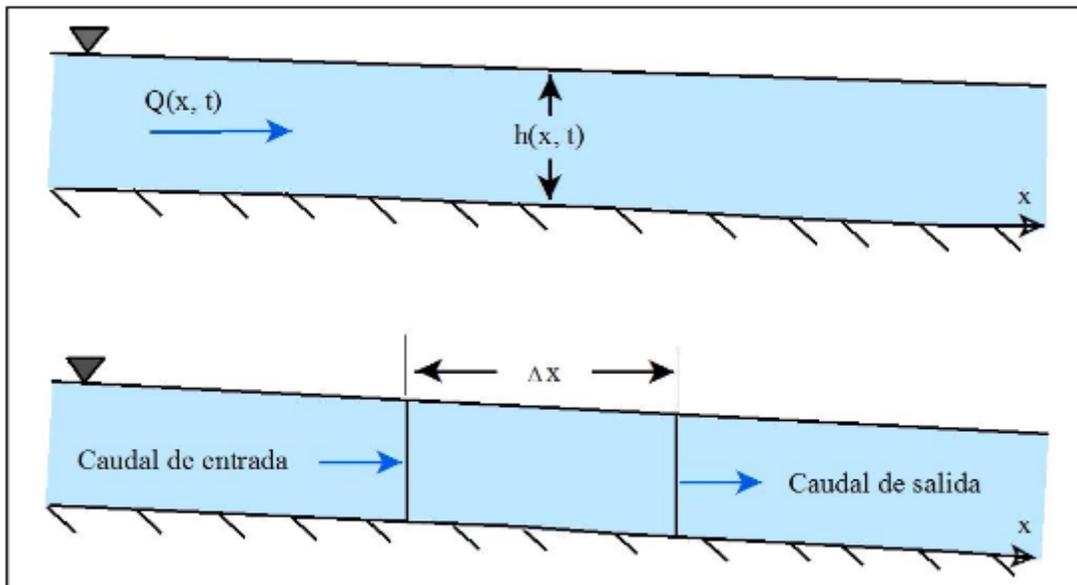
Las leyes físicas que gobiernan el flujo de agua en un río son: el principio de conservación de la masa (continuidad) y el principio de conservación del momento. Desde el punto de vista

matemático, esas leyes se expresan en forma de ecuaciones diferenciales, a las que se refiere como ecuaciones de continuidad y de momento (Brunner, 2010).

#### 4.3.1. Ecuación de continuidad

Considerando el volumen de control elemental que se muestra en la Figura 4.1, la distancia  $x$  se mide a lo largo del cauce. En el punto medio del volumen de control se indican el caudal de flujo y el área,  $Q(x, t)$  y  $A_r$  respectivamente. El área total de flujo es la sumatoria del área activa  $A$  y del área  $S$  de almacenamiento fuera del cauce.

**FIGURA 4.1. Volumen de control elemental para la derivación de las ecuaciones de continuidad y momento.**



La conservación de la masa en función del volumen de control plantea que el gasto neto en el volumen será igual a la rapidez de cambio de almacenamiento dentro del volumen. El caudal de ingreso al volumen de control puede expresarse como:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (5)$$

Y el caudal de salida como:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (6)$$

La rapidez de cambio en almacenamiento será:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (7)$$

Asumiendo que  $\Delta x$  es pequeña, la variación de la masa en el volumen de control sería igual a:

$$\rho \cdot \frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x = \rho \left[ \left( Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) - \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_1 \right] \quad (8)$$

Donde  $Q_1$  es el flujo lateral que entra al volumen de control y  $\rho$  es la densidad del líquido. La simplificación y división por  $\rho x$  nos da la forma definitiva de la ecuación de continuidad para régimen no permanente:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_1 = 0 \quad (9)$$

En la cual  $q_i$  constituye el caudal de aporte lateral por unidad de longitud.

#### 4.3.2. Ecuación de momento

La segunda ley de Newton expresa la conservación del momento como:

$$\sum F_x = \frac{dM}{dt} \quad (10)$$

La conservación del momento para el volumen de control plantea que el régimen neto de momento que entra al volumen (flujo de momento) más la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el volumen será igual a la rapidez de variación del momento. Esta es una ecuación vectorial aplicada en la dirección x. El flujo de momento F es la masa del líquido por el vector de velocidad en la dirección del flujo. Existen tres fuerzas a considerar: presión, gravedad y fuerza de fricción.

Fuerzas de presión: La Figura 4.2 ilustra el caso general de una sección transversal irregular. Se asume que la distribución de presión es hidrostática (la presión varía linealmente con la profundidad) y la fuerza de presión total es el integral del producto presión-área sobre la sección transversal. A partir de Shames (1962), la fuerza de presión en cualquier punto puede expresarse como:

$$F_p = \int_0^h \rho g (h - y) T(y) dy \quad (11)$$

Donde  $h$  es la profundidad,  $y$  la distancia medida desde el fondo del cauce y  $T(y)$  una función de ancho que relaciona el ancho de la sección transversal con la distancia sobre el fondo del cauce.

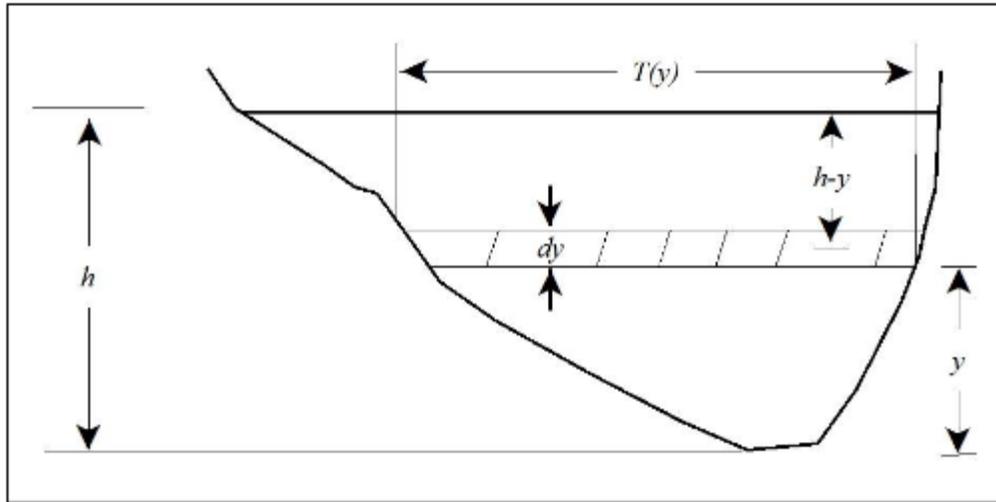
Si  $F_p$  es la fuerza de presión ejercida en la dirección x del punto medio del volumen de control, entonces la fuerza en el extremo aguas arriba del volumen de control podría expresarse de la siguiente manera:

$$F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (12)$$

Y en el extremo aguas abajo como:

$$F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (13)$$

**FIGURA 4.2. Ilustración de los términos asociados con la definición de fuerza de presión.**



Por lo tanto, la suma de las fuerzas de presión para el volumen de control se expresa como:

$$F_{Pn} = \left| F_P - \frac{\partial F_P}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right| - \left| F_P + \frac{\partial F_P}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right| + F_B \quad (14)$$

Donde  $F_{Pn}$  es la fuerza de presión neta para el control de volumen y  $F_B$  es la fuerza que ejercen las riberas sobre el líquido en la dirección x. Esto podría simplificarse de la siguiente forma:

$$F_{Pn} = -\frac{\partial F_P}{\partial x} \cdot \Delta x + F_B \quad (15)$$

Al diferenciar la Ecuación 9 mediante el empleo de la Regla de Leibniz y luego realizar las sustituciones en la Ecuación 15 se obtiene lo siguiente:

$$F_m = -\rho g \Delta x \left[ \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} \cdot dy \right] + F_B \quad (16)$$

La primera integral en la Ecuación 16 es el área de la sección transversal, A. La segunda integral (multiplicado por  $-\rho g \Delta x$ ) es la fuerza de presión ejercida por el líquido sobre las riberas, que es exactamente igual en magnitud, pero opuesta en dirección, a  $F_B$ . De aquí que la fuerza de presión neta pueda expresarse como:

$$F_m = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (17)$$

Fuerza gravitacional: La fuerza de gravedad ejercida sobre el líquido en el volumen de control y en la dirección x es:

$$F_g = \rho g A \sin \theta \cdot \Delta x \quad (18)$$

En este caso  $\theta$  es el ángulo que forma el fondo del cauce con la horizontal. Cuando se trata de ríos naturales  $\theta$  es pequeña y  $\sin \theta \approx \tan \theta = -\theta \partial Z_o / \partial X$ , donde  $Z_o$  es la elevación del fondo. Por tanto, la fuerza gravitacional se expresa como:

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial Z_o}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (19)$$

Esta fuerza será positiva para pendientes de lechos negativos.

Fuerza de fricción: Las fuerzas de fricción entre el cauce y el líquido pueden expresarse como:

$$F_f = -\tau_0 P \Delta x \quad (20)$$

Donde  $\tau_o$  es el esfuerzo cortante medio del contorno (fuerza/área unitaria) que actúa sobre el perímetro, y P es el perímetro anegado. El signo negativo indica que, con el flujo en la dirección x positiva, la fuerza actúa en la dirección x negativa. De acuerdo con el análisis dimensional  $\tau_o$  puede expresarse en términos de coeficiente de arrastre,  $C_D$ , de la siguiente manera:

$$\tau_o = \rho C_D V^2 \quad (21)$$

El coeficiente de arrastre se relaciona con el coeficiente Chezy C de la siguiente forma:

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad (22)$$

Además, la ecuación Chezy puede escribirse así:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot S_f} \quad (23)$$

Al sustituir las Ecuaciones 21, 22 y 23 por la 20 y llevar a cabo la simplificación, se obtiene la siguiente expresión para el límite de la fuerza de arrastre:

$$F_f = -\rho g A \cdot S_f \Delta x \quad (24)$$

Donde  $S_f$  es la pendiente de fricción, que resulta positivo para el flujo en la dirección x positiva. La pendiente de fricción debe relacionarse con el flujo y la altura. Tradicionalmente se han empleado las ecuaciones de fricción de Manning y Chezy. Como la ecuación de Manning es la más usada, su uso también se extiende a HEC-RAS. La ecuación de Manning se plantea de la siguiente manera:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{3/2} \cdot A^2} \quad (25)$$

Donde R es el radio hidráulico y n es el coeficiente de fricción de Manning.

Flujo de momento: Una vez definidos los tres términos de fuerza, solamente resta el flujo de momento. El flujo que entra al volumen de control puede expresarse así:

$$\rho \left[ QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (26)$$

Mientras que el flujo que sale del volumen se expresa como:

$$\rho \left[ QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (27)$$

Por lo tanto, la variación neta de momento (flujo de momento) que entra al volumen de control es:

$$- \rho \cdot \frac{\partial QV}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (28)$$

Ya que el impulso del líquido en el volumen de control es  $\rho Q \Delta x$ , la rapidez de cambio de momento se expresa como:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho Q \Delta x) = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (29)$$

Replanteando el principio de conservación del momento:

El régimen neto de momento (flujo de momento) que entra al volumen (Ecuación 28) más la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre el volumen [Ecuación 17+Ecuación 19 + Ecuación 24] es igual al régimen de acumulación de momento (Ecuación 29), de aquí:

$$\rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} = - \rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial Z_0}{\partial x} \Delta x - \rho g A \cdot S_f \Delta x \quad (30)$$

La elevación de la superficie del agua (z) es igual a  $Z_0 + h$ , por lo tanto:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial Z_0}{\partial x} \quad (31)$$

Donde  $\partial z/\partial x$  es la pendiente de la superficie del agua. Al sustituir la Ecuación 31 por la Ecuación 30, y dividir para  $\rho\Delta x$  y pasar todos los términos a la izquierda se obtiene la forma definitiva de la ecuación de momento:

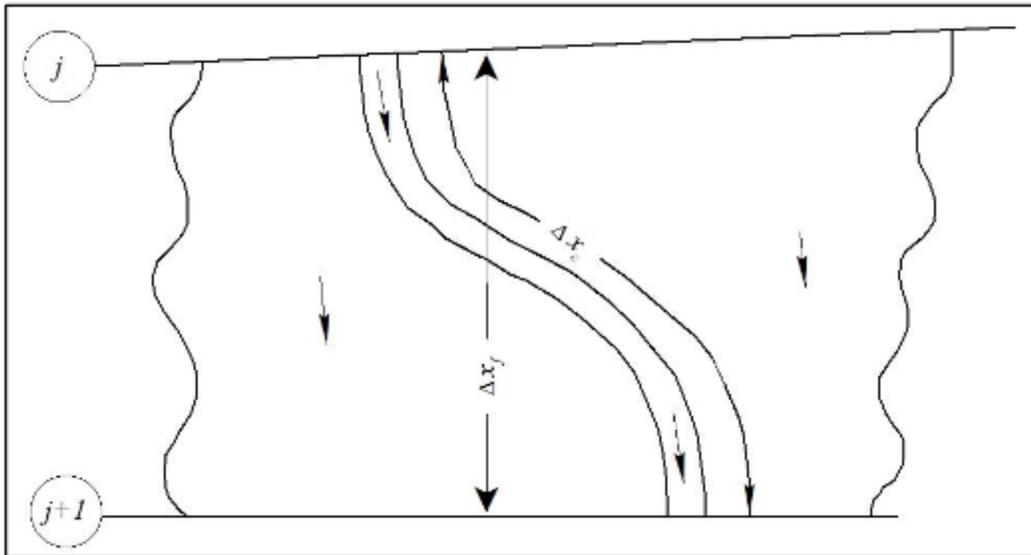
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f\right) = 0 \quad (32)$$

#### 4.4. Aplicación de las ecuaciones de flujo no permanente con HEC-RAS

La Figura 4.3 ilustra las características en dos dimensiones de la interacción entre el cauce y las llanuras de inundación. Cuando el río crece el agua se mueve lateralmente lejos del cauce, inundando la llanura de inundación y llenando las áreas de almacenamiento disponibles. A medida que la profundidad aumenta, la llanura de inundación comienza a conducir el agua corriente abajo, generalmente, a lo largo de una ruta más corta que la del cauce principal. Cuando el río está disminuyendo, el agua se mueve hacia el cauce a partir de los márgenes complementando el flujo en el cauce principal.

Debido a que la dirección principal de flujo es orientada a lo largo del cauce, este flujo de dos dimensiones a menudo se puede aproximar con precisión por una representación unidimensional. Las áreas de anegamiento fuera de los cauces se pueden modelar con áreas de almacenamiento que intercambian agua con el cauce. El flujo en los márgenes o riberas se puede aproximar como el flujo a través de un cauce independiente.

**FIGURA 4.3. Flujos en el cauce y llanura de inundación.**



Este problema entre el cauce y la llanura de inundación se ha tratado de maneras diferentes. Un enfoque común es hacer caso omiso del transporte entero sobre los márgenes del cauce, suponiendo que las riberas sólo se utilizan para el almacenamiento. Este supuesto puede ser adecuada para ríos grandes como el río Mississippi donde el cauce se limita por diques y la llanura aluvial que queda es o bien una densa vegetación o un área de almacenamiento fuera del cauce. Fread (1976) y Smith (1978) trataron este problema dividiendo el sistema en dos cauces independientes y escribiendo ecuaciones de continuidad y momento para cada cauce. Para simplificar el problema ellos supusieron una superficie horizontal del agua en cada sección transversal perpendicular a la dirección de flujo; de tal manera que el intercambio de cantidad de movimiento entre el canal y la llanura de inundación era insignificante y que la descarga era distribuida de acuerdo al transporte, es decir:

$$Q_c = \phi Q \quad (333)$$

Donde  $Q_c$  es el flujo en el cauce,  $Q$  el flujo total,  $\phi = K_c / (K_c + K_f)$ ,  $K_c$  el transporte en el cauce y  $K_f$  el transporte en la llanura de inundación.

