

## **CAPÍTULO I.- GENERALIDADES**

### **1.1. Título del proyecto**

“ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CRECIDA DE DISEÑO Y VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DEL VERTEDERO DE LA PRESA CALDERAS”

### **1.2. Ubicación geográfica del proyecto**

El Municipio de Tarija es la capital de la provincia de Cercado. Se encuentra a orillas del Río Guadalquivir y está ubicado en el valle central del departamento de Tarija. Limita al norte y oeste con la provincia Méndez, al este con la Provincia de Burdet O'Connor y al sur con las provincias de Avilés y Aniceto Arce. El área donde se realizará el proyecto es en la Localidad de Yesera Sur de la Provincia Cercado, que forma parte de la Primera Sección de la Provincia Cercado.

#### **1.2.1. Información general de la zona beneficiaria**

La Presa Calderas, fue terminada de construir el año 2011. Es el tipo de presa de escollera compactado con pantalla de hormigón (PEPH o CFRD), que empezó a funcionar el año 2013 con el fin de constituir un manejo sostenible de los Recursos Naturales Renovables dentro del área de riego de la Presa Calderas, en las comunidades de Caldera Chica, Yesera Sur, Gamoneda, Santa Ana y Barbecho.

Hasta el momento únicamente se cuenta con los dos canales principales de conducción para el sistema de riego, sin haberse construido todavía la red de distribución de canales. Y a su vez, la Presa de Calderas no tiene mediciones realizadas después de la construcción de la presa, ni se ha realizado los controles a la misma según lo propuesto en el proyecto de la construcción de la presa misma debido a la falta de presupuesto.

#### **1.2.2. Límites territoriales**

Los límites de la zona de proyecto son los siguientes:

- Al norte, Yesera Centro;
- Al sur, Santa Ana Grande;

- Al este, el cantón Junacas;
- Al oeste, el canton San Mateo.

### **1.3. Problemática actual**

#### **1.3.1. Planteamiento del problema**

Uno de los fenómenos hidrológicos que requiere un estudio adecuado es la estimación más precisa 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, que ha requerido considerables esfuerzos económicos estatales y privados, para su construcción.

Las pocas estaciones en la zona del proyecto y consecuentemente, la baja disponibilidad de datos, y la calidad de los mismos no alcanzan a ser representativos y por lo tanto generan mucha incertidumbre a la hora de realizar el análisis, pudiendo obtener resultados diferentes a la realidad climatológica de la cuenca y del año hidrológico o evento extremo.

Sin dejar de lado, que no se cuenta con una normativa sobre los criterios de diseño y construcción de presas en nuestro país, por lo cual, es necesario realizar e implementar la actualización hidrológica nuestras obras hidráulicas, ya que son una herramienta aceptable y en muchos casos la única solución, para reducir dicha incertidumbre generada por la escasez de datos y el cambio climático que nos afecta, y así reducir el riesgo de una posible falla de alguna obra, realizando pruebas de la adecuación, y verificación de las metodologías empleadas para el diseño de las obras hidráulicas, en este caso de la Presa de Calderas y específicamente del vertedero de la misma.

La presa de Calderas es una presa de enrocado con pantalla de H°A°, de 33 m de altura y parapeto de un metro de alto, con coronamiento de 4,5 m de ancho y 205 m de longitud. El talud aguas arriba es de 1: 1.8 y aguas abajo 1: 1.6 (V:H). El paramento aguas arriba se encuentra revestido con una losa de H°A° de 0.25 m de espesor. El vertedero es lateral de 10 m de longitud, localizado en la margen izquierda.

Por lo cual decidimos aplicar el criterio de la crecida máxima extrema para así poder conocer el comportamiento de la cuenca y observar si el vertedero de la presa puede soportar una avenida máxima sin poner en riesgo la seguridad de la misma.

#### **1.4.Objetivos del proyecto**

##### **1.4.1. Objetivo general**

Elaborar la actualización hidrológica para verificar la crecida de diseño para el vertedero de excedencias de la presa de calderas aplicando el criterio de la crecida máxima extrema para verificar la seguridad de la presa.

##### **1.4.2. Objetivos específicos**

- Clasificar la presa Calderas en función del riesgo potencial de rotura, para actualizar la crecida de diseño.
- Analizar las características climáticas con datos actualizados de nuestro medio y tomar las consideraciones necesarias en el diseño de obras hidráulicas.
- Implementar el criterio de la crecida máxima extrema para garantizar mayor seguridad de las obras hidráulicas.
- Generar caudales máximos con datos pluviométricos y características de la cuenca actualizados.
- Verificar el funcionamiento hidráulico del vertedero de excedencias, mediante normativas y criterios de diseño para vertederos en presas en otros países.

#### **1.5.Justificación del proyecto**

##### **1.5.1. Justificación académica**

La investigación propuesta se empleará y profundizará conocimientos de manejo de datos hidrológicos, cálculos de precipitación y caudales máximos aplicados a una presa, los cuales pueden ser comparados con otras metodologías de cálculo.

##### **1.5.2. Justificación técnica**

Las metodologías hidrológicas 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 una metodología hidrológica que se adecue a la realidad de la cuenca en estudio. Estimar 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 criterio usado en el extranjero a la cuenca del río Calderas 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, mediante una actualización hidrológica de la crecida de diseño aplicando el criterio de la crecida máxima extrema, analizar el funcionamiento del vertedero de la presa de Calderas, para poder evitar desastres futuros.

### **1.5.3. Justificación social**

De la mano del avance del conocimiento, el proyecto y construcción de estas grandes obras ha evolucionado hacia estructuras de retención cada vez más altas, que han dado lugar a su vez a embalses más voluminosos. Los embalses generan, sin lugar a dudas, un factor de riesgo para vidas humanas e importantes daños a la infraestructura productiva y vial, de quienes habitan aguas abajo en dicha cuenca, bienes que han requerido de considerables esfuerzos económicos estatales y privados, para su construcción.

Por lo tanto es de interés de todos los habitantes aguas debajo de la presa contar con la seguridad del funcionamiento de la presa ante eventos de crecidas máximas para evitar pérdidas humanas y económicas.

### **1.5.4. Justificación institucional**

Este trabajo se pretende llegar a ser una contribución a la investigación con respecto a la aplicación de metodologías extranjeras, al momento de realizar futuros diseños de presas, y ser el inicio de una propuesta para generar futuras normativas en el tema de presas, ya que carecemos de las mismas.

La Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, siendo fiel a su visión de ser “Una institución pública y autonómica, reconocida por su contribución al desarrollo sostenible del país que interactúa con sectores socio-productivos e instituciones educativas de la región y el exterior, despliega una elevada calidad académica en la formación competente e integral de la persona para su inserción exitosa a la actividad productiva y al mercado profesional.