Con esta hipótesis, las ecuaciones unidimensionales de movimiento se pueden combinar de la siguiente manera:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \phi Q}{\partial x_c} + \frac{\partial (1-\phi)Q}{\partial x_f} = 0 \quad (34)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_c} \left( \frac{\phi^2 Q^2}{A_c} \right) + \frac{\partial}{\partial x_f} \left( \frac{(1-\phi)^2 Q^2}{A_f} \right) + gA_c \left( \frac{\partial z}{\partial x_c} + S_c \right) + gA_f \left( \frac{\partial z}{\partial x_f} + S_f \right) = 0 \quad (35)$$

$$S_c = \frac{\phi^2 Q^2 c_c^2}{R_c^{4/3} A_c^2}, \quad S_f = \frac{(1-\phi)^2 Q^2 n_f^2}{R_f^{4/3} A_f^2} \quad (36)$$

Donde Q es el flujo total en la parte baja del tramo de la corriente, A ( $A_c$ ,  $A_f$ ) el área de la sección transversal del flujo (en el cauce, llanura de inundación),  $X_c$  y  $X_f$  son las distancias a lo largo del cauce y llanura de inundación, P el perímetro húmedo, R el radio hidráulico ( $A/P$ ), n el valor de rugosidad de Manning y S la pendiente de fricción.  $\phi$  determina como se divide el flujo entre el canal y la llanura de inundación de acuerdo al transporte  $K_c$  y  $K_f$ .

Estas ecuaciones fueron aproximadas usando diferencias finitas implícitas y resueltas numéricamente usando la técnica iterativa de Newton–Raphson.

Ampliando el trabajo desarrollado por Fread y Smith, Barkau (1982) manipuló las ecuaciones en diferencias finitas para el cauce y la llanura de inundación, definiendo un nuevo conjunto de ecuaciones que son computacionalmente más convenientes. Usando un factor de distribución de la velocidad, Barkau combino los términos de convección. Además, mediante la definición de una trayectoria de flujo equivalente, sustituyó los términos de pendiente de fricción con una fuerza equivalente.

Las ecuaciones derivadas por Barkau son la base para la solución de flujo no permanente en el software HEC-RAS.

## ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

### 5. ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

## **5.1. Análisis de consistencia de la precipitación**

El hidrólogo o especialista que desea desarrollar un estudio hidrológico, debe buscar la información de la cuenca en estudio, en las instituciones encargadas de su recopilación, pero una vez que ésta ha sido obtenida, una de las interrogantes que se debe hacer es: ¿Es confiable la información disponible?

La respuesta a esa pregunta, se obtiene realizando un análisis de consistencia de la información disponible, mediante criterios físicos y métodos estadísticos que permitan identificar, evaluar y eliminar los posibles errores sistemáticos que han podido ocurrir, sea por causas naturales u ocasionados por la intervención de la mano del hombre.

La no homogeneidad e inconsistencia, son los causales del cambio a que están expuestas las informaciones hidrológicas, por lo cual su estudio, es de mucha importancia para determinar los errores sistemáticos que puedan afectarlas.

El análisis de consistencia de la información, es el proceso que consiste en la identificación o detección, descripción y remoción de la no homogeneidad e inconsistencia de una serie de tiempo hidrológica.

Antes de utilizar la serie histórica para la modelación, es necesario efectuar el de consistencia respectivo, a fin de obtener una serie confiable, es decir, homogénea y consistente.

### **5.1.1. Curva de doble masa**

Para determinar la consistencia de la información para el presente proyecto, se realizó un análisis doble masa donde se escogió a la estación de AASANA (Aeropuerto) como estación patrón, debido a que es la que tiene mayor registro de datos.

Luego de realizar el análisis mediante curvas de doble masa con cada estación escogida para la modelación (ANEXO), se concluye que las estaciones contienen datos consistentes, como se aprecia en los coeficientes de determinación de la Tabla 5.1

**TABLA 5.1. Valores del coeficiente de correlación de Pearson obtenidos para el análisis de consistencia de la precipitación.**

ESTACIÓN	R
LEÓN CANCHA	0,9937
TRANCAS	0,9991
CANASMORO	0,9992
SELLA QUEBRADA	0,9995
HUACATA	0,9994
SELLA MÉNDEZ	0,9989

Fuente: Elaboración Propia

### 5.1.2. Análisis De Homogeneidad Test de Mann-Kendall

El test de Mann-Kendall es un test no paramétrico, estadísticamente basado en el ranking (o número de orden) de dos variables y puede ser utilizado para tendencias en series de tiempo de datos hidrológicos si una de esas variables es el tiempo y tiene la particularidad de presentar una mayor potencia estadística en la medida que la serie de datos presenta un mayor sesgo que la aleje de una distribución normal (USGS, 2004; USGS, 2006).

La prueba de Homogeneidad de Mann-Kendall es en realidad un test estadístico que conduce a elegir alguna de las siguientes respuestas:

A continuación se realiza el análisis de homogeneidad para aquellas estaciones consistentes.

-Hipótesis nula: Todos los valores de la serie son datos aleatorios de una sola población (Es una serie Homogénea).

-Hipótesis alternativa: Es una serie no homogénea con tendencia monótona.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor calcular el valor de V mediante la relación:

$$V = \frac{S-1}{\sqrt{\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}}}$$

$$S = T - I$$

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} si$$

$$I = \sum_{i=1}^{n-1} ti$$

Cuadro Vcrit para diferentes niveles de significación  $\alpha$ :

**TABLA5.2. Valores Vcrit para Mann-Kendall**

$\alpha$	0,005	0,010	0,025	0,05	0,10
<b> Vcrit </b>	2,58	2,33	1,96	1,64	1,28

### **Estación Canasmoro**

Número de valores: 27

Nivel de significancia: 5%

$V = 1,13$

$V_{crit} = 1,65$

Al ser V menor que Vcrit se asume la serie HOMOGÉNEA.

### **Estación León Cancha**

Número de valores: 35

Nivel de significancia: 5%

$$V = 1,99$$

$$V_{crit} = 1,65$$

Al ser  $V$  mayor que  $V_{crit}$  se asume la serie NO HOMOGÉNEA. Serie de tendencia Monótona.

### **Estación Huacata**

Número de valores: 7

Nivel de significancia: 5%

$$V = 0,30$$

$$V_{crit} = 1,65$$

Al ser  $V$  menor que  $V_{crit}$  se asume la serie HOMOGÉNEA.

### **Estación Sella Méndez**

Número de valores: 7

Nivel de significancia: 5%

$$V = 0,10$$

$$V_{crit} = 1,65$$

Al ser  $V$  menor que  $V_{crit}$  se asume la serie es HOMOGÉNEA.

### **Estación Sella Quebradas**

Número de valores: 26

Nivel de significancia: 5%

$$V = 0,79$$

$$V_{crit} = 1,65$$

Al ser  $V$  menor que  $V_{crit}$  se asume la serie HOMOGÉNEA.

### **Estación Trancas**

Número de valores: 29

Nivel de significancia: 5%

$V = 1,03$

$V_{crit} = 1,65$

Al ser  $V$  menor que  $V_{crit}$  se asume la serie HOMOGÉNEA.

### **5.2. Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración de una cuenca, se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante.

El tiempo de concentración de la cuenca es muy importante porque en los modelos lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos. Las diversas metodologías existentes para determinar el tiempo de concentración de una cuenca a partir de sus parámetros morfométricos, fueron determinadas a partir de ajustes empíricos de registros hidrológicos.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración propuestas por diferentes autores: Témez, William, Kirpich, California Couverts Practice, Giandotti, S.C.S, Ventura-Heron, Brausby-William, Passini, Izzard (1946), Federal Aviation

Administration (1970), Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973).

Debido a las diferentes formas como fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad de los resultados entre una y otra puede ser bastante alta, razón por la cual el criterio del analista juega un papel fundamental en la definición del tiempo de concentración de una determinada cuenca.

Estimación del tiempo de concentración de la cuenca, por diferentes métodos:

**GIANDOTTI.-**

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

**CALIFORNIA.-**

$$T_c = 0.066 * \left[ \frac{L}{j^{0.5}} \right]^{0.77}$$

**VENTURA HERAS.-**

$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{j}}$$

**KIRPICH.-**

$$T_c = 0.06626 * \left[ \frac{L^2}{j} \right]^{0.385}$$

### KIRPICH MODIFICADO.-

$$T_c = \left[ 0.871 * \frac{L^3}{H} \right]^{0.385}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración (h)

L= Longitud del río (Km) = 16,95

Punto más alto (m.s.n.m.) = 2.940

Punto más bajo (m.s.n.m.) = 2.240

H = Diferencia de cotas (m) = 700

j = Pendiente directa del río (decimal) = 0,041

A = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>) = 46,85

Resultados por métodos empíricos para el tiempo de concentración:

**GIANDOTTI. -** Tc= 2,49 h

**CALIFORNIA. -** Tc= 1,99 h

**VENTURA HERAS.-** Tc= 1,68 h

**KIRPICH.-** Tc= 2,00 h

**KIRPICH MODIFICADO.-** Tc= 2,00 h

Entonces el tiempo de concentración de la cuenca después de hacer un promedio será:

$$T_c = 2,032 \text{ h}$$

### **Comprobación con la velocidad del río**

Se estima que la velocidad media de un río de montaña es aproximadamente entre 1 y 3 m/s, en función de la pendiente media del mismo y en base a esta aproximación con la longitud del río y el tiempo de concentración de la cuenca calcularemos la velocidad del curso de agua en estudio. Siendo la L la longitud de río 16,95 Km.

$$V_{rio} = \frac{L}{T_c}$$
$$V_{rio} = 2,31 \text{ m/s}$$

### **5.3. Precipitaciones máximas**

La intensidad de la lluvia influye notoriamente en el uso del suelo. Las lluvias violentas pueden ocasionar importantes daños, degradación de la estructura del suelo, erosión, inundaciones, daños mecánicos en cultivos, etc. Aunque estudiaremos la precipitación máxima en 24 horas (pues son los datos disponibles, sin recurrir a localizar las bandas de pluviógrafo), en ocasiones son más interesantes las precipitaciones máximas en períodos de tiempo más cortos, por lo que se debe acudir a sistemas de estimación.

En el cuadro resumen de precipitaciones máximas en 24 horas se indicará: el número de años de la serie analizada y la serie de años, para cada mes la precipitación máxima en 24 horas producida en todos los años de la serie en dicho mes, y el número de veces que la precipitación máxima se ha producido en dicho mes en los años de la serie, para poder así ver en qué meses se suelen producir las precipitaciones máximas. El estudio se complementará con el análisis de las precipitaciones máximas probables y sus períodos de retorno.

El estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones. Así en hidrología para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable

registrada para un determinado período de retorno. El "período de retorno o de recurrencia" (T) es el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera al valor "x", al menos una sola vez (Elías y Ruiz, 1979). Así, si la precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno de 200 años en la estación AASANA es de 90,3 mm/24 h, significa que es posible que un fenómeno de 90,3 mm de precipitación en 24 horas se repita o sea superado por lo menos una vez en 200 años.

Tanto para el estudio de la erosión, como para el cálculo y diseño de las estructuras de conservación de suelos e hidráulicas, es necesario el estudio de las precipitaciones máximas. El período de retorno será mayor cuanto mayor sea la importancia y la repercusión social, ecológica y económica de la obra. Así la necesidad de disponer de amplios períodos de retorno contrasta con la disponibilidad de series de datos climatológicos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas.

### **5.3.1. Distribución Gumbel para precipitaciones máximas**

El modelo de ley de distribución para valores máximos más empleado en nuestro medio es la distribución Gumbel. Este método es el que se aplica en las fuentes de información de estos datos: Elías Castillo y Ruiz Beltrán (1979), INM (1999), y MOPU (1990).

La distribución Gumbel se ha utilizado con buenos resultados para el cálculo de valores extremos de variables meteorológicas, entre ellas precipitaciones y caudales máximos y es el método empleado por Elías y Ruiz (Ministerio de Agricultura). También este método de ajuste es el empleado por el Ministerio de Medio Ambiente (Instituto Nacional de Meteorología) para su estudio por regiones de las precipitaciones máximas en 24 horas.

Con este método estadístico se puede obtener valores de precipitación máxima en 24 horas para un período de retorno "T" ( $P_{24\ h\ T}$ ) conociendo una serie de datos de precipitaciones máximas en 24 horas. El método también sirve para otros valores extremos como caudales y también para períodos inferiores de tiempo, siempre que se disponga con datos de una serie significativa.

**TABLA 5.3. Resumen de datos de las estaciones pluviométricas en estudio**

	LEON CANCHA	TRANCAS	CANASMORO	SELLA QUEBRADA	HUACATA	SELLA MENDEZ
<b>N° Datos</b>	35	25	27	28	7	31
<b>Media</b>	35,64	37,37	43,03	61,40	78,67	59,28
<b>Desviacion Standard</b>	11,01	19,27	18,40	18,95	39,53	19,58
<b>Moda=media-0,45*Sx</b>	30,68	28,69	34,75	52,87	60,88	50,47
<b>Kd=Característica=S/(0.577*Ed)=</b>	0,62	1,16	0,92	0,62	1,13	0,67
<b>Ed<sub>p</sub>=Moda ponderada</b>	<b>40,527</b>					
<b>Kd<sub>p</sub>=Característica ponderada</b>	<b>0,796</b>					

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la precipitación máxima por medio de la fórmula de Gumbel.

Determinación de la altura de lluvia máximo diaria para diferentes periodos de retorno:

$$h_{dt} = Ed_p * (1 + Kd_p * \text{Log } T)$$

Donde:

$Ed_p$  = moda ponderada

$Kd_p$  = característica ponderada

T = periodo de retorno (años)

$h_{dt}$  = altura de lluvia máxima diaria (mm)

**TABLA 5.4. Resultados de precipitación máxima diaria para distintos periodos de retorno**

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	ALTURA DE PRECIPITACION DIARIA (mm)
5	63,07
10	72,78
25	85,61
50	95,32
100	105,03
500	127,57
1000	137,28

2000	146,99
10000	169,53

Fuente: Elaboración Propia

Determinación de la altura de lluvia máxima horaria para diferentes periodos de retorno:

$$h_{\pi} = Ed_p * \left( \frac{D}{\alpha} \right)^{\beta} * (1 + kd_p * \log T)$$

Donde:

D= duración de la lluvia en horas

$\alpha$ = equivalente de lluvia diaria depende del tamaño de la cuenca

$\alpha=2$  Ac > 15 km<sup>2</sup>

$\alpha=12$  Ac <= 15 km<sup>2</sup>

$\beta$ = constante que en nuestro medio se adopta 0,2

**TABLA 5.5. Resultados de precipitación máxima horaria para distintos periodos de retorno y distintas duraciones**

PERIODO DE RETORNO	DURACIÓN DE LLUVIAS (H)					
	2	4	8	12	16	20
5	44,08	50,63	58,16	63,07	66,81	69,85
10	50,86	58,42	67,11	72,78	77,09	80,61
25	59,83	68,73	78,94	85,61	90,68	94,82
50	66,61	76,52	87,90	95,32	100,97	105,58
100	73,40	84,31	96,85	105,03	111,25	116,33
500	89,15	102,41	116,4	127,57	135,13	141,30
1000	95,94	110,20	126,59	137,28	145,41	152,05
2000	102,72	118,00	135,54	146,99	155,70	162,80
10000	118,48	136,09	156,33	169,53	179,58	187,77

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de las intensidades se utiliza la siguiente igualdad:

$$i = \frac{h}{t}$$

**TABLA 5.6. Resultados de intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno y distintas duraciones**

PERIODO DE RETORNO	DURACIÓN DE LLUVIAS (h)					
	2	4	8	12	16	20
5	22,04	12,66	7,27	5,26	4,18	3,49
10	25,43	14,61	8,39	6,06	4,82	4,03
25	29,91	17,18	9,87	7,13	5,67	4,74
50	33,31	19,13	10,99	7,94	6,31	5,28
100	36,70	21,08	12,11	8,75	6,95	5,82
500	44,58	25,60	14,70	10,63	8,45	7,06
1000	47,97	27,55	15,82	11,44	9,09	7,60
2000	51,36	29,50	16,94	12,25	9,73	8,14
10000	59,24	34,02	19,54	14,13	11,22	9,39

Fuente: Elaboración Propia

#### 5.4. Curvas IDF

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno (Témez, 1978).