### **1.6. Alcance**

- Obtención de datos de Precipitaciones del SENAMHI de las estaciones cercanas.
- Análisis de consistencia de los datos de las estaciones necesarias.
- Descripción y análisis de las metodologías y criterios utilizados para el diseño y construcción del vertedero de la presa Calderas.
- Actualización de datos de lluvia y características de la cuenca.
- Estimación de caudales máximos con los datos de precipitaciones actualizados de las estaciones influyentes de la cuenca en estudio para distintos periodos de retorno.
- Cálculo del tránsito de avenidas.
- Verificar con el funcionamiento hidráulico del vertedero de excedencias de la presa Calderas.
- Clasificación de la presa en función de su riesgo potencial de rotura.
- Implementar el criterio de crecida máxima extrema para la verificación del funcionamiento hidráulico del vertedero de excedencias.

## **CAPÍTULO II – DIAGNÓSTICO DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS ACTUAL DE LA PRESA CALDERAS.**

## **2.1.Datos generales del embalse**

### **2.1.1. Antecedentes**

El tipo de presa de escollera compactado con pantalla de hormigón (PEPH o CFRD) ha dejado de ser una “nueva tendencia” a partir de los años 70 del siglo pasado para constituirse en una alternativa adecuada técnica y económicamente con respecto a las presas de escolleras con núcleo, así como también, a las presas de hormigón.

En nuestro medio, desde hace unos años por contar con recursos económicos provenientes de los hidrocarburos, nuestro departamento ha iniciado la construcción de obras de gran envergadura, este es el caso de obras de almacenamiento de aguas como son las represas.

La construcción primeramente de la Presa Huacata marcó de manera pionera en nuestro departamento la utilización de presas de enrocado con pantalla de hormigón, este tipo de presas presenta grandes ventajas y mayor adecuación a las características tanto de fundación como así de disponibilidad de materiales de la zona.

Seguidamente a la iniciación de la construcción de la presa de Huacata se comenzaron las obras en la Provincia Cercado de una presa del mismo tipo, ubicada sobre el río Calderas.

En la Localidad de Yesera Sur se encuentra ubicada la Presa de Calderas, la cual fue terminada de construir el año 2011. Es el tipo de presa de escollera compactado con pantalla de hormigón (PEPH o CFRD), que empezó a funcionar el año 2013 con el fin de constituir un manejo sostenible de los recursos naturales renovables dentro del área de riego de la Presa Calderas, en las comunidades de Caldera Chica, Yesera Sur, Gamoneda, Santa Ana y Barbecho.

Hasta el momento únicamente se cuenta con los dos canales principales de conducción para el sistema de riego, sin haberse construido todavía la red de distribución de canales. Y a su vez, la Presa de Calderas no tiene mediciones realizadas después de la construcción de la presa, ni se ha realizado los controles a la misma según lo propuesto en el proyecto de la construcción de la presa misma debido a la falta de presupuesto y personal técnico.

Luego de concluido el periodo de construcción de estas obras, se convierte en una preocupación que todavía no está resuelta, la entidad encargada de la administración, operación, el mantenimiento, y el monitoreo de estas obras. En cumplimiento a Ley del Riego 2878 deberían ser las comunidades beneficiarias con el proyecto organizadas en torno al uso del agua encargarse de este trabajo.

Además se evidencia que durante el periodo de construcción no se ejecutó ningún tipo de mediciones, ni se realizó el monitoreo del comportamiento del cuerpo de la presa, esto debido a que no se cuenta con un presupuesto para este tipo de actividades.

Lamentablemente este monitoreo no se realizó en la presa de Huacata, presa Calderas ni en ninguna de las presas construidas en nuestro departamento. Tampoco existe una entidad u organismo que se responsabilice de la auscultación de la presa durante su operación. Por lo tanto se pierde cada día valiosa información que nos permitiría conocer el real comportamiento de este tipo de estructuras.

Ésta es la única forma en que podemos validar las metodologías, criterios y experiencias que se realizaron en la etapa de diseño y construcción de las presas.

### **2.1.2. Ubicación**

El Municipio de Tarija es la capital de la provincia de Cercado. Se encuentra a orillas del Río Guadalquivir y está ubicado en el valle central del departamento de Tarija. Limita al norte y oeste con la provincia Méndez, al este con la Provincia de Burdet O'Connor y al sur con las provincias de Avilés y Aniceto Arce. El área donde se realizará el proyecto es en la Localidad de Yesera Sur de la Provincia Cercado, que forma parte de la Primera Sección de la Provincia Cercado.



**Mapa 2.1. Ubicacion de la zona del proyecto**

Las coordenadas del cierre de la presa Calderas son las siguientes:



**Figura 2.1. Imagen satelital de la presa calderas**

Latitud: 21°26'56.60"S  
 Longitud: 64°34'42.43"O



### 2.1.3. Cuerpo de la presa

La presa es de enrocado con pantalla de H°A°, de 33 m de altura y parapeto de un metro de alto, con coronamiento de 4,5 m de ancho y 205 m de longitud. El talud aguas arriba es de 1: 1.8 y aguas abajo 1: 1.6 (V:H). El paramento aguas arriba se encuentra revestido con una losa de H°A° de 0.25 m de espesor.

El vertedero es lateral de 10 m de longitud, localizado en la margen izquierda. El desagüe de fondo está compuesto por 2 tuberías de PRFV de 600 mm de diámetro y se tienen 2 tomas, una en la margen derecha con 2 tuberías de DN 300 mm y otra en la margen izquierda, con dos tuberías de DN 200 mm.

La presa cuenta con un canal de trasvase proveniente del río Yesera, debido a las características la obra de derivación en el río Yesera, esta compuesta por un azud con vertedero sin control de entrada y una toma de piso tipo tirolesa, se determinaron previamente los parámetros hidráulicos que rigen el flujo natural del río Yesera, puesto que la obra mencionada no almacena agua, sino que simplemente la dejará pasar y se deberán aprovechar los tirantes disponibles por encima del nivel de la toma de piso para realizar el trasvase de aguas hacia el embalse Calderas.

Los datos obtenidos del levantamiento topográfico del sector, realizados en una longitud aproximada de 500 m, permitieron determinar los siguientes parámetros hidráulicos para el estudio de tránsito de avenidas en las condiciones naturales del río.

- Caudal de avenida para  $T = 50$  años  $Q_{50} = 370,17 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Coeficiente de rugosidad de Manning = 0,030 (lecho natural pedregoso).
- Pendiente media del cauce  $i = 1.6\%$  (determinada sobre la base del levantamiento topográfico del sector).