Junto con la definición de las curvas, surgen otros elementos a considerar, como son la intensidad de precipitación, la frecuencia o la probabilidad de excedencia de un determinado evento. Por ello, es de suma importancia tener claro el concepto de cada una de estas variables, de modo de tener una visión más clara de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

En este sentido, se debe destacar que la intensidad, según Chow et al (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h), y ésta se expresa como:

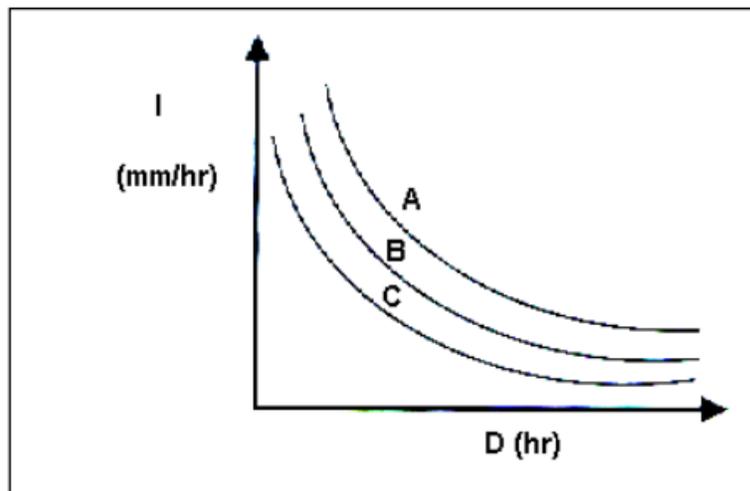
$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde P es la profundidad de lluvia en milímetros o pulgadas, y Td es la duración, dada usualmente en horas. Es importante señalar, que cuando sólo se dispone de un pluviómetro en una estación, es evidente que, en general, sólo se podrá conocer la intensidad media en 24 horas. Como se comprenderá, esta información puede inducir a grandes errores por defecto, por cuanto las lluvias de corta duración son, en general, las más intensas.

Es natural entonces que las determinaciones de intensidades de lluvia se hagan a partir de los registros proporcionados por los pluviógrafos (Aros, 1997) o por medio de métodos matemáticos.

El método para determinar las curvas IDF, es el que se presenta en este documento, y corresponde al que ha planteado Témez (1978), el cual relaciona las intensidades de precipitación para distintos períodos de retorno, con el propósito de graficar la relación entre las tres variables (Intensidad-Duración –Frecuencia), y cuyo esquema de la curva IDF es el siguiente:

**FIGURA 5.1. Explicación de las curvas IDF**



Fuente: SOCIEDAD ESTÁNDARES DE INGENIERÍA PARA AGUAS Y SUELOS LTDA.

Con:

D = Duración en horas.

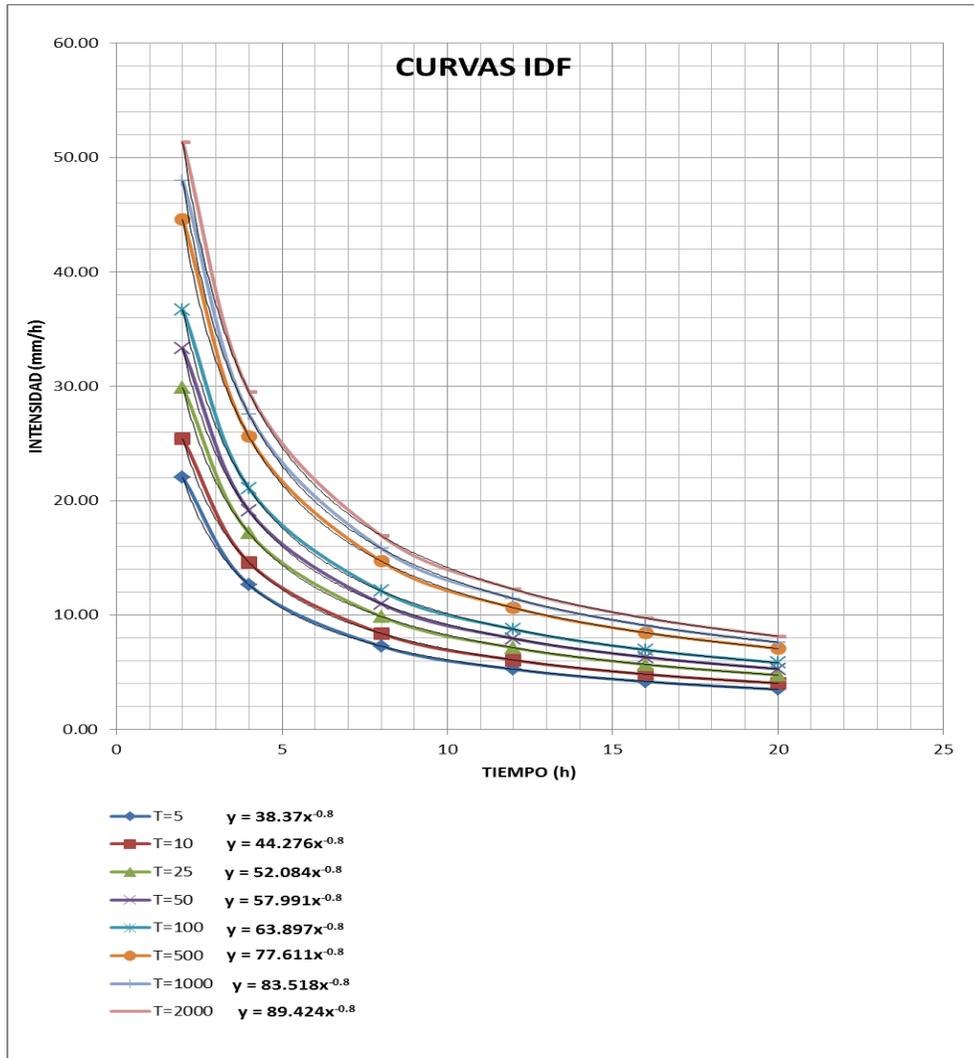
I = Intensidad de precipitación en mm/h.

A, B y C representan distintos períodos de retorno en años.

$$I = \frac{P}{D}$$

Donde P es la altura de lluvia en milímetros o pulgadas, y D es la duración, dada usualmente en horas.

**FIGURA 5.2. Curvas y ecuaciones IDF para la cuenca Carachimayo**



Fuente: Elaboración Propia

### 5.5. Caudales máximos

El régimen de caudales de una corriente de agua durante un período determinado, es el único término del balance hidrológico de una cuenca que puede ser medido directamente con una buena precisión. Los otros elementos de ese balance, como las precipitaciones, la evaporación, etc., no

pueden ser sino estimados a partir de mediciones observadas en distintos puntos de la cuenca o deducidos de fórmulas hidrológicas, los cuales son siempre estimativos muy aproximados.

El régimen de caudales es un dato básico, indispensable, para los todos los diseños hidráulicos y para muchas obras civiles en los que ellos son parte importante como las carreteras, puentes, acueductos, presas, etc. Así la instalación de muchas "estaciones de aforo" que permitan observar, en una serie de años tan larga, como sea posible, los caudales escurridos en puntos característicos del río principal y, si fuere oportuno, de sus diversos afluentes, es el preámbulo de todo estudio hidráulico de una cuenca. Sin embargo en países como el nuestro las estaciones de aforo de caudales son inexistentes en muchos sitios, lo que ha obligado a recurrir a métodos aproximados para la estimación de los caudales de diseño, como son los métodos de regionalización. Sin embargo jamás debe olvidarse que ningún método por bueno que sea reemplaza la medida directa de la variable

El objeto de toda estación de aforo es poder establecer la curva de caudales contra el tiempo. Todos los ríos de cierto tamaño en una región se deben medir cerca de sus bocas lo mismo que un cierto número de afluentes. Las corrientes que se piensen aprovechar en un futuro deben ser instrumentadas. Sin embargo no debe cometerse el error muy frecuente en Colombia de instrumentar solo las corrientes que en futuro van a tener aprovechamientos hidroeléctricos o las que drenan cuencas grandes dejándose de lado otras, importantes desde el punto de vista de control de inundaciones, navegación, etc.

Es alarmante la falta casi total de estaciones de medida en las áreas urbanas y semirurales de la mayoría de ciudades bolivianas, ocasionando que se tenga un completo desconocimiento del comportamiento hidráulico de pequeñas corrientes, responsables muchas veces de tragedias e inundaciones en las épocas invernales.

Para el presente estudio necesitamos trabajar con caudales máximos, calculados con la información de precipitación y de las propiedades de la cuenca. Estos caudales calculados serán nuestro

caudales de diseño, es decir, que estamos suponiendo que estos serán los caudales máximos que produzca una lluvia en un año, con un periodo de retorno establecido.

### **Coefficiente de escorrentía (C)**

Para la estimación del coeficiente de escorrentía Nadal nos facilita el siguiente método:

$$C = 0,25 * K_1 * K_2 * K_3$$

Donde los valores de sus factores están definidos por la siguiente tabla:

**TABLA 5.7. Factores para la fórmula de Nadal (1986)**

<b>Extensión</b>		<b>Lluvia media anual</b>		<b>Características</b>	
<b>Km<sup>2</sup></b>	<b>K<sub>1</sub></b>	<b>mm</b>	<b>K<sub>2</sub></b>	<b>Cuenca</b>	<b>K<sub>3</sub></b>
10	2.60	200	0.25	Llana y permeable	0.5 – 0.7
20	2.45	300	0.50	Ondulada	0.5 – 1.2
40	2.15	400	0.75	Montañosa e impermeable	1.2 – 1.5
100	1.80	500	1.0		
200	1.70	600	1.1		
500	1.40	700	1.17		
1000	1.30	800	1.25		
5000	1.0	900	1.32		
10000	0.90	1000	1.40		
20000	0.87	1200	1.50		

Fuente: Métodos para la determinación del coeficiente de escorrentía (c), Universidad Politécnica de Valencia

$$\text{Área} = 46,85 \text{ Km}^2 = 2,11 = K_1$$

$$\text{Precipitación media anual (TESA)} = 637,58 \text{ mm} = 1,126 = K_2$$

$$\text{Característica: Ondulada} = 1,0 = K_3$$

$$C = 0,25 * K_1 * K_2 * K_3$$

$$C = 0,59$$

Para el cálculo de los caudales máximos se desarrollará dos métodos que serán: el método racional y el método del hidrograma unitario.

### **5.5.1. Método racional**

El desarrollo de este método supone un análisis más profundo del proceso hidrológico constitutivo de las crecidas originadas por las precipitaciones extraordinarias.

Su origen es algo oscuro. En Estados Unidos es conocido como el método de Kuichling (1889) y en Gran Bretaña como el método de Lloyd-Davies (1906).

Según Dooge (1957), Mulvaney (1850) fue el primero en dar una clara exposición del método.

La primera cuestión de importancia, a ser considerada en el caso de cuencas pequeñas o de montaña, es el tiempo requerido por el flujo en alcanzar su máximo valor, durante una precipitación de intensidad constante a lo largo del tiempo.

Este tiempo se puede asimilar al tiempo que tarda la lluvia, caída en el punto más remoto de la cuenca, en llegar a la sección de salida y depende del tamaño de la cuenca, su forma y de las pendientes que presenta su superficie.

Mulvaney asume una lluvia constante a la cual corresponde un máximo valor de esorrentía.

Independientemente, Kuichling (1889) llega a la conclusión de que las intensidades de lluvia, a adoptar en el cálculo, deben corresponder con el tiempo requerido para la concentración de las aguas drenadas por el área tributaria.

La hipótesis básica consiste en considerar una duración de precipitación lo suficientemente larga para que, en la sección de salida de la cuenca en estudio, se llegue a un caudal de salida constante. Esta precipitación cae con una intensidad constante a lo largo del tiempo de lluvia.

En consecuencia, este método asume que, para una intensidad constante de precipitación a lo largo del tiempo, llega un momento que todo el área tributaria es "efectiva", es decir, que existe una conexión "continua" mediante un hilo de agua entre todos los puntos de la cuenca y la sección de salida y, por tanto, el caudal saliente en dicho momento es máximo (ya que todos los "hilos" tienen

la misma magnitud, si suponemos unidades de áreas iguales). Esta situación de caudal máximo ocurre para  $D=T_c$ .

La magnitud de cada uno de los "hilos" de agua es igual a la parte de la precipitación que no se infiltra o es retenida por el terreno y se estima mediante el denominado Coeficiente de Escorrentía, que depende de las características que ofrece la superficie de la cuenca objeto de estudio.

$$\text{Escorrentía} = C \cdot I$$

De esta forma, si cada unidad de área de la cuenca contribuye a la sección de salida en una magnitud  $CI$ , el caudal saliente, en el momento en que toda la cuenca es efectiva, será:

$$Q_p = C \cdot I \cdot A$$

Si utilizamos para cada término las unidades habitualmente empleadas en su medición, tendremos la conocida expresión:

$$Q_p = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Donde:

$Q_p$ , caudal en  $m^3 /s$ .

$I$ , intensidad de la precipitación en  $mm/h$ .

$A$ , área cuenca en  $Km^2$  .

$C$ , coeficiente de escorrentía, que se calculó por el método de Nadal.

En el momento en que cesa la precipitación, el caudal va disminuyendo hasta que toda el agua que circula por la superficie de drenaje es evacuada.

Por otro lado, el valor de la intensidad media máxima, para un determinado intervalo de tiempo  $D$ , aumenta según disminuye  $D$ . Si tenemos en cuenta que, para que todo el área de la cuenca sea

efectiva,  $D$  tiene que ser igual o mayor a  $T_c$ , está claro que el mayor valor de  $I$ , y por tanto el de caudal, corresponderá para  $D = T_c$ .

Las hipótesis en que se basa este método son:

- La precipitación que origina el pico de caudal tiene una intensidad constante en el tiempo.
- La duración de la lluvia es, por lo menos, igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- Una vez transcurrido el tiempo de concentración toda el área de la cuenca es efectiva.

Este método solo proporciona un único valor que representa el caudal máximo. En la mayoría de las ocasiones es el único valor que nos interesa en el momento de diseñar obras hidráulicas en los cauces o estimar riesgos de inundaciones en puntos concretos de la red de drenaje.

El valor de  $I$  se obtiene de las curvas de altura-duración-frecuencia ajustadas a los datos pluviométricos de la zona de estudio.

El método tiene dos parámetros a estimar. En primer lugar el coeficiente  $C$  y, por otro lado, el tiempo de concentración  $T_c$ . La influencia de la vegetación y de la litofacies de la unidad hidrológica en estudio se introduce mediante un coeficiente de escorrentía, parámetro utilizado para la estimación de la lluvia neta. La finalidad de este coeficiente es valorar la parte del agua de lluvia que no es retenida por el complejo suelo-vegetación al tomar contacto con la superficie. Este volumen de precipitación es el que, en última instancia, va a formar parte de la crecida.

Según Ramser, Norton y Ellison (1929),  $C$  depende de:

- Naturaleza del suelo.
- Pendiente del terreno.
- Cobertura superficial.
- Intensidad de la lluvia.
- Grado de saturación al comienzo de la precipitación.
- Almacenamiento superficial.

Resumiendo; Topografía, características para la infiltración y características de la lluvia. Aunque C varía a lo largo de la tormenta, muchas veces se supone que es constante y que solo depende del terreno y la cobertura vegetal. Como ejemplo, en la Tabla 5.6. Aparecen una serie de valores de C propuestos por Schwab, Frevert, Edminster y Barnes en 1971.

**TABLA 5.8. Valores de C propuestos por Schwab, Frevert, Edminster y Barnes en 1971.**

		Arenas Margas	Arcillas y margas	Arcillas impermeables
Bosque	Llano	0.10	0.30	0.40
	Ondulado	0.25	0.35	0.50
	Accidentado	0.30	0.50	0.60
Pastos	Llano	0.10	0.30	0.40
	Ondulado	0.16	0.36	0.55
	Accidentado	0.22	0.42	0.60
Cultivo	Llano	0.30	0.50	0.60
	Ondulado	0.40	0.60	0.70
	Accidentado	0.52	0.72	0.82

Fuente: Cálculo de caudales de avenida

$$Q_{\max} = \frac{C * i * A}{3.6}$$

C = Coeficiente de escurrimiento = 0,59

i = Intensidad máxima (mm/h)

A = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>) = 46,85

Sustituimos el tiempo de concentración en las ecuaciones de las curvas IDF, para obtener intensidades máximas:

**TABLA 5.9. Resultados de caudales para el Método racional**

INTENSIDADES MAX			CAUDALES MAX	
T	tc	i (mm/h)		
5	2,032	21,76	<b>167,08</b>	$m^3/s$
10	2,032	25,11	<b>192,79</b>	$m^3/s$
25	2,032	29,54	<b>226,79</b>	$m^3/s$
50	2,032	32,89	<b>252,51</b>	$m^3/s$
100	2,032	36,24	<b>278,23</b>	$m^3/s$
500	2,032	44,01	<b>337,94</b>	$m^3/s$
1000	2,032	47,36	<b>363,66</b>	$m^3/s$
2000	2,032	50,71	<b>389,38</b>	$m^3/s$
10000	2,032	58,49	<b>449,10</b>	$m^3/s$

Fuente: Elaboración propia.

### 5.5.2. Método del hidrograma unitario

El hidrograma unitario de una cuenca en un determinado tiempo está definido como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1cm. de lluvia neta que cae en ese tiempo y que es generada uniformemente en toda el área de la cuenca a una tasa uniforme.

#### - Tiempo pico.

El tiempo pico está definido como el tiempo que transcurre entre el inicio de la escorrentía directa al pico del hidrograma donde se ubicará al caudal pico.

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 \cdot T_c$$

Donde:

$T_p$  = Tiempo pico en horas.

$D$  = Duración de la lluvia en horas.

$T_c$  = Tiempo de concentración de la cuenca en horas.

- **Tiempo base.**

El tiempo base está definido como el tiempo que transcurre entre el inicio y el final de la escorrentía directa.

$$T_b = T_p + T_r = 2.67 \cdot T_p$$

Donde:

$T_b$  = Tiempo base en horas.

$T_p$  = Tiempo pico en horas.

$T_r$  = Tiempo después del pico en horas.

- **Caudal pico.**

$$Q_p = \frac{2.08 \cdot A \cdot h}{T_p}$$

Donde:

$Q_p$  = Caudal pico en m<sup>3</sup>/s.

$A$  = Area de la cuenca en km<sup>2</sup>.

$h$  = Lamina de lluvia neta en cm.

$T_p$  = Tiempo pico en horas.

<b>Tc = 2.032 h</b>
---------------------

Donde:

$$Tl = 0.6 * Tc = 1,2192 \text{ h}$$

$$Tp = \frac{D}{2} + Tl = 2,2352 \text{ h}$$

$Q_p$  = caudal pico (m<sup>3</sup>/s)  
 $A$  = área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

$$T_b = 2.67 * T_p$$

$$= 5,968 \quad \text{h}$$

$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p}$$

$$= 43,60 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

h = altura de lluvia neta =1 (cm)

T<sub>p</sub> = tiempo al pico (hrs)

D = Duración de la lluvia (h)

TL = Tiempo de retardo (h)

T<sub>b</sub> = Tiempo base (h)

T<sub>c</sub> = Tiempo de concentración (h)

Adoptando la duración de la lluvia neta igual al tiempo de concentración:

$$D = 2,032 \quad [\text{h}]$$

$$T_p = 2,235 \quad [\text{h}]$$

$$T_b = 5,968 \quad [\text{h}]$$

Finalmente se tiene:

Q <sub>p</sub> =	<b>43,60</b>	[m <sup>3</sup> /s/cm]
------------------	--------------	------------------------

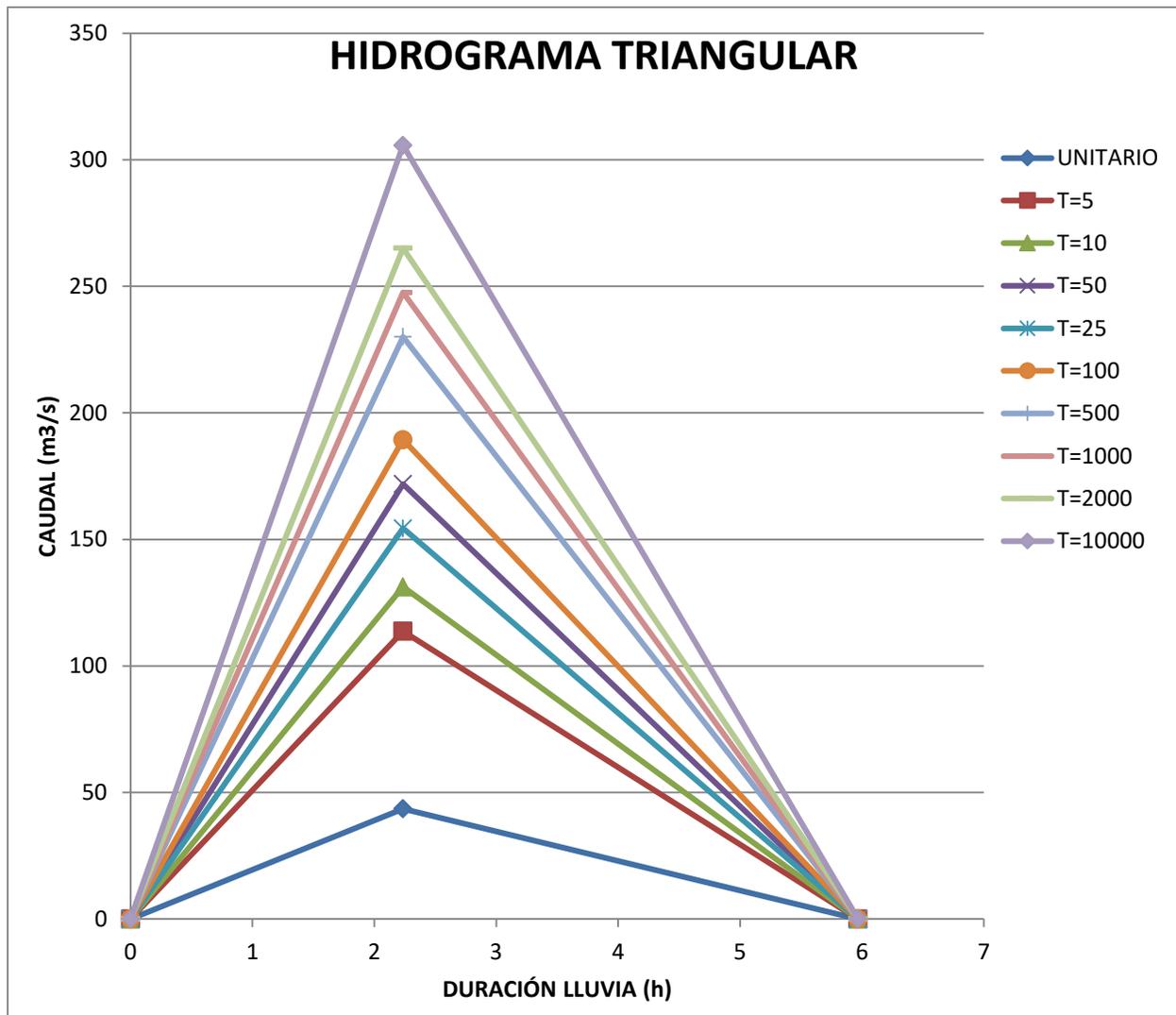
$$C = 0,59$$

**TABLA 5.10. Resultados de caudales para el método hidrograma unitario**

T [años]	hmax [mm]	hmax [cm]	Lluvia neta [cm]	Q <sub>p</sub> [m <sup>3</sup> /s]
5	44,2	4,4	2,61	<b>113,73</b>
10	51,0	5,1	3,01	<b>131,24</b>
25	60,0	6,0	3,54	<b>154,38</b>
50	66,8	6,7	3,94	<b>171,89</b>
100	73,6	7,4	4,34	<b>189,40</b>
500	89,4	8,9	5,28	<b>230,05</b>
1000	96,2	9,6	5,68	<b>247,56</b>
2000	103,0	10,3	6,08	<b>265,06</b>
10000	118,9	11,9	7,01	<b>305,71</b>

Fuente: Elaboración propia.

**FIGURA 5.3. Hidrogramas para distintos periodos de retorno**



Fuente: Elaboración propia.

Se utilizará los datos calculados de caudales máximos por el método del hidrograma unitario triangular para el estudio.

### 5.6. Laminación

La laminación es un fenómeno natural que se produce en los ríos. Si no hay aportaciones o detracciones significativas de caudal en un tramo, se comprueba que las variaciones, tanto en sentido creciente como en decreciente, son menores en la sección aguas abajo que aguas arriba, es decir, se produce una atenuación en las desviaciones respecto al caudal medio.

Esto se traduce en una disminución de los caudales máximos y un incremento de los mínimos al pasar a través del recorrido del río. Así, una avenida con una única punta se convierte en otra con un caudal máximo menor, que se retrasa en el tiempo y como el volumen total del agua circulante es constante, tiene una mayor duración.

Físicamente, cuando los caudales son crecientes, parte del agua que entra sale por el otro extremo y parte se almacena en el ramal. El agua almacenada incrementará los caudales de salida cuando estos estén ya en disminución.

Si en el tramo hay un embalse, el efecto de la laminación suele ser mayor y depende de la superficie de espejo del agua. Algo similar sucede en las grandes llanuras de inundación en las que las áreas mojadas son mayores y el efecto de la laminación es más notable.

Si el embalse no está lleno, queda lo que se denomina un resguardo, y se puede almacenar en él la parte inicial de la avenida o hacerla desaparecer por completo si su volumen es inferior a este resguardo.

Trabajando con los embalses se pueden disminuir de forma importante los efectos de las avenidas: se pueden aumentar los resguardos en función de las predicciones meteorológicas, desfasar las puntas de las avenidas (con lo que se evita su suma algebraica en las confluencias de varios cauces), e, incluso, convertir unos caudales perjudiciales por su elevada magnitud en un recurso utilizable cuando hay escasez.

Este último es el caso de las últimas avenidas en el Aragón que se han eliminado por completo en los cauces regulados, al estar los embalses muy vacíos. La salida fue exclusivamente el caudal ecológico y se ha podido almacenar el agua para utilizarla cuando haya escasez.

Resumiendo, el efecto natural de atenuación de las avenidas en su circulación por los ríos se ve incrementado en los embalses de forma automática y se puede optimizar con un adecuado uso de las presas y sus embalses.

Un reservorio de almacenamiento cumple la función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes que escurren en exceso para que puedan aprovecharse cuando los escurrimientos sean escasos (CFE, 1986).

El tránsito de avenidas en reservorios es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada y salida del reservorio (CFE, 1986).

Para efectuar un tránsito de avenidas en reservorios es debe conocer las relaciones entre almacenamiento y caudales de salida, para establecer esta relación es necesario manejar dos tipos de curvas: la de elevaciones - volúmenes de almacenamiento del reservorio, y la de elevaciones - volúmenes de salida por la obra de excedencias. La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso, la segunda, si se trata de un vertedero de cresta libre, es simplemente la curva de descarga de esa obra de excedencias. Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con esta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento-caudal de salida (Chow, 1994).

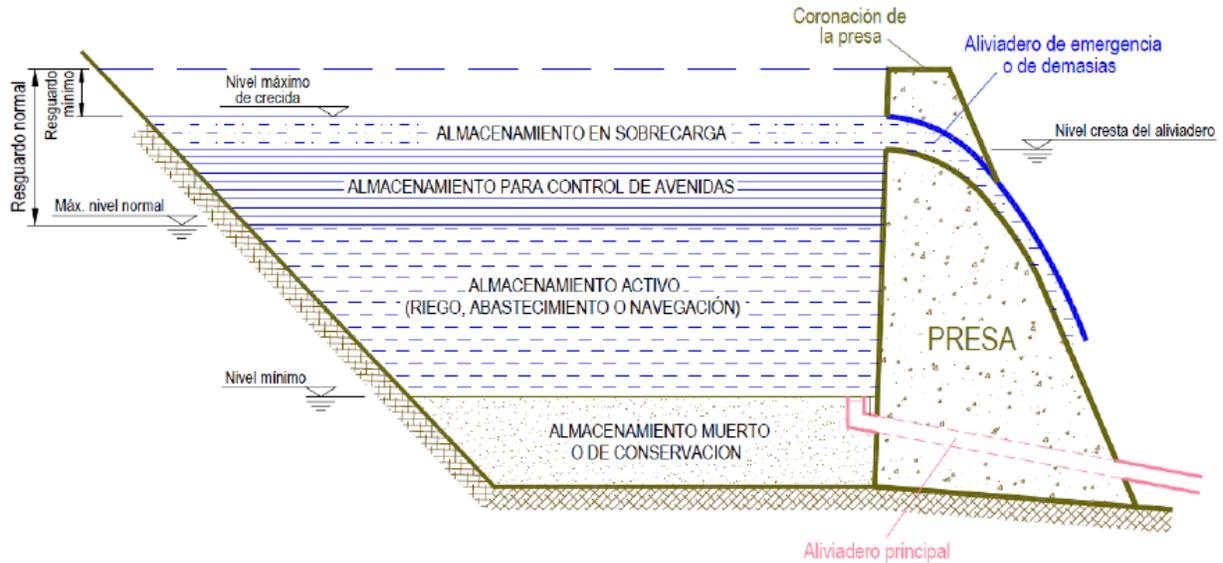
El tránsito de avenidas en vasos tiene por objetivo principal obtener el hidrograma de salida de una presa a partir de proporcionarle su hidrograma de entrada. Este procedimiento resulta de gran utilidad, ya que algunas de sus aplicaciones son:

a) Conocer el volumen de agua que deberá pasar por la obra de excedencias ante una elevación del vaso, y saber si la operación de las compuertas del vertedor es adecuada o no, para que cuando se presente una avenida no ponga en riesgo la presa, los bienes materiales o vidas humanas que se encuentren aguas abajo.

b) Dimensionar la obra de excedencias, que será la encargada de conducir el volumen de agua que sobrepase la capacidad de almacenamiento del vaso.

c) Calcular el NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) y dimensionar la obra de desvío y ataguías.

**FIGURA 5.4. Embalse característico.**



Fuente: TESA presa Carachimayo

Se realizó el cálculo de laminación para distintos periodos de retorno por el método piscina nivelada.