El azud derivador en el río Yesera, es una pequeña presa de hormigón ciclópeo. La estructura tiene una altura de 4,80 m desde la cresta del vertedero hasta el fondo del talón de aguas arriba. La cresta tiene una longitud de 50,00 m en cota 2.132,00 m snm y un ancho de 19,77 m. La toma de piso tipo tiroles se instalará en el extremo de la margen derecha del azud y

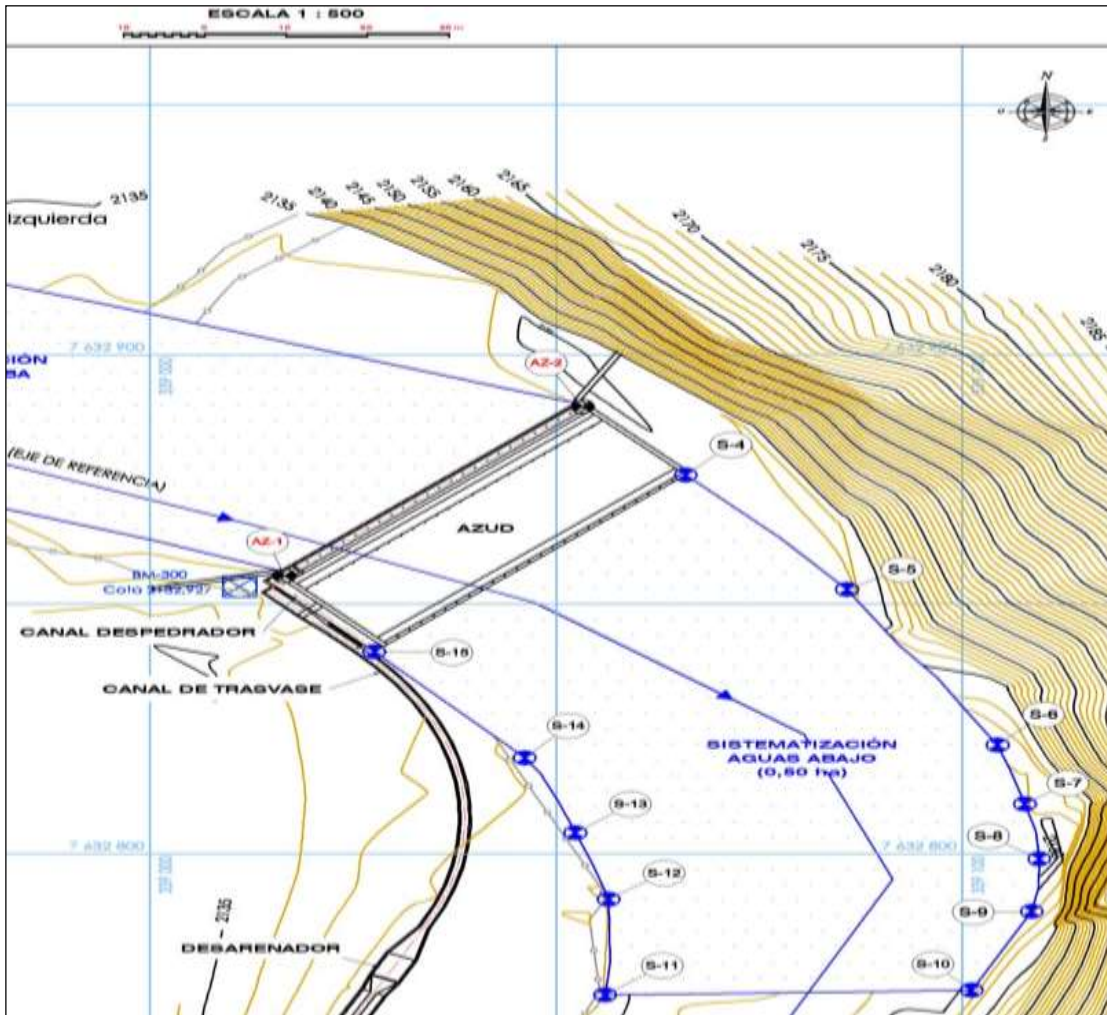
sobresaldrá del perfil hidráulico tipo WES del azud, como una pequeña torre de 1,50 x 1,50 m, fue diseñado para derivar un caudal mínimo de 0,86 m<sup>3</sup>/s.

En el interior de la obra, la caída de agua siguiendo el perfil WES es de 3,50 m hasta la losa del cuenco amortiguador.

Como el azud se constituye en un obstáculo en el cauce del río, el mismo tiene la mínima altura posible para evitar una elevación perjudicial de la lámina de agua en el sector de la toma, tanto por razones sociales (afectaciones a las propiedades agrícolas colindantes con la toma), como técnicas (evitar el flotamiento del azud y que las obras de derivación queden sumergidas durante el paso de la avenida de diseño).

Los resultados del análisis para el azud a la cota indicada anteriormente, muestran que la lámina de agua se elevará a la cota 2.134,05 m snm, que se considera razonable para las obras hidráulicas complementarias del azud, para tener la cabecera del canal de trasvase a una cota aceptable respecto de la topografía circundante, y para minimizar los daños que causará la lámina de agua por efecto de inundación de terrenos aguas arriba de la obra.

Debido a la gran pendiente del río Yesera, concluyeron que el efecto de la lámina de inundación y el remanso provocado por el azud, se limitará a una longitud menor a 100 m aguas arriba de la obra.



**Figura 2.2. Obra de toma río Yesera.**

El cuenco amortiguador horizontal tiene una longitud de 19,77 m y un ancho de 50,00 m. La cota de la solera del cuenco amortiguador es de 2.129,50. Esto determina un ahogamiento de la lámina de agua con la crecida de diseño, sin que se determine un perjuicio a la eficiencia del vertedero. El espesor de la losa del cuenco amortiguador es de 1,00 m, que también participa con su peso para neutralizar los empujes verticales de la subpresión.

El canal de trasvase tiene una longitud de 8,623 km con pendientes variables, cuenta con 7 sifones invertidos destinados para salvar con los distintos accidentes topográficos (quebradas) y poder dar continuidad al trasvase, cada tramo, antes de entrar en el sifón tiene un vertedero lateral limitador de caudales, un desarenador y una cámara de ingreso a la

tubería. En la margen opuesta, al finalizar el sifón invertido, se tiene otra cámara de recepción e inicio del tramo subsiguiente del canal. Fueron diseñados para un caudal mínimo de 0,86 m<sup>3</sup>/s, En el siguiente cuadro se muestra las características principales de los tramos del trasvase.

**Cuadro 2.1. Características de los tramos del trasvase.**

Progresivas		Q (m <sup>3</sup> /s)	b (m)	y (m)	J (%)	v (m/s)	Q <sub>DISEÑO</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Bordo libre (m)	h (m)
De	Hasta								
0+000	1+560,523	0,860	<b>0,80</b>	0,75	0,12%	1,44	0,865	0,30	<b>1,05</b>
1+560,523	1+796,608	SIFÓN TR-1							
1+796,608	3+078,748	0,860	<b>0,80</b>	0,80	0,10%	1,36	0,870	0,30	<b>1,10</b>
3+078,748	3+204,367	SIFÓN TR-2							
3+204,367	3+811,922	0,860	<b>1,00</b>	0,47	0,30%	1,86	0,867	0,28	<b>0,75</b>
3+811,922	4+154,631	SIFÓN TR-3							
4+154,631	4+698,580	0,860	<b>1,00</b>	0,47	0,30%	1,86	0,867	0,28	<b>0,75</b>
4+698,580	4+836,045	SIFÓN TR-4							
4+836,045	5+132,555	0,860	<b>1,50</b>	0,26	0,70%	2,24	0,872	0,29	<b>0,55</b>
5+132,555	5+269,461	SIFÓN TR-5							
5+269,461	5+858,516	0,860	<b>1,50</b>	0,26	0,70%	2,24	0,872	0,29	<b>0,55</b>
5+858,516	6+806,181	0,860	<b>1,20</b>	0,37	0,40%	1,97	0,877	0,28	<b>0,65</b>
6+806,181	7+202,967	SIFÓN TR-6							
7+202,967	7+320,545	0,860	<b>1,50</b>	0,26	0,70%	2,24	0,872	0,29	<b>0,55</b>
7+320,545	7+479,255	SIFÓN TR-7							
7+479,255	8+623,645	0,860	<b>1,20</b>	0,34	0,51%	2,13	0,871	0,31	<b>0,65</b>