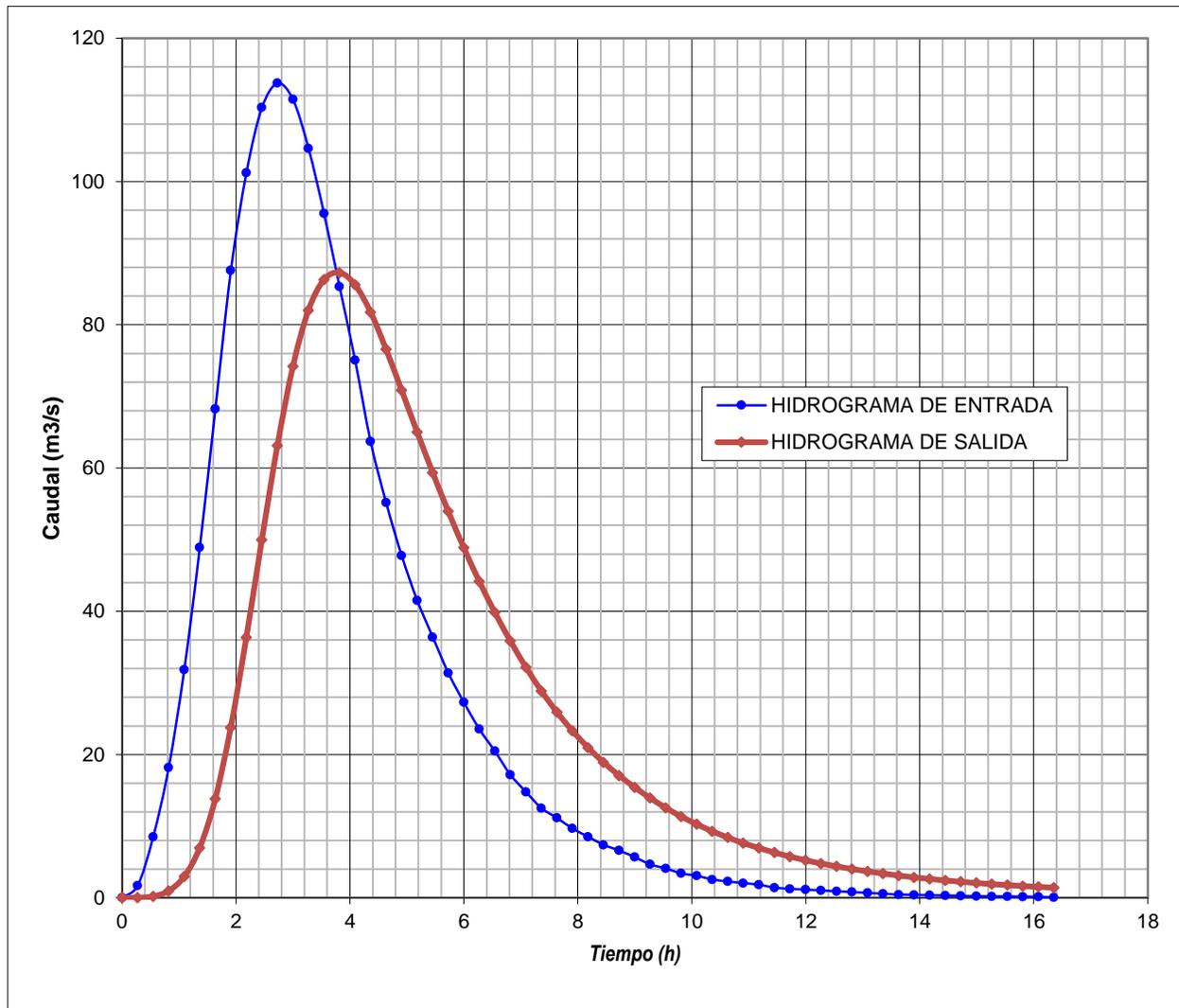
Para la suavización de los hidrogramas triangulares se realizó el método del Soil Conservation Service, se fundamenta en un hidrograma adimensional, unitario sintético, en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $q_p$  y el tiempo por la relación del tiempo  $t$  con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario  $T_p$ . Los valores de  $q_p$  y  $T_p$ , pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular.

**T = 5 años**

Altura de Laminación= 1,68 m

Caudal de la Laminación= 87,27  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2288,68 m.s.n.m

**FIGURA 5.5. Hidrogramas laminación T=5años**



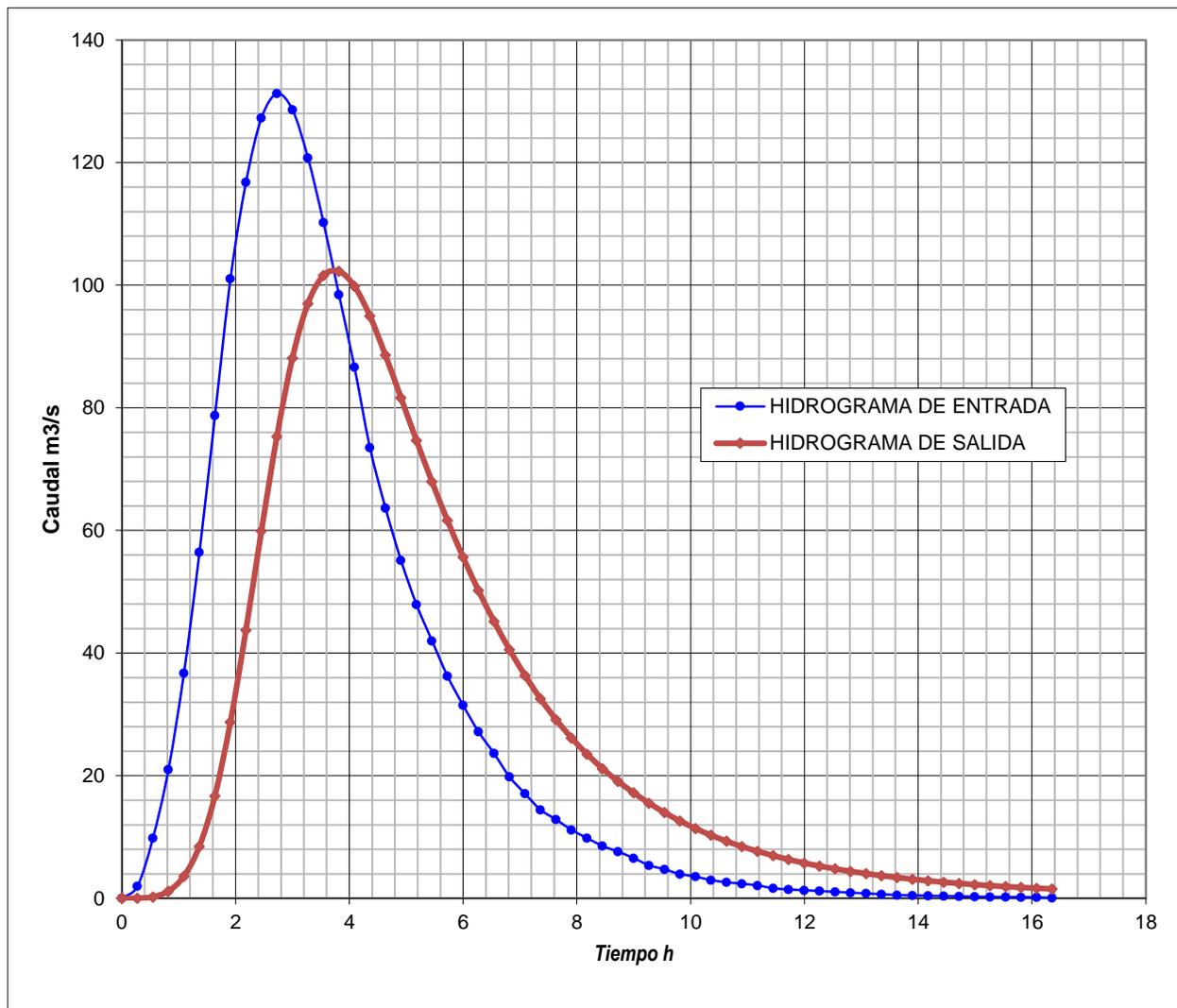
Fuente: Elaboración propia.

**T = 10 años**

Altura de Laminación= 1,87 m

Caudal de la Laminación= 102,26  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2288,87 m.s.n.m

**FIGURA 5.6. Hidrogramas laminación T=10años**



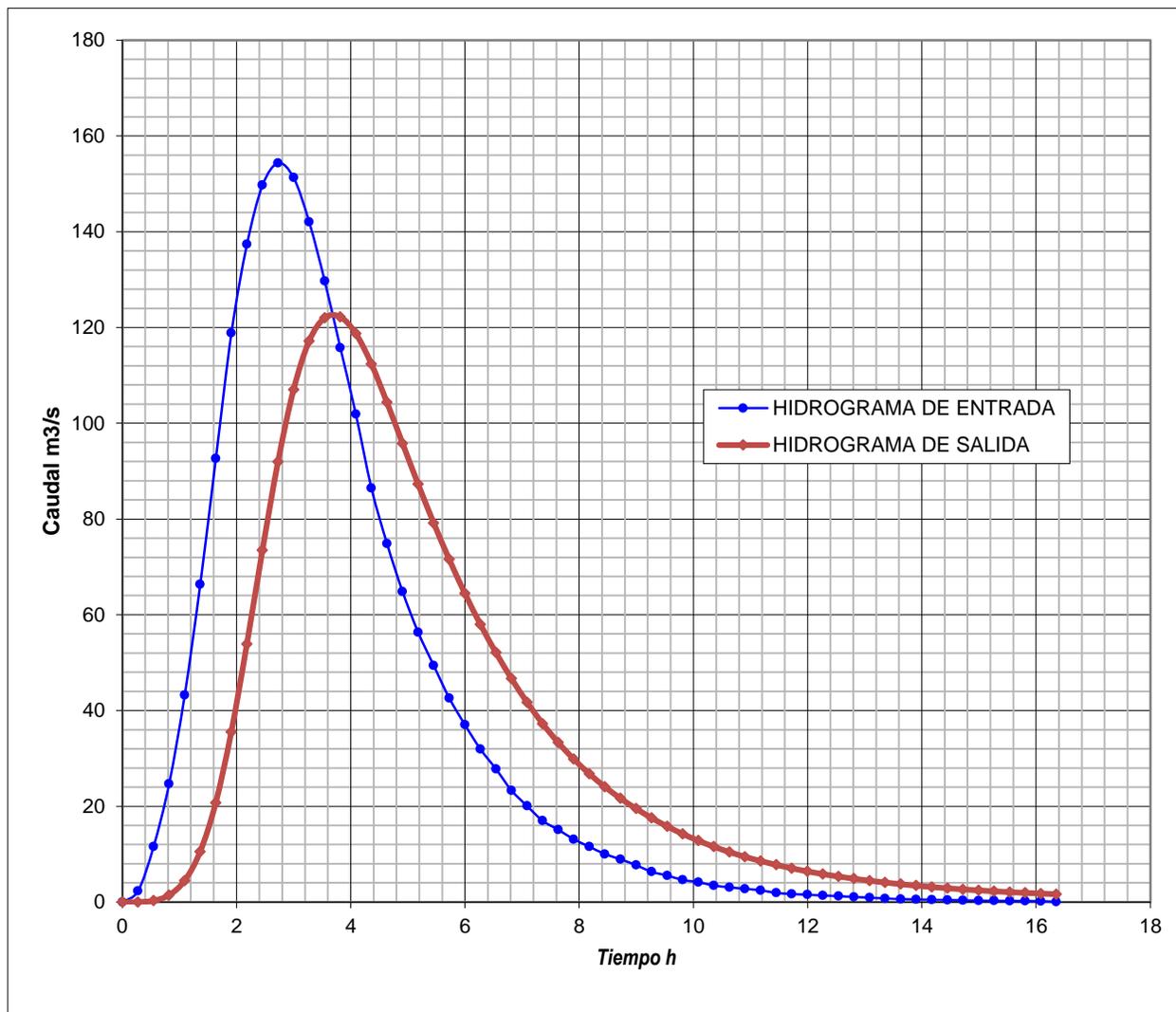
Fuente: Elaboración propia.

**T = 25 años**

Altura de Laminación= 2,11 m

Caudal de la Laminación= 122,21  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2289,11 m.s.n.m

**FIGURA 5.7. Hidrogramas laminación T=25 años**



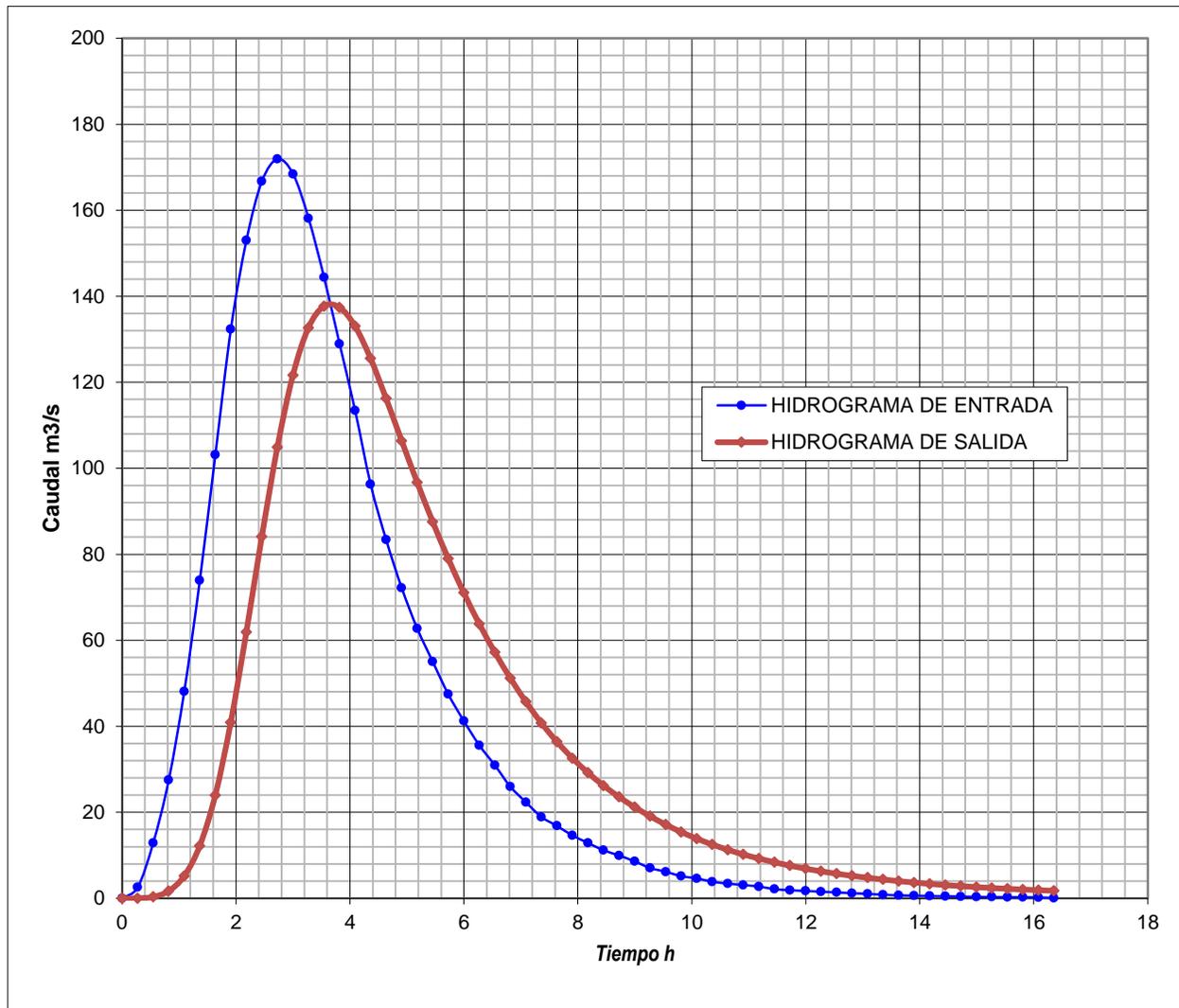
Fuente: Elaboración propia.