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

La definición de los materiales para la construcción del cuerpo de la presa se basa esencialmente sobre la experiencia internacional en este tipo de presas y en la aplicación de medidas específicas de construcción, con el fin de limitar las deformaciones del cuerpo de la presa.

Éste está construido con un escollerado de tamaño máximo limitado, aplicando técnicas de compactación adecuadas para conseguir la mayor densidad del mismo, antes que soporte los esfuerzos debidos al llenado del embalse. Por otra parte, el ángulo de fricción interna del escollerado no se ve perjudicado por el tamaño limitado de sus granos más gruesos (máximo 305 mm.), ya que la compactación a aplicar logrará que sus valores puedan superar los 45°, valor muy superior al que se lograría con un escollerado con grandes bloques, simplemente vertido y acomodado.

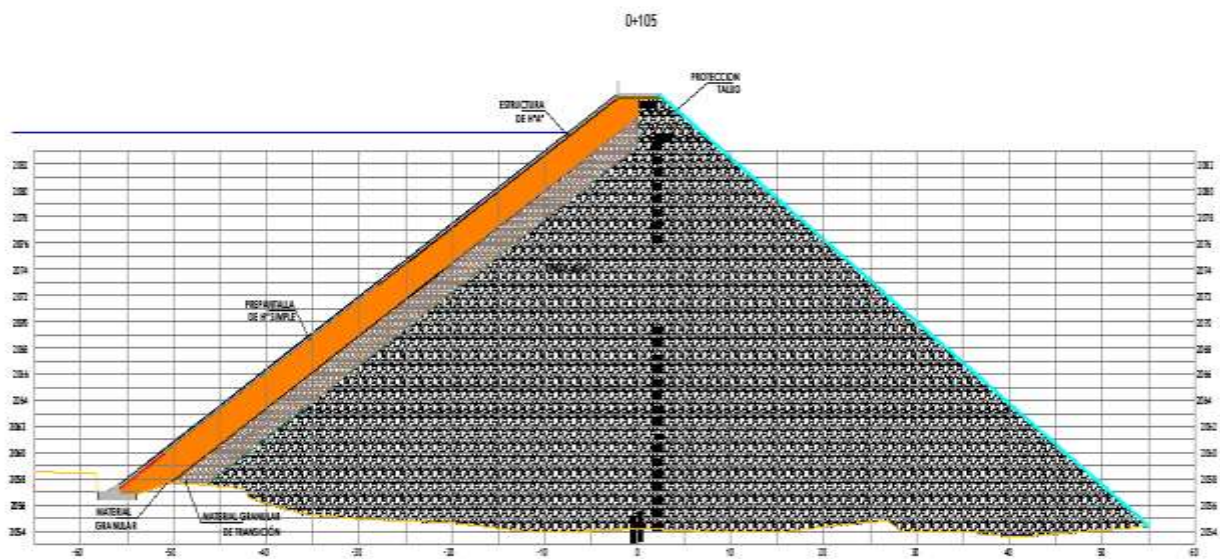
El material de apoyo de la pantalla de impermeabilización de hormigón armado a construir sobre la cara aguas arriba de la presa estará constituido por dos capas:

- Una capa superior, de ancho 5,00 m en proyección horizontal, constituida por material con granulometría de alto coeficiente de uniformidad (de 40 a 50) y de granos de tamaño máximo 75 mm, que garantizarán una masa fácil de colocar, talud estable después del compactado y menores sobre espesores de hormigón gracias a su uniformidad superficial. Por otra parte, la baja permeabilidad esperada para esta capa (de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  cm/s representó ventajas tanto para la etapa de construcción (utilización de la presa como ataguía provisional antes de construir la pantalla de hormigón) como de operación (actúa como una zona semimpermeable que limitará posibles fugas inclusive en casos extremos de agrietamiento de la pantalla causadas por un sismo, y permitirá eventuales reparaciones sin necesidad de bajar el nivel del embalse) .
- Una capa subyacente a la primera, constituida por material granular de pequeño tamaño (tamaño máximo 200 mm y mínimo 0,2 mm, coeficiente de uniformidad de 15 con una dimensión horizontal de 4,00 m, que servirá de transición entre la capa de apoyo y el enrocado del cuerpo de la presa.

La presa Calderas se encuentra en sus primeros años de explotación de forma parcial debido a que no se ha ejecutado la segunda fase de los canales secundarios, pero es necesario realizar las mediciones, para poder sacar el máximo provecho de esta información, éstas deben ser realizadas por personal capacitado en el tema presas para así no solo realizar el levantamiento sino también analizar y procesar estos datos.

**Figura 2.3. Detalle cuerpo de la presa Calderas.**

La presa Calderas está ubicada sobre el curso principal del Río Calderas y tiene las siguientes



características:

**Características de la Presa Calderas**

Capacidad de almacenamiento	5 hm <sup>3</sup>
Canal de trasvase	9 km para traer agua del Río Yesera
Área de la cuenca del río Yesera:	109 km <sup>2</sup>
Área de la cuenca del río Calderas:	30 km <sup>2</sup>
Área de riego:	1,200 ha para beneficiar a 350 familias.
Costo de la inversión según contrato:	\$us 6.555.870
Canal principal del margen derecho	20 km con una capacidad de 324 l/s
Canal principal margen izquierdo:	8 km con una capacidad de 122 l/s

Fecha de inicio de la construcción:	19 de febrero de 2008
Fecha de conclusión de construcción:	2011
Fecha de conclusión de los canales principales	2013
Volumen de embalse muerto	0.54 hm <sup>3</sup>
Volumen útil	4.46 hm <sup>3</sup>
Área del espejo de agua a nivel normal	54.14 ha
Crecida de diseño T=1.000 años	273.00 m <sup>3</sup> /s
Caudal máximo de evacuación por vertedero	198,00 m <sup>3</sup> /s
Lámina de agua sobre vertedero	1.60 m

## 2.2. Características morfológicas de la cuenca de aporte

Las cuenca del río Calderas, ubicadas muy cerca de la ciudad de Tarija, recae enteramente en el departamento de Tarija, en la parte superior del Valle del Río Santa Ana. Esta integra la cuenca superior del río Bermejo.