**T = 50 años**

Altura de Laminación= 2,28 m

Caudal de la Laminación= 137,66  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2289,28 m.s.n.m

**FIGURA 5.8. Hidrogramas laminación T=50 años**



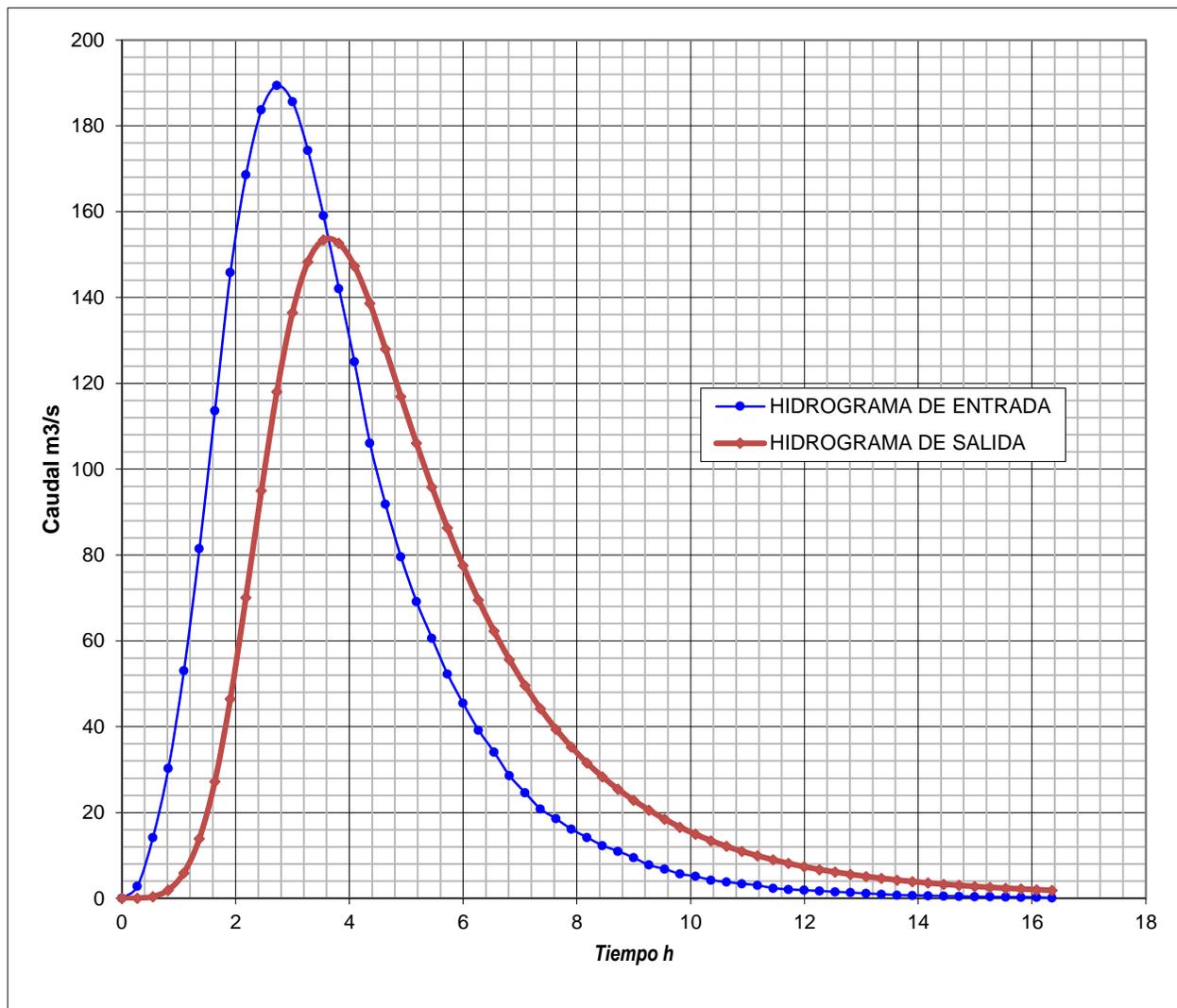
Fuente: Elaboración propia.

**T = 100 años**

Altura de Laminación= 2,45 m

Caudal de la Laminación= 153,40  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2289,45 m.s.n.m

**FIGURA 5.9. Hidrogramas laminación T=100 años**



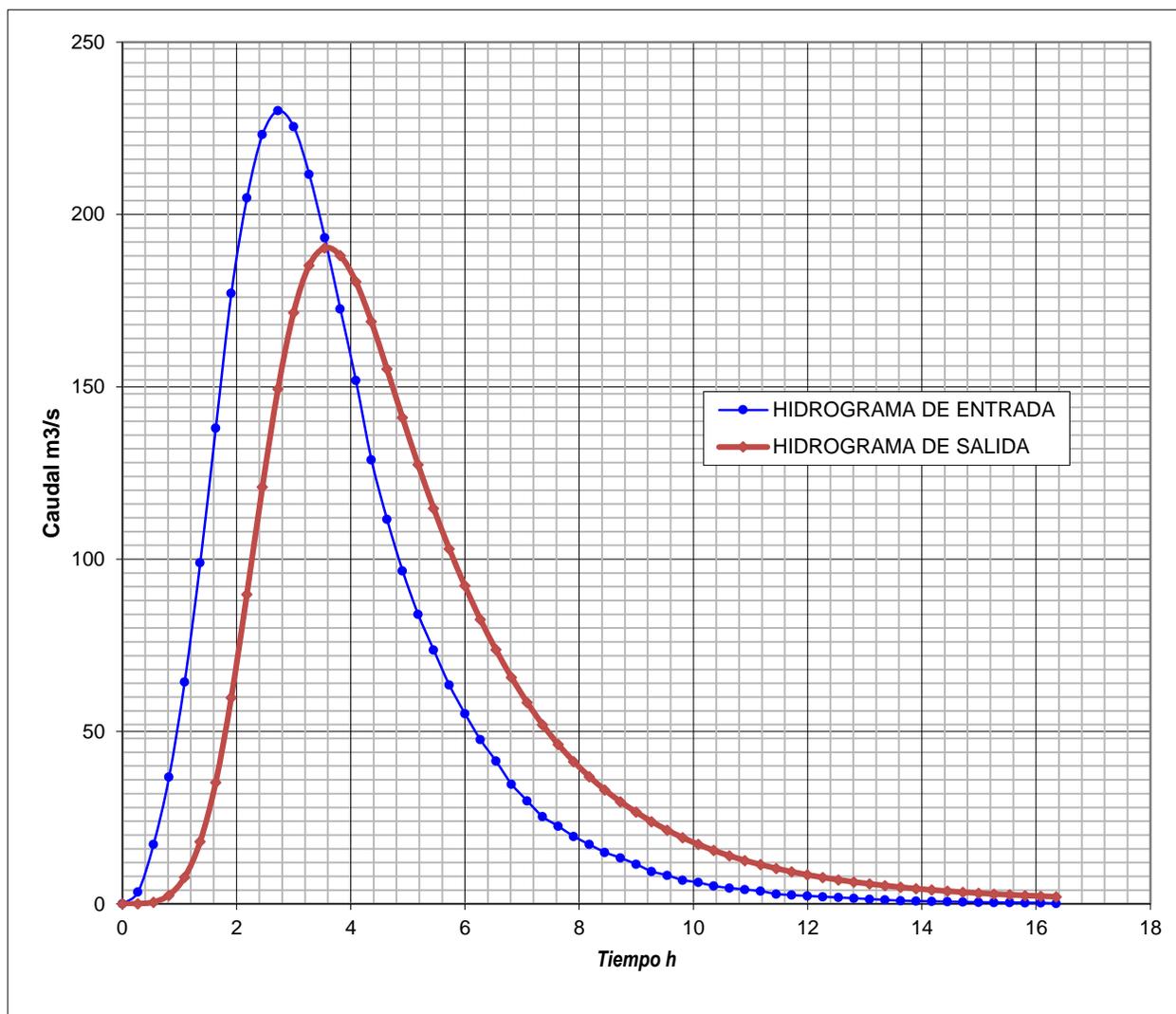
Fuente: Elaboración propia.

**T = 500 años**

Altura de Laminación= 2,83 m

Caudal de la Laminación= 190,25  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2289,83 m.s.n.m.

**FIGURA 5.10. Hidrogramas laminación T=500 años**



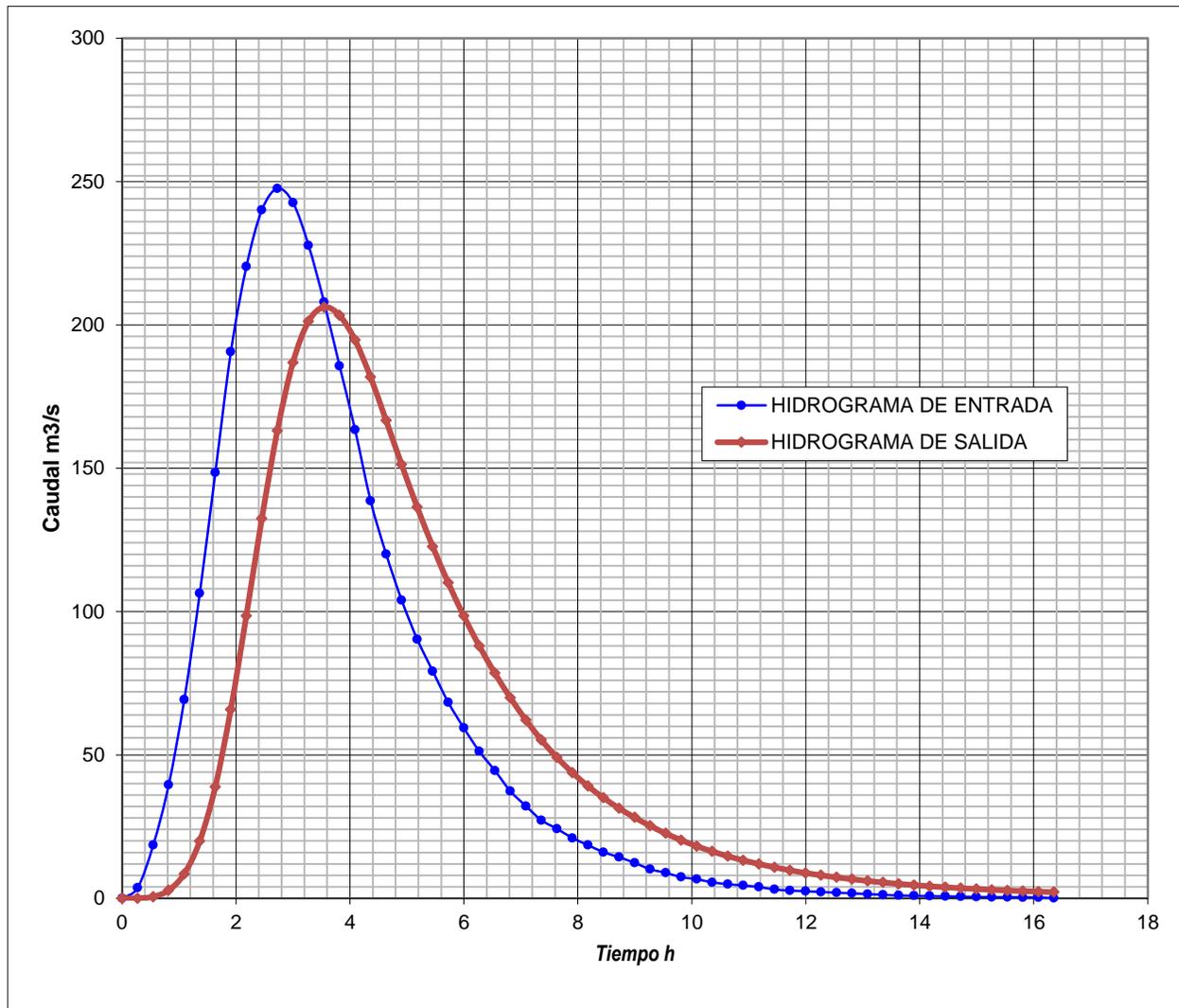
Fuente: Elaboración propia.

**T = 1000 años**

Altura de Laminación= 2,98 m

Caudal de la Laminación= 206,23  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2289,98 m.s.n.m.

**FIGURA 5.11. Hidrogramas laminación T=1000 años**



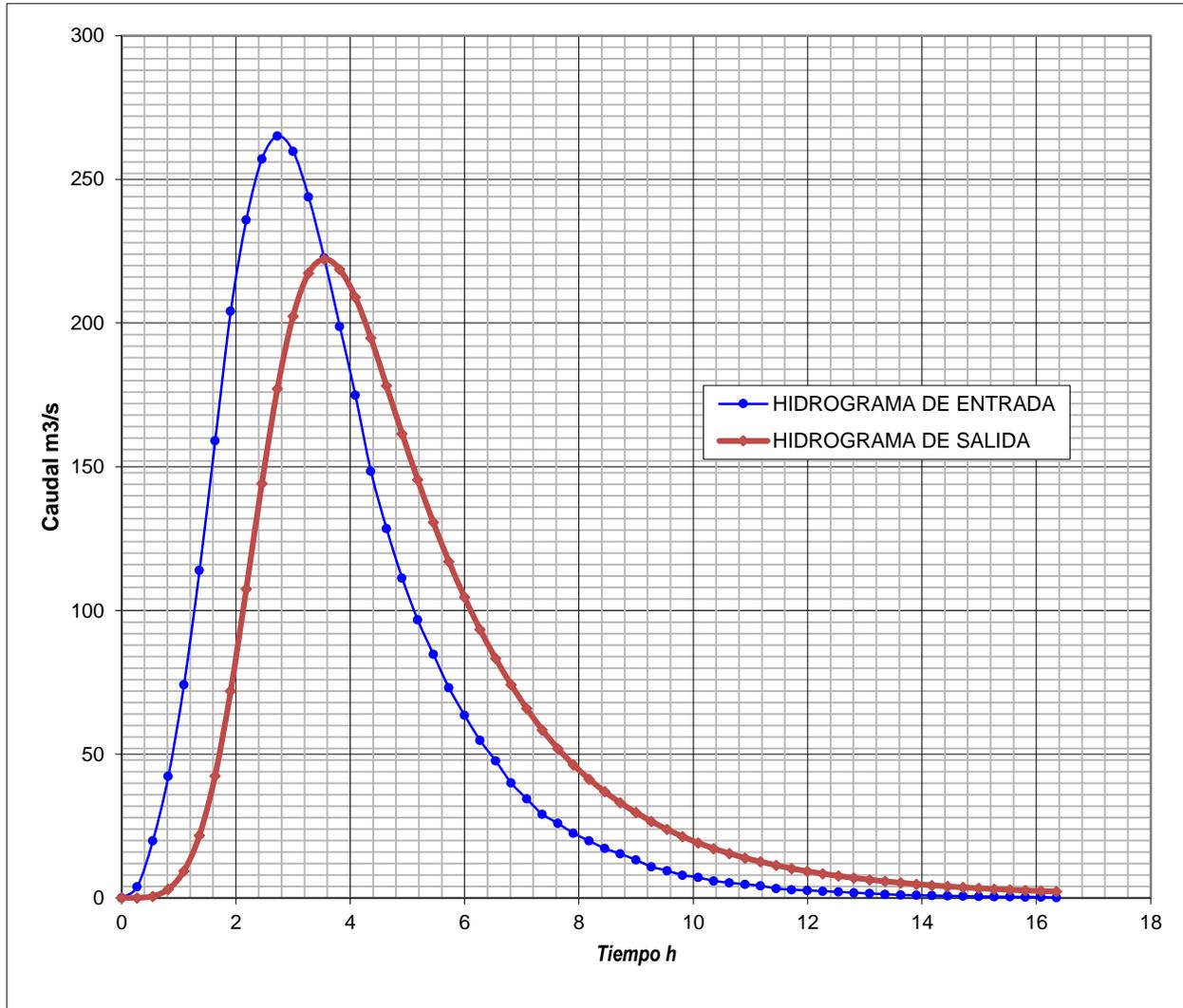
Fuente: Elaboración propia.