La cuenca del río Calderas, en la sección de emplazamiento de una presa de regulación tiene una superficie de 30,77 km<sup>2</sup>. La cuenca tiene forma muy compacta.

La cuenca del río Calderas está circundada por tres cadenas montañosas y posee una morfología bastante empinada, especialmente hacia el Oeste, donde se tienen altitudes de más de 2.800 msnm.

El fondo del valle, donde se encuentra la localidad de Caldera Grande, está a 2.200 m snm. Algunas referencias geográficas son las siguientes: al Norte se encuentra el Cerro La Mina (2.700 m msnm). Al Oeste se destacan el Cerro Escalera (2.824 m msnm) y el Cerro San Pedrito (2.750 m msnm). Al Sur se tiene el Cerro Morro Grande (2.300 m msnm) y el valle del río Gamoneda. Al Este se tiene el valle del río Yesera.

En la parte alta del río Calderas se tienen las quebradas de la Mina y de Morro Grande. En el tramo que interesa a la obra de cierre, el cauce principal del río Calderas corre en dirección Oeste – Este. En ambas márgenes se han formado unas terrazas más o menos grandes.

Para fines del estudio hidrológico y del proyecto, se han considerado las siguientes características:

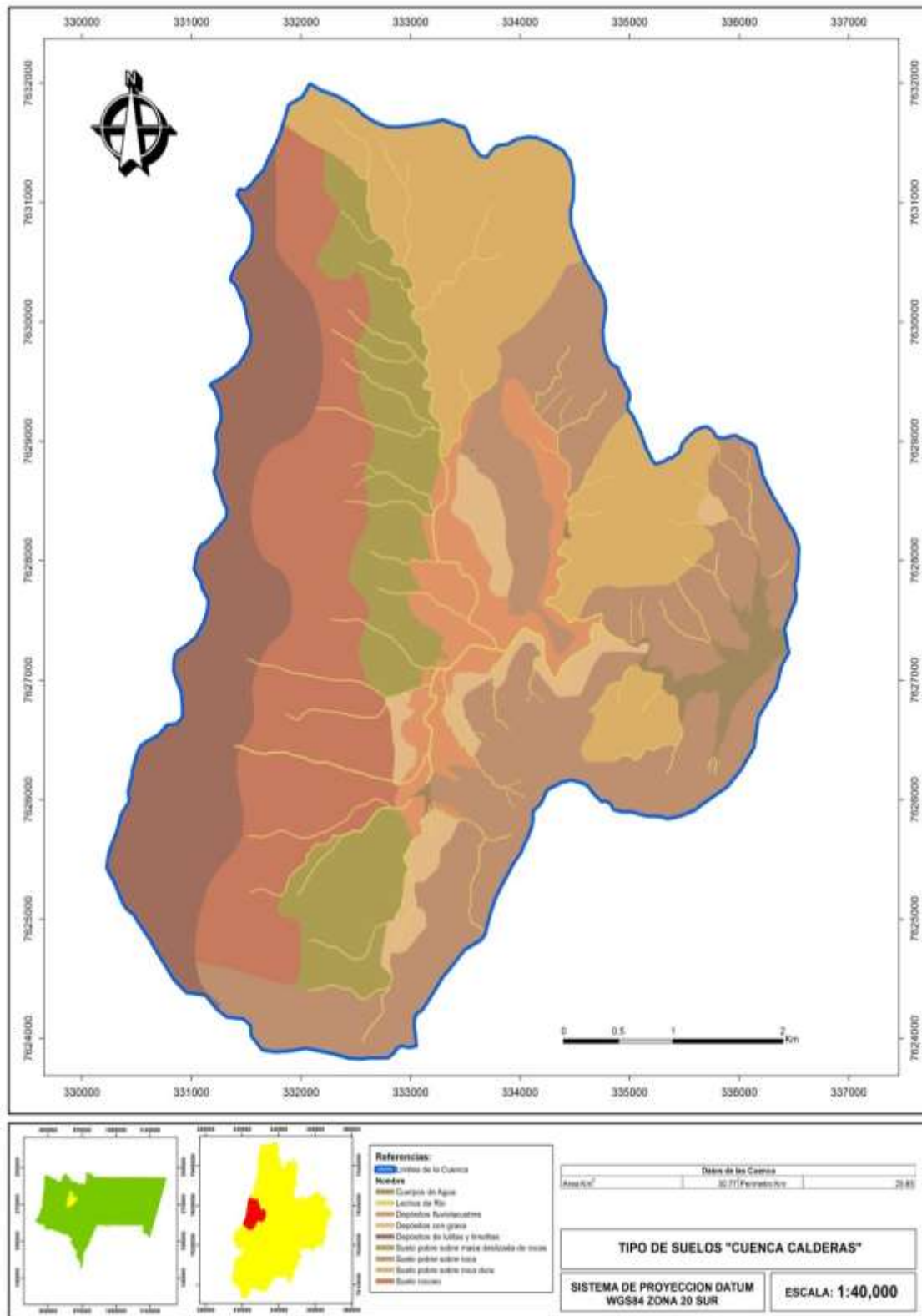
- La cuenca de aporte Calderas hasta la sección de la presa (30,77 km<sup>2</sup>).
- El perímetro de la cuenca de aporte Calderas hasta la sección de la presa (25.65 km).
- La longitud del curso principal de la cuenca de aporte Calderas es de ( 8.980 m)
- La pendiente del curso principal de la cuenca de aporte Calderas es de (5.75%)
- Altura media de la cuenca de aporte Calderas (2.475 msnm)
- Cota de la sección terminal de la cuenca de aporte Calderas (2.054msnm)

### **2.2.1. Geomorfología**

La zona del proyecto de Calderas se encuentra en el interior de la cadena montañosa de la Cordillera Oriental de Los Andes. Está constituida predominantemente por rocas de los sistemas Ordovícico (lutitas, limolitas, areniscas, cuarcitas y filitas), con presencia de Cuaternario en la parte central de la cuenca de Calderas. Esto determina una cuenca que tiene la característica de ser prevalentemente impermeable, respecto a la formación de aguas subterráneas profundas. Además, las pendientes de las laderas son bastante fuertes lo que favorece el rápido escurrimiento superficial.

Desde el punto de vista tectónico, todo el sector muestra una zona con buzamientos de los estratos en la dirección Oeste – Este. Se observan abanicos aluviales de buena magnitud. Los procesos tectónicos y la posterior erosión han dado lugar a una topografía muy variada y muy característica.



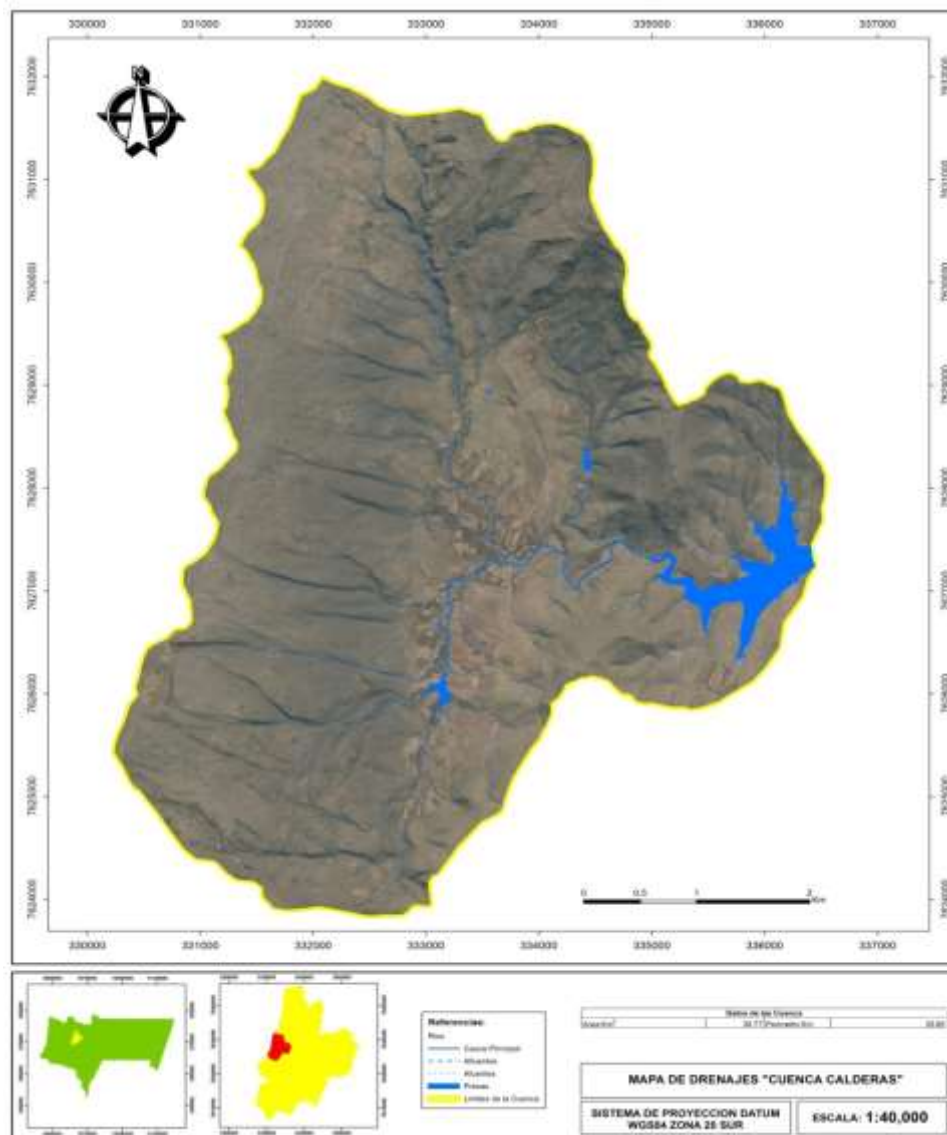


Mapa 2.2. Mapa de tipo de suelos de la cuenca de aporte Calderas

### 2.2.2. Hidrografía y fisografía

La cuenca de Calderas, pequeña y de cabecera, pertenece al sistema fluvial del Río de la Plata. Sus redes de drenaje están constituidas por varias quebradas de fuerte pendiente.

Desde el punto de vista fisiográfico, el valle, que es muy estrecho, tiene varios aunque reducidos sectores planos. En general, en las laderas que circundan las partes planas, se tienen pendientes abruptas, especialmente en la proximidad al sitio de la presa.