**T = 2000 años**

Altura de Laminación= 3,14 m

Caudal de la Laminación= 222,24  $m^3/s$   
 Cota de la Laminación = 2290,14 m.s.n.m

**FIGURA 5.12. Hidrogramas laminación T=2000 años**



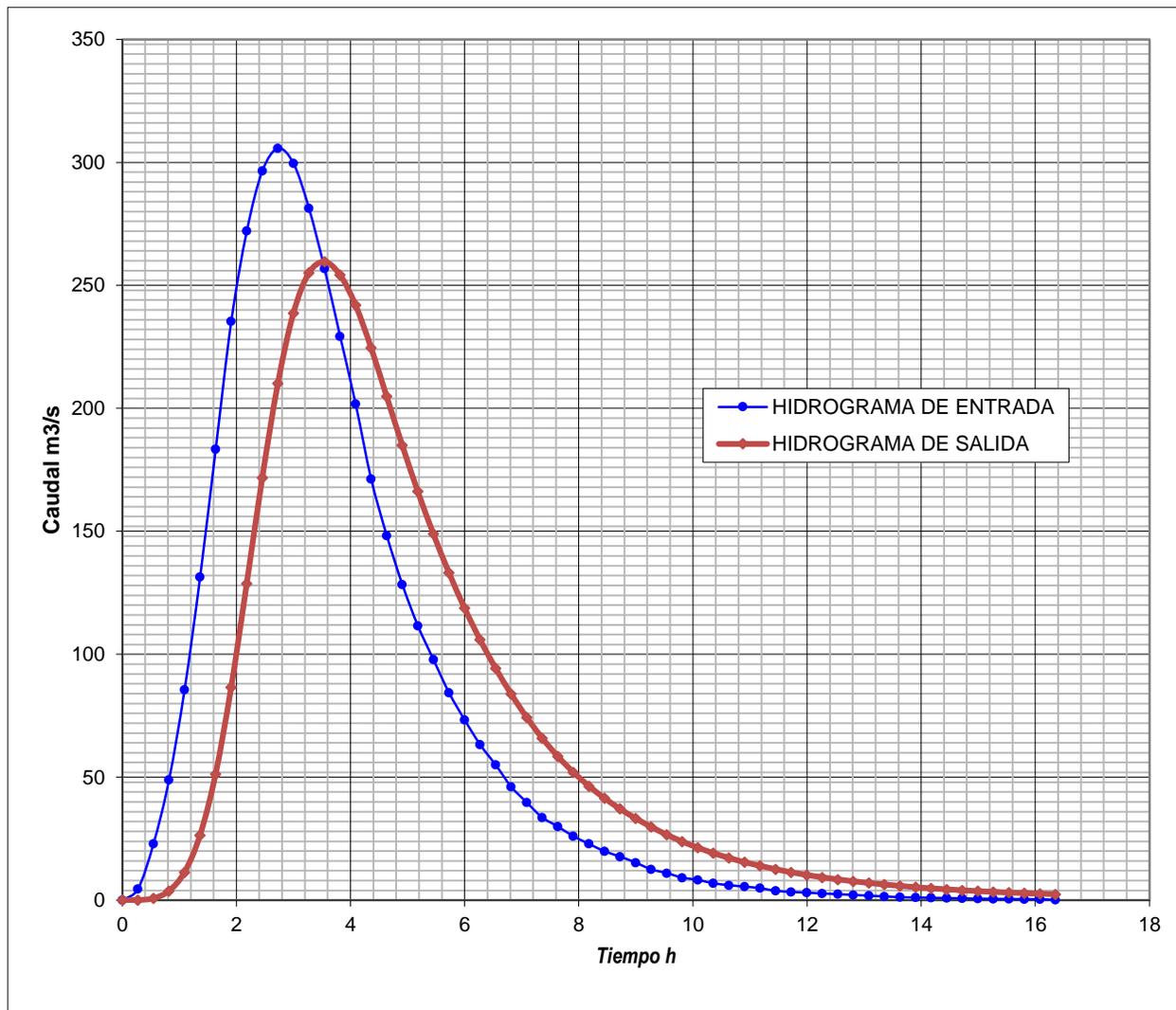
Fuente: Elaboración propia.

**T = 10000 años**

Altura de Laminación= 3,48 m

Caudal de la Laminación= 259,59  $m^3/s$   
Cota de la Laminación = 2290,48 m.s.n.m

**FIGURA 5.13. Hidrogramas laminación T=10000 años**



Fuente: Elaboración propia.

### 5.7. Rotura de presas

Los accidentes, o mal comportamiento, han sido siempre una fuente de progreso para el hombre en sus diversas actividades. El ingeniero de presas ha estado proyectando basándose en los éxitos conocidos y, lo que es más importante, en los fallos ocurridos.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (International Commission on Large Dams – ICOLD) ha formado diversos Comités Técnicos relacionados con la rotura y accidentes relativos a las presas. En tres ocasiones ha preparado encuestas a escala mundial para reunir la más vasta información sobre el tema. ICOLD define como rotura: "Rotura o movimiento de una parte de la presa o de su cimiento de tal manera que la obra no puede retener el agua. En general el resultado será una salida de un volumen de agua importante, entrañando riesgo para las personas o los bienes aguas abajo".

De estas estadísticas puede deducirse que el porcentaje de roturas ha decrecido durante los cincuenta últimos años. Cuando se contemplan las presas que fueron construidas antes de 1950, el porcentaje de roturas es de un 2%; después de esta fecha y hasta 1983, el porcentaje baja a 0,5%, y continúa disminuyendo para las construidas recientemente. La probabilidad de rotura desde esta última fecha hasta nuestros días es del 0,1%. La mayor parte de las roturas ocurren en los primeros años de vida.

Si se exceptúan los casos de vertido por coronación debidos a la ocurrencia de avenidas de muy pequeña probabilidad, la causa principal del fallo ha estado relacionada con la cimentación.

En las presas de hormigón los problemas de la cimentación constituyen la causa de rotura más frecuente, un 42%, repartido a partes iguales entre la erosión interna y la resistencia insuficiente al esfuerzo cortante.

En las presas de materiales sueltos, la erosión interna del cimiento supone el 12% como la causa principal desencadenante de la rotura. El sobrevertido es, sin duda, el factor principal de rotura con un 31%.

Un buen estudio de una cimentación débil debería darnos más confianza que un estudio deficiente de una buena cimentación, pues ésta puede ocultar problemas importantes.

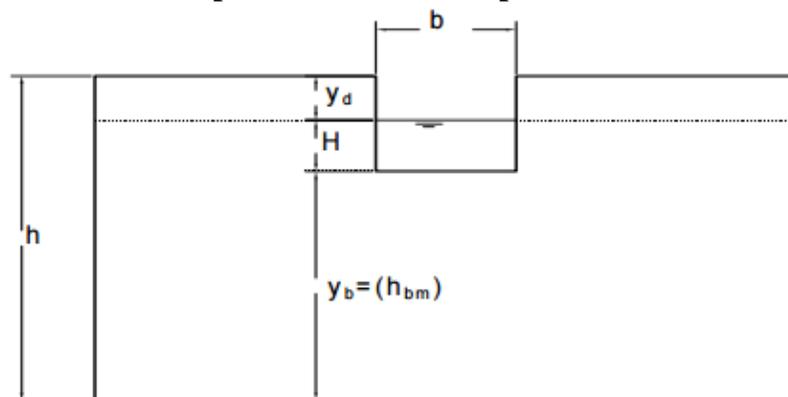
Hay técnicos que muestran su extrañeza por el contraste existente entre los esfuerzos dedicados a ensayos y estudios sofisticados para determinar las características y propiedades del hormigón y la menor atención que se presta a la investigación y estudio del terreno de cimentación. Afortunadamente hoy día no es así, debido principalmente al desarrollo de la Mecánica de suelos y de rocas.

Dado que algunas de las acciones que actúan sobre las presas y sus cimentaciones son menos críticas para unos tipos de presas que para otros, en lo que sigue se tratará por separado las de hormigón de las de materiales sueltos. Bien es cierto que muchas consideraciones son comunes para ambos.

De entre los métodos propuestos por la Guía técnica, adoptaremos la formulación derivada del método simplificado de modelación (SMPDBK) como simplificación del método completo (DAMBRK), herramienta suficiente en esta fase de trabajo, y que dota de objetividad y consistencia a apreciaciones ingenieriles previas.

El método del DAMBRK simplificado o modelo SMPDBK, se desarrolla a partir de una configuración rectangular de la brecha de rotura, definiéndose el caudal instantáneo según la ecuación para un aliviadero de pared gruesa:

**FIGURA 5.14. Geometría de la formación de brecha instantánea para cálculos simplificados del caudal pico**



Fuente: XVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA OAXACA, MÉXICO, OCTUBRE, 1998  
En donde  $b$  y  $h$  están en (m),  $A_s$  en ( $m^2$ ) y  $\tau$  en (s). El tiempo de rotura  $\tau$  está en función del tipo de presa.

La Guía Técnica (TYPESA-ECM 1996) propone para las Presas Bóveda un tiempo de formación de brecha entre 5 y 10 minutos, suponiendo que la brecha coincide con la forma de la cerrada.

Para las Presas de Gravedad y Contrafuertes propone un tiempo de formación entre 10 y 15 minutos, siendo la brecha de forma rectangular y hasta el fondo del cauce, con un ancho del que resulte mayor entre el tercio de la longitud de coronación o de tres bloques consecutivos de construcción de la presa.

De esta forma, conocida la altura de embalse  $h$ , la superficie del embalse  $A_s$  correspondiente a esa altura  $y$ , asumido el tiempo de rotura  $\tau$  en función del tipo de presa, podemos calcular de forma inmediata el ancho de brecha equivalente  $b$ , que será introducido como dato en el programa SMPDBK siempre y cuando éste ancho resulte inferior al recomendado por la Guía Técnica. El caudal obtenido con este procedimiento se debe comparar con el caudal obtenido por la aplicación del ancho de brecha propuesto por la Guía Técnica. El caudal de análisis para el estudio de clasificación de la presa será el mayor de los dos, salvando de esta forma la posible subvaloración del caudal pico de rotura  $y$ , con ello, posiblemente una incorrecta clasificación de la presa.

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de las dimensiones de la brecha y del caudal pico de rotura serán las siguientes:

$$H_{(max)} = h - y_f = \left\{ \frac{F}{\tau + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^2 \quad Q_{(max)} = c \cdot b \cdot \left\{ \frac{F}{\tau + \frac{F}{\sqrt{h}}} \right\}^3$$

Siendo:

$C = 1,7$  (coeficiente del método)

$r = 3$  (coeficiente del método)

$A_s = 233307,887 \text{ m}^2$  (Área del embalse)

$h = 49,5 \text{ m}$ . (Altura de la presa)

Los resultados serán los siguientes:

$b = 66,67 \text{ m}$ . (ancho de brecha)

$\tau = 870,28 \text{ s} = 14,50 \text{ min}$ . (tiempo de rotura calculado)

$H_{\max} = 22,10 \text{ m}$ . (altura máxima)

**$Q_p = 11776,67 \text{ m}^3/\text{s}$  (caudal pico de rotura)**

## 5.8. DEM

En principio, es importante definir que los archivos DEM, siglas que provienen del nombre en inglés Digital Elevation Model, y que en español significa algo así como modelo de elevación digital, consisten en una representación digital del terreno, es decir que es un modelo digital de la superficie representada.

Un modelo DEM puede ser representado como un mapa de bits, como así también como un "Heightmap" cuando la representación incluye la elevación de la superficie. Para la construcción de este tipo de modelo llamado DEM pueden utilizarse técnicas que incluyan sensores con tecnología remota, a partir de un esquema de una topografía real, para representar un terreno virtual.

Por lo general, los archivos del tipo DEM suelen ser utilizados dentro de los sistemas que contienen información geográfica, para producir digitalmente un mapa con los relieves que presenta el terreno.

La característica más destacable de este tipo de archivos reside precisamente en la calidad que ofrecen, ya que puede obtenerse una medida exacta de las diferentes superficies en cada pixel.

Por ello, un archivo DEM permite visualizar la rugosidad del terreno y densidad de muestreo, a través de una serie de métodos tales como el tamaño exacto de los píxeles y su resolución, utilización de algoritmos de interpolación, inclusión de la resolución vertical, e implementación de algoritmos que permite el análisis del terreno a representar.

Debido a sus características, los archivos DEM suelen ser utilizados para la extracción de parámetros del terreno, modelos digitales de los flujos de agua o del movimiento de masas, creación de mapas en relieve, renderizado de visualizaciones 3D, planificación de vuelo 3D, creación de modelos físicos, rectificación o correcciones de fotografías aéreas o imágenes de satélite, realización de análisis de la geomorfología y la geografía física, dentro de los Sistemas de Información Geográfica, diseño de modelos de ingeniería e infraestructura, sistemas de posicionamiento global (GPS), análisis de diversas superficies, y dentro de los Sistemas de Transporte Inteligentes (ITS), entre otros.

Debido a sus importantes prestaciones, en la actualidad la mayoría de las agencias nacionales de cartografía de todo el mundo suelen generar sus propios DEM, los cuales son luego comercializados dentro del ámbito de los sectores públicos y las grandes corporaciones.

Para el presente estudio se utilizó un archivo DEM para el trabajo topográfico y geométrico, el cual es el modelo ASTGTM\_S22W065 para la ubicación del proyecto.

## **5.9. Modelación HEC-RAS**

### **5.9.1. Modelo HEC-RAS**

La modelación numérica del flujo de lámina libre es una herramienta cada vez más utilizada y con un creciente abanico de posibles aplicaciones. HEC-RAS es un modelo numérico en continuo desarrollo de aplicación en el ámbito de la ingeniería hidráulica y fluvial, con una gran aceptación por parte de la Administración Pública.

Mediante la aplicación del modelo a casos reales se presentarán las bases teóricas esenciales (conceptos de régimen lento, régimen rápido, resalto, etc.) el funcionamiento general del programa (crear un proyecto, creación de geometrías, gestión de planes, etc.) los aspectos clave a considerar en su ejecución (establecimiento de las condiciones de contorno, espaciamiento entre secciones, rugosidad, etc.) y se trabajará también con elementos singulares (puentes, creación de encauzamientos, culverts, etc.)

El programa dispone de las ecuaciones y conceptos básicos de la hidráulica en lámina libre planteados en base a los conceptos necesarios para entender el régimen fluvial. Son claves los conceptos de régimen lento, rápido, resalto, así como la descripción del algoritmo de cálculo del método paso a paso que plantea el programa.

El programa HEC-RAS dispone la capacidad de desarrollar un proyecto desde su inicio: aspectos como la introducción de la geometría, condiciones de contorno, ejecución y visualización de los resultados se describen detalladamente.

El programa permite discutir los principales aspectos que permiten asegurar la validez o no de una simulación. Se discuten cuestiones como el espaciamiento entre secciones, análisis de las condiciones de contorno o división de la sección en canal principal y llanuras de inundación. También se discuten temas de contenido menos hidráulico y más numérico como el análisis de los avisos (“warnings”) de cálculo y posibles problemas de convergencia que pueden aparecer en el cálculo. Así mismo se discuten la simulación de puentes, “culverts”, diseño de encauzamientos y confluencias, como ejemplo de aplicación de elementos singulares en HEC-RAS.

Por otra parte el programa dispone una aplicación (HEC-RAS) para el uso de herramientas SIG (tipo Arcview o ArcGIS). Éstas son de una gran utilidad por la gran versatilidad que ofrecen tanto en la estimación de la geometría de cálculo como en la visualización final de resultados (por ejemplo: obtención de manchas de inundación asociadas a distintos periodos de retorno).

A parte de las características mencionadas el programa permite obtener el cálculo en régimen variable y a flujos bidimensionales, útiles en estudios de detalle del movimiento del agua alrededor de ciertas estructuras singulares o del flujo en grandes llanuras de inundación.