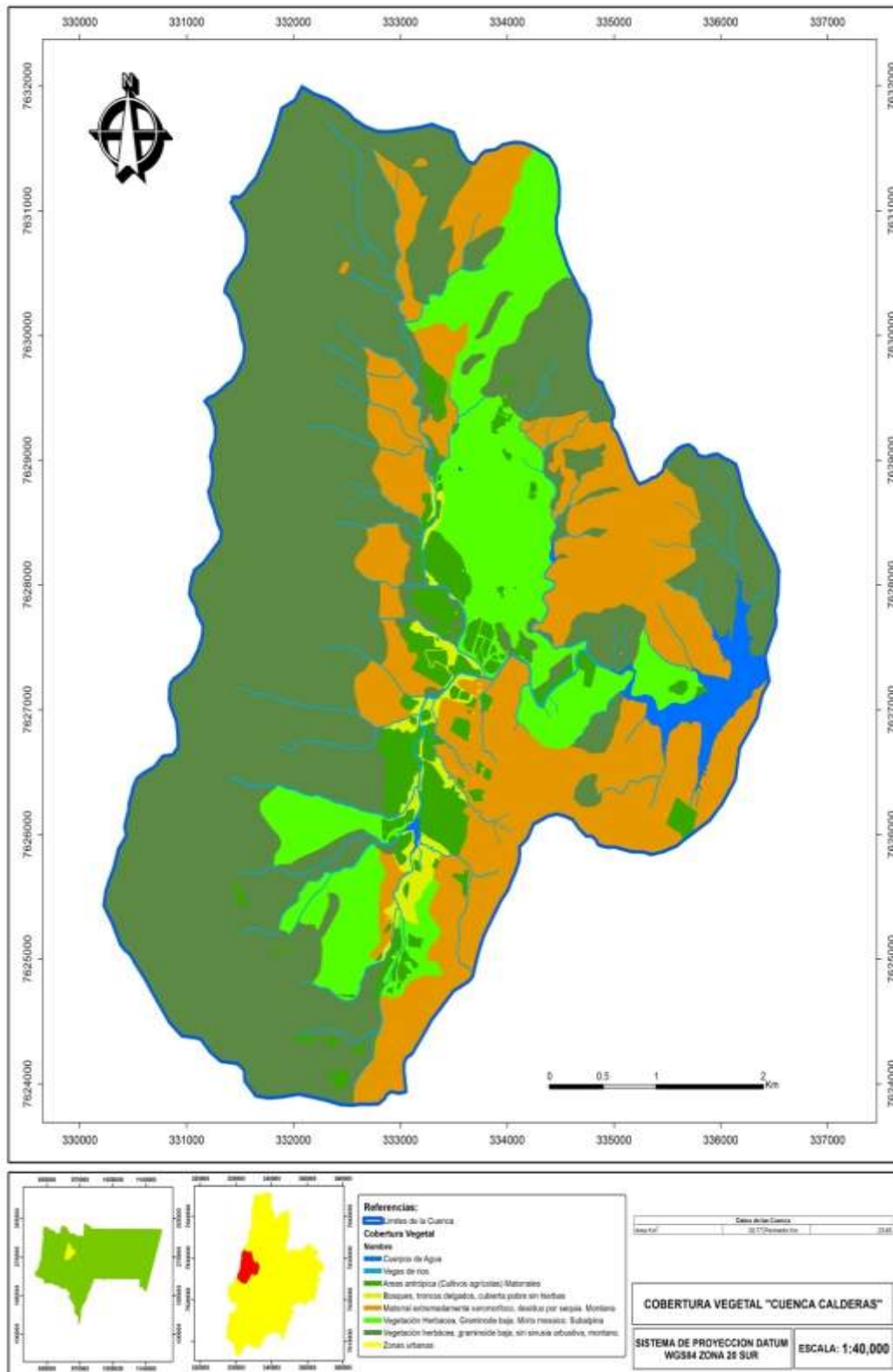


Mapa 2.3. Mapa de drenajes de la cuenca de aporte Calderas

### **2.2.3. Cobertura vegetal**

La cobertura vegetal es poco densa. Varía desde la paja, pastos y musgo que se encuentran en las partes altas de la cuencas y entre las cotas 2.700 y 2.800, hasta superficies ampliamente expuestas en que se tienen generalmente árboles aislados de “churquis” (algarrobo). La vegetación corresponde a un clima o piso ecológico de Tierras Altas, con variaciones de los pisos ecológicos que llegan en la parte media hasta el bosque espinoso montano bajo subtropical. Localmente, especialmente a lo largo de los cauces, se tienen pequeñas áreas antropizadas con eucaliptos, molles y sauces.

La agricultura bajo riego complementario alcanza a superficies restringidas por la topografía, siempre concentradas alrededor de los cursos de agua. Por lo tanto, la mayor parte de los suelos no cuenta con riego y hay varios terrenos que requieren de rehabilitación. Además, un fuerte porcentaje de las tierras sin posibilidades de riego, no tiene posibilidad de aprovechamiento agrícola por las abruptas pendientes, la aridez y el suelo muy pedregoso.



## Mapa 2.4. Mapa de cobertura vegetal de la cuenca de aporte Calderas

### 2.3. Estado

#### actual del vertedero de excedencias

El aliviadero comprende un vertedero lateral sin control de entrada, ubicado en la margen izquierda, la cresta del vertedero del aliviadero se encuentra con cota 2084,44 m snm y tiene una longitud de 30,00 m, determinada con un estudio de laminación de crecidas. El perfil del vertedero es del tipo WES. El vertedero tiene en planta la forma de medio “pico de pato”, forma que fue adoptada para minimizar el tamaño de la obra.

La cubeta se ubica debajo del vertedero, con ancho variable (definido por la forma del vertedero) y con una pendiente constante, de manera que la solera de la misma no se ahogue en ningún punto con el caudal de salida. La forma de la cubeta del vertedero es aproximadamente rectangular de ancho 10,00 m y con una pendiente constante (del 3%) en toda su longitud.

El vertedero y la cubeta del aliviadero de superficie están contruidos con una estructura de hormigón armado (Tipo H 20), con un espesor constante de 20 cm, a excepción del muro posterior (margen izquierda) que tendrá 30cm.

Entre el contacto de la superficie rocosa y la estructura se colocó una capa de nivelación de hormigón simple (Tipo H 10) con un espesor de 10 cm . En el perímetro de la cresta del vertedero en contacto con el terreno, se realizaron perforaciones tipo NQ para una inyección impermeabilizante, para evitar filtraciones y supresiones transmitidas a la base de esta estructura.

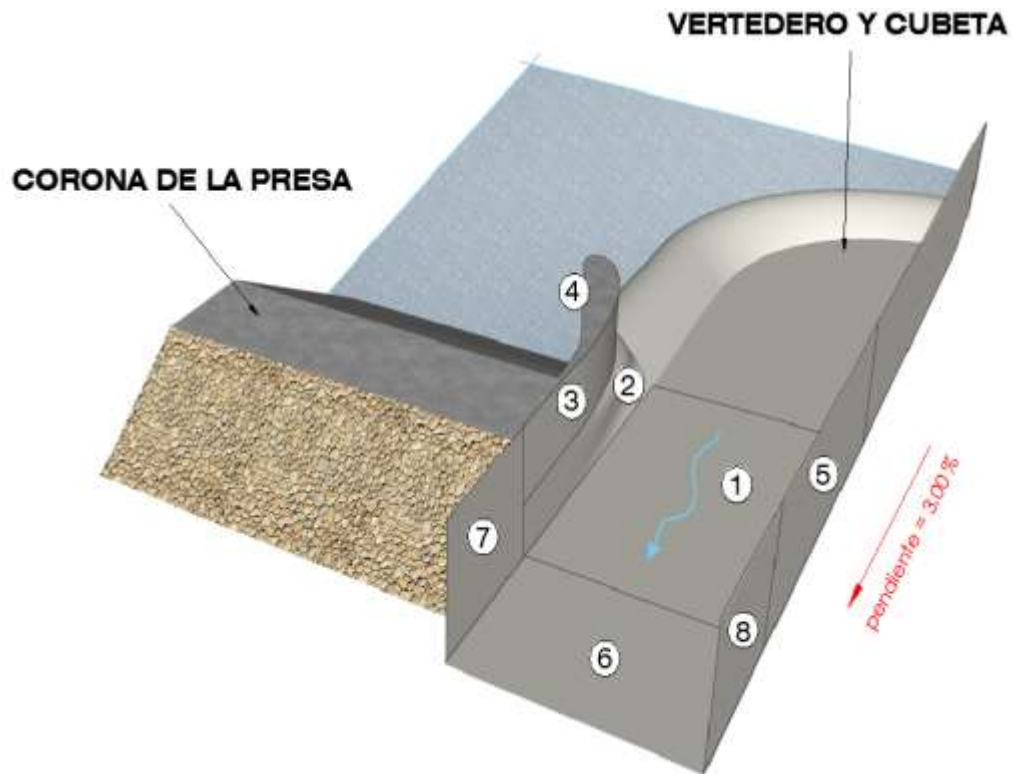
El tronco de transición y el canal de desagüe, ubicados a continuación de la cubeta del vertedero de superficie, constituyen una obra que finaliza en una sección de control y que conecta hidráulicamente el vertedero con la rápida. El diseño de esta obra se ha basado en el establecimiento de un régimen hidráulico de características bien conocidas que permita garantizar su funcionamiento aún en las condiciones más adversas de funcionamiento del vertedero. El tronco de transición y el canal diseñado tienen una pendiente del 3,00% y la sección hidráulica del canal de desagüe es rectangular de 10,00 m de ancho y 3,42 m de altura

de agua, para poder evacuar un caudal máximo de 197,81 m<sup>3</sup>/s (correspondiente a la laminación de una crecida con período de retorno T de 1.000 años). El bordo libre (franco) de este canal es de 0,80 m.

El tronco de transición tiene la forma de un cuarto de elipse en sus paredes laterales para permitir la menor perturbación posible en el flujo de agua.