Se adjunta un manual de este modelo para su mejor entendimiento.

### **5.9.2. Modelación sin presa**

Se realizó la simulación con el programa HEC-RAS para un escenario sin haber construido la estructura de la presa, en una avenida. Se adjuntara las secciones en los tramos de río para cada periodo de retorno.

Los resultados fueron los siguientes:

**T = 5 años**

**FIGURA 5.15. Llanura de inundación para T = 5 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 10 años**

**FIGURA 5.16. Llanura de inundación para T = 10 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 25 años**

**FIGURA 5.17. Llanura de inundación para T = 25 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 50 años**

**FIGURA 5.18. Llanura de inundación para T = 50 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 100 años**

**FIGURA 5.19. Llanura de inundación para T = 100 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 500 años**

**FIGURA 5.20. Llanura de inundación para T = 500 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 1000 años**

**FIGURA 5.21. Llanura de inundación para  $T = 1000$  años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 2000 años**

**FIGURA 5.22. Llanura de inundación para T = 2000 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 10000 años**

**FIGURA 5.23. Llanura de inundación para T = 10000 años.**



Fuente: Elaboración propia

### **5.9.3 Modelación con presa, sin rotura**

Para este escenario se toma en cuenta en condiciones de avenida, que la presa existe y está funcionando perfectamente el aliviadero.

Se adjuntara las secciones en los tramos de rio para cada periodo de retorno.

**T = 5 años**

**FIGURA 5.24. Llanura de inundación para T = 5 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 10 años**

**FIGURA 5.25. Llanura de inundación para T = 10 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 25 años**

**FIGURA 5.26. Llanura de inundación para T = 25 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 50 años**

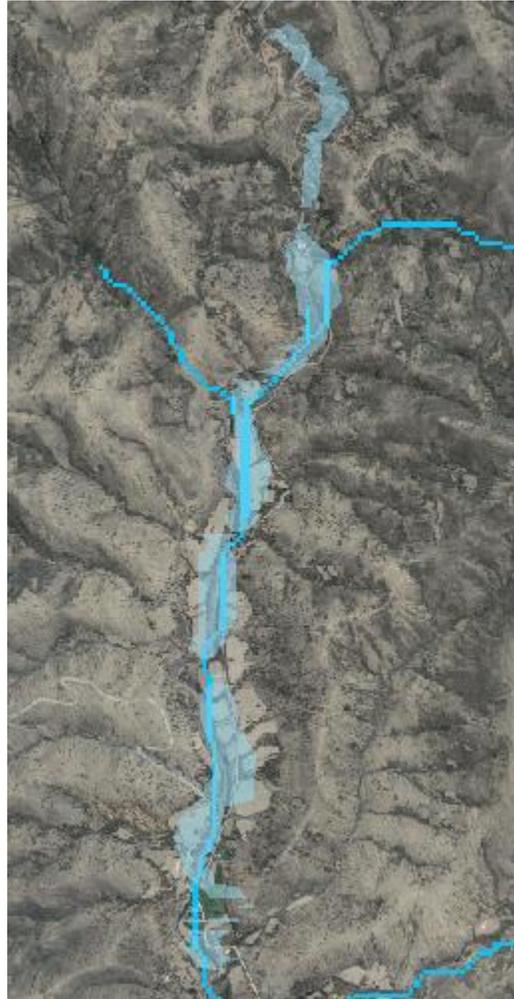
**FIGURA 5.27. Llanura de inundación para T = 50 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 100 años**

**FIGURA 5.28. Llanura de inundación para T = 100 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 500 años**

**FIGURA 5.29. Llanura de inundación para T = 500 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 1000 años**

**FIGURA 5.30. Llanura de inundación para T = 1000 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 2000 años**

**FIGURA 5.31. Llanura de inundación para T = 2000 años.**



Fuente: Elaboración propia

**T = 10000 años**

**FIGURA 5.32. Llanura de inundación para T = 10000 años.**



Fuente: Elaboración propia

#### **5.9.4. Modelación con rotura**

La llanura de inundación para el instante después de 1 min de la rotura, es decir, en su momento más crítico.

**FIGURA 5.33. Llanura de inundación para rotura de presa.**



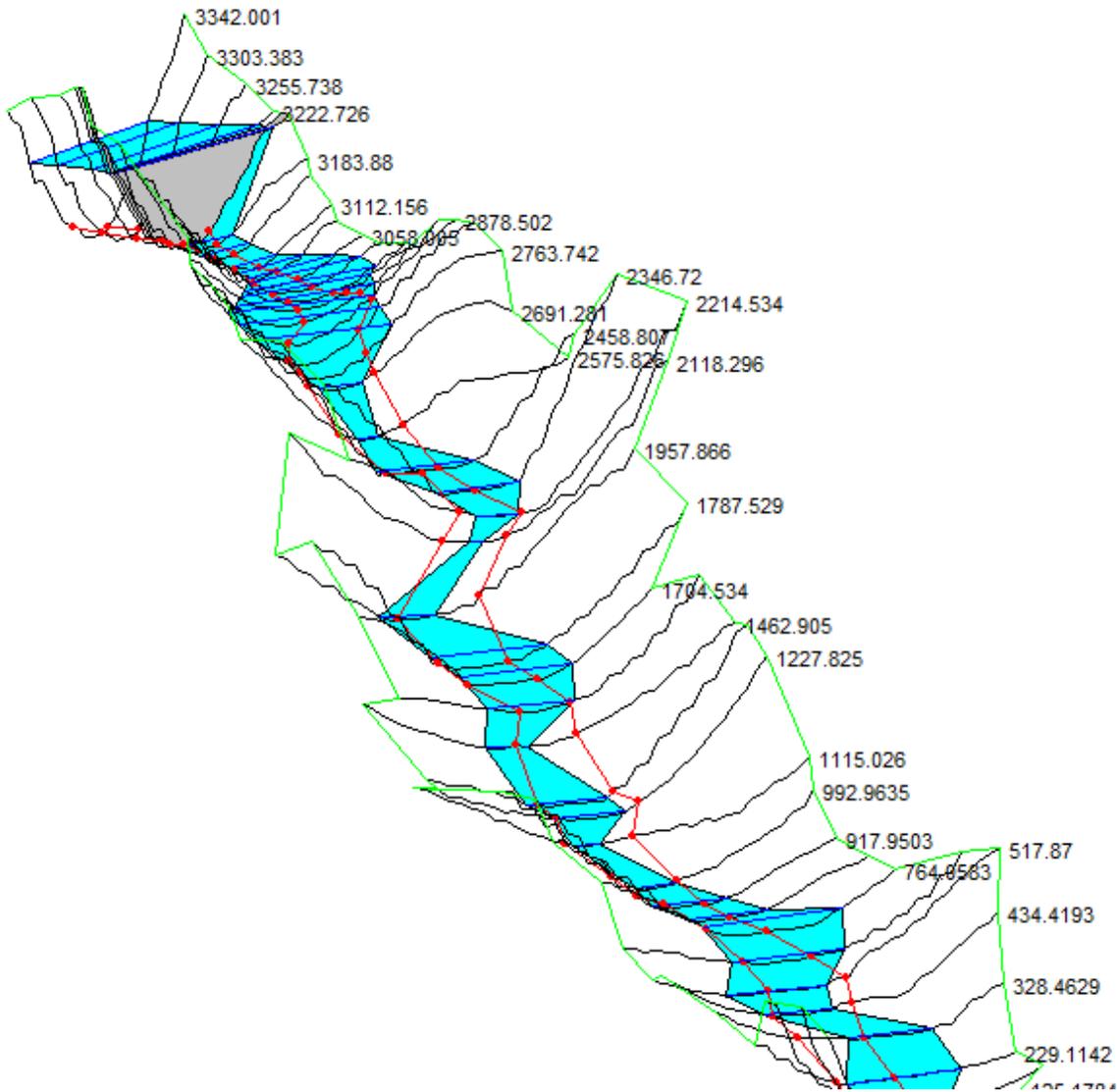
Fuente: Elaboración propia

### **5.10. Análisis de resultados**

Según la norma española debido a la categoría de la presa en base a su potencial riesgo realizamos el análisis para dos periodos de retorno 1.000 años y 10.000 años.

En base a los resultados obtenidos en la modelación podemos observar las siguientes zonas críticas para su estudio.

**FIGURA 5.34. Vista elevada del cauce en la modelación.**



Fuente: Elaboración propia.

### 5.10.1. Zonas críticas

**TABLA 5.11. Características 1ra zona crítica**

Característica	Valores	Unidades	Escenario
Progresiva	2+816,88	m	1ro T=1000años
Longitud desde la presa	405,12	m	
Profundidad máxima del canal	1,55	m	
Ancho de superficie de agua	56,52	m	

Área	70,20	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,77	m	1ro T=10000años
Ancho de superficie de agua	58,87	m	
Área	82,90	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,40	m	2do T=1000años
Ancho de superficie de agua	54,89	m	
Área	61,72	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,59	m	2do T=10000años
Ancho de superficie de agua	56,99	m	
Área	72,70	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	16,35	m	3ro
Ancho de superficie de agua	195,09	m	
Área	2.120,72	m <sup>2</sup>	

Fuente: Elaboración propia

La primera zona crítica se encuentra en el punto donde la superficie de agua se eleva a su máximo valor en el escenario de rotura siendo 16,35m. A pocos metros del cuerpo de la presa, se encuentra entre dos montañas la razón por la cual se eleva el tirante hidráulico.

**TABLA 5.12. Características 2da zona crítica**

Característica	Valores	Unidades	Escenario
Progresiva	2+691,28	m	
Longitud desde la presa	530,72	m	
Profundidad máxima del canal	1,88	m	1ro T=1000años
Ancho de superficie de agua	61,77	m	
Área	72,75	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	2,07	m	1ro T=10000años
Ancho de superficie de agua	64,43	m	
Área	84,59	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,73	m	2do T=1000años
Ancho de superficie de agua	59,63	m	
Área	63,60	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,92	m	2do T=10000años
Ancho de superficie de agua	62,36	m	
Área	75,35	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,77	m	3ro
Ancho de superficie de agua	60,16	m	

Área	65,84	m <sup>2</sup>	
------	-------	----------------	--

Fuente: Elaboración propia

En la 2da zona crítica se encuentra la unidad educativa mencionada con anterioridad. En los tres escenarios se puede observar que se vería afectada por inundación, variando las magnitudes de acuerdo a cada uno de éstos.

**TABLA 5.13. Características 3ra zona crítica**

Característica	Valores	Unidades	Escenario
Progresiva	0+632,81	m	
Longitud desde la presa	2.893,54	m	
Profundidad máxima del canal	1,40	m	1ro T=1000años
Ancho de superficie de agua	135,51	m	
Área	134,67	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,54	m	1ro T=10000años
Ancho de superficie de agua	151,67	m	
Área	155,16	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,30	m	2do T=1000años
Ancho de superficie de agua	133,72	m	
Área	120,84	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,43	m	2do T=10000años
Ancho de superficie de agua	137,18	m	
Área	138,78	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,67	m	3ro
Ancho de superficie de agua	153,96	m	
Área	175,22	m <sup>2</sup>	

Fuente: Elaboración propia

La 3ra zona crítica se encuentra en el inicio de la zona poblada, teniendo viviendas en su paso. Estarían afectadas estas zonas por una altura de inundación debido a su proximidad al cauce. Teniendo zonas cultivadas afectadas.

**TABLA 5.14. Características 4ta zona crítica**

Característica	Valores	Unidades	Escenario
Progresiva	0+328,46	m	
Longitud desde la presa	2.893,54	m	
Profundidad máxima del canal	0,88	m	1ro T=1000años
Ancho de superficie de agua	125,21	m	
Área	91,38	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	1,01	m	1ro T=10000años
Ancho de superficie de agua	133,64	m	
Área	107,09	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	0,79	m	2do T=1000años
Ancho de superficie de agua	121,71	m	
Área	80,41	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	0,91	m	2do T=10000años
Ancho de superficie de agua	127,00	m	
Área	94,62	m <sup>2</sup>	
Profundidad máxima del canal	0,50	m	3ro
Ancho de superficie de agua	113,47	m	
Área	46,06	m <sup>2</sup>	

Fuente: Elaboración propia

En esta última zona crítica se tiene un pequeño puente que cruza el cauce, pero en este caso no se vería desbordado. Desconocemos la edad y calidad de esta estructura, por lo que no podemos predecir si colapsaría.

En base a todos los resultados vistos se puede corroborar que viviendas encontradas a la orilla de la corriente se verían afectadas por inundación.

Las situaciones sin presa y con presa no varían demasiado en caso de una avenida, ya que es un terreno bastante angosto en algunos niveles, y el tamaño del vertedero de la presa es ancho que ocasionarían la subida del tirante de agua.

### 5.10.2. Sin presa

En caso de una crecida en el río con periodo de retorno de 10000 años, tendría una velocidad máxima de 3,69 m/s. Con un ancho de río máximo de 183,77 m. en los lugares de inundación, y una profundidad máxima de 3,49 m.

### **5.10.3. Funcionando el vertedero**

Tenemos también una estimación para un periodo de retorno de 10.000 años, en los que la velocidad máxima estaría en 3,63 m/s. No hay mucha diferencia con el anterior escenario en los demás valores tampoco, como ya antes dijimos.

La profundidad máxima está en 3,28 m en algún punto del cauce y el ancho del río en su sección máxima será de 181,57 m.

### **5.10.4. Rotura de presa**

Para la rotura tenemos un caudal inicial de aproximadamente  $11776,67 \text{ m}^3/\text{s}$ , ya que tendría una carga de agua importante. Con una velocidad máxima de 7,56 m/s. Esta primera ola arrasaría con todo lo que tenga a su paso.

Llegando a 16,35 m de profundidad en su punto máximo, ya que el terreno cuenta con lugares en los que se encañona. Por esta misma razón el ancho de río no estaría demasiado alejado de los valores de los otros escenarios con 195,02 m.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

Luego de realizado el análisis de funcionalidad y la clasificación de la presa Carachimayo en función de su riesgo potencial de rotura se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- ✓ Se puede concluir que no debería existir un potencial peligro de falla o rotura por mal funcionamiento de alguno de sus componentes, ya que la presa es nueva.
- ✓ La presa fue clasificada en categoría A, es decir, la presa Carachimayo corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
- ✓ Se identificó las áreas de inundación con la ayuda del modelo HEC-RAS para el tramo Presa Carachimayo – Carachimayo Norte.
- ✓ El modelo hidráulico HEC-RAS funciono de manera correcta para la zona de estudio, brindando resultados satisfactorios a la investigación.
- ✓ Las alturas de inundación generadas para la zona de la comunidad de Carachimayo Norte tendrían daños de carácter material y humano, ya que la población se encuentra a orillas del río.
- ✓ La unidad educativa encontrada a pocos metros de la presa se encuentra en peligro, ya que todos los estudios realizados en el presente trabajo muestran una clara inundación de la

misma. Esto pone en peligro tanto a estudiantes como profesores que utilizan esta infraestructura.

- ✓ Las características del cauce del río Carachimayo crean un efecto Parshall en sus primeros metros del tramo por la disminución del ancho, elevando así el tirante hidráulico. Por esta razón las viviendas encontradas cerca se encuentran en peligro.
  
- ✓ La información meteorológica para la zona es bastante escasa, no se encontraron datos de aforo de caudales para el río. Se trabajó con datos de precipitación de estaciones pluviométricas cercanas

## **Recomendaciones**

Se realizan las siguientes recomendaciones:

- ✓ Implementar estaciones para medición de caudales en sectores remotos como este, para así poder facilitar el desarrollo de posibles proyectos futuros.
  
- ✓ Gestionar la evacuación de las viviendas y/o edificaciones cerca del río Carachimayo en este tramo, para así evitar posibles catástrofes debido a la nueva estructura que se construirá.