Por razones de armado de la estructura se ha dividido la rápida en 8 partes, éstas son:

- **Losa de fondo 1.-** Tiene un área en planta de 10,00 m x 10,00 m y un espesor de pared de 0,20 m, la cual se encuentra armado en ambas caras. Colinda a la derecha con el Muro margen derecha 1, a la izquierda con el Muro margen izquierda 1, aguas arriba con el vertedero y Cubeta y aguas abajo con la Losa de fondo 2. Se representa con el (1) en la figura 2.3.1.
- **Losa de fondo 2.-** Tiene un área en planta de 5,00 m x 10,00 m y un espesor de 0,20 m, la cual se encuentra armado en ambas caras. Colinda a la derecha con el Muro margen derecha 2, a la izquierda con el Muro margen izquierda 2, aguas arriba con la Losa de fondo 1 y aguas abajo con la Rápida. Se representa con el (6) en la figura 2.4.



**Figura 2.4. Vista vertedero de excedencias**

- **Muro margen derecha 1.-** El muro tiene una altura máxima de 2,10 m, una longitud de 10 m y un espesor de 0,30 m. El muro por razones hidráulicas tiene una geometría que responde a la de un cuarto de elipse y se conecta aguas arriba con el Vertedero y aguas abajo con el Muro margen derecha 4, además se encuentra armado en ambas caras y fuertemente empotrada a la Losa de fondo 1.

### UBICACION DE REFERENCIA

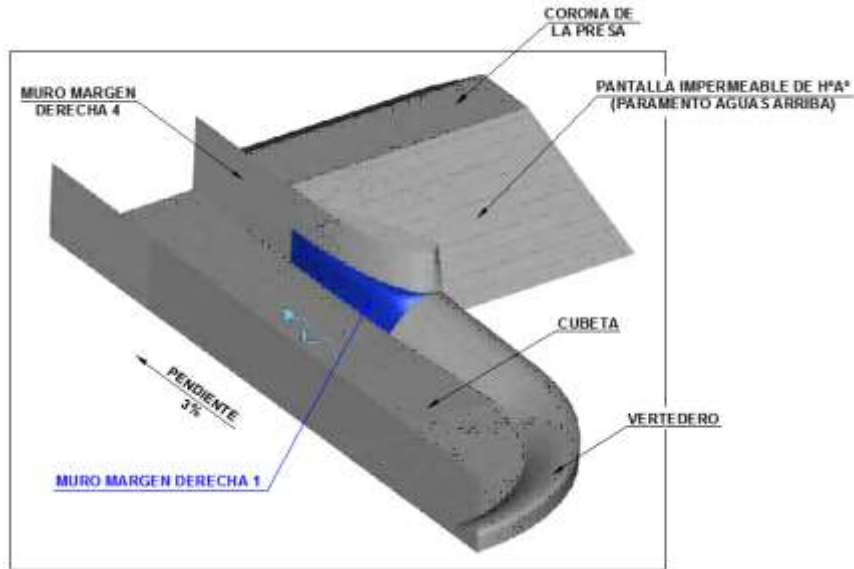


Figura 2.5. Muro margen derecha 1 vertedero de excedencias

### UBICACION DE REFERENCIA

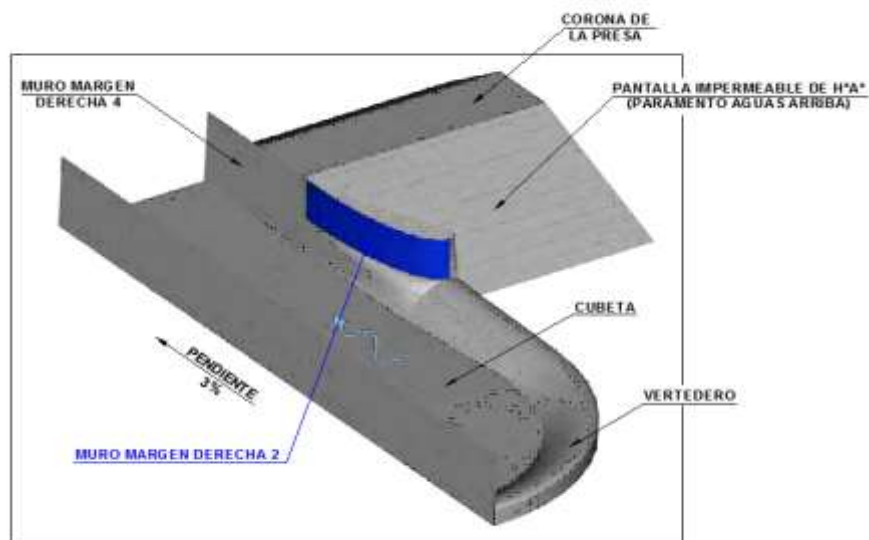
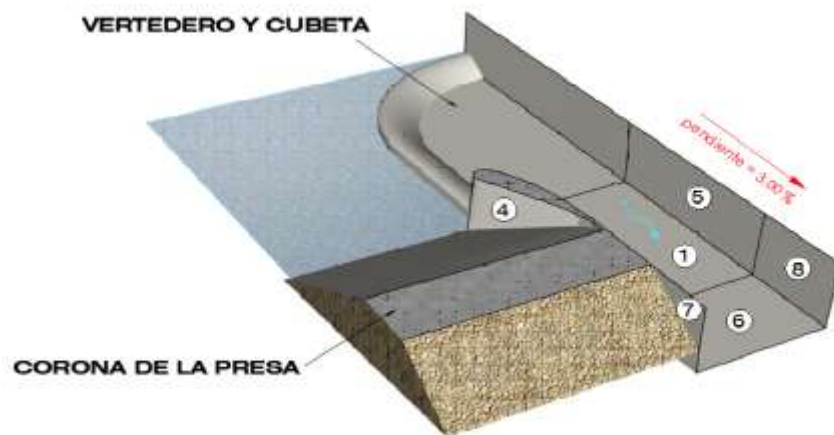


Figura 2.6. Muro margen derecha 2 vertedero de excedencias

- **Muro margen derecha 2.-** Tiene una altura de 3 m, una longitud de 10 m y un espesor de 0,30 m. Se encuentra en la parte superior del Muro margen derecha 1, cuya geometría es distinta a la anterior y responde a la de una parábola. La estructura se encuentra armado en ambas caras.



- **Muro margen derecha 3.-** El muro tiene una forma triangular cuya altura varía de 5 m a 0,40 m y con un espesor de 0,30 m. En la parte inferior se encuentra unido a una zapata corrida de 0,60 m de ancho y de 0,20 m de espesor. El muro se encuentra en contacto con el Muro margen derecha 2. Se representa con el (4) en la figura 2.7.



**Figura 2.7.Muro margen derecha 3 vertedero de excedencias (4)**

- **Muro margen derecha 4.-** Tiene una altura que varía de 5,20 m a 5,35 m, una longitud de 5 m y un espesor de 0,30 m . La estructura se conecta aguas arriba con el Muro de margen derecha 1 y 2, aguas abajo con la Rápida. El muro se encuentra armado en ambas caras y fuertemente empotrado a la Losa de fondo 2. Se representa con el (7) en la figura 2.8.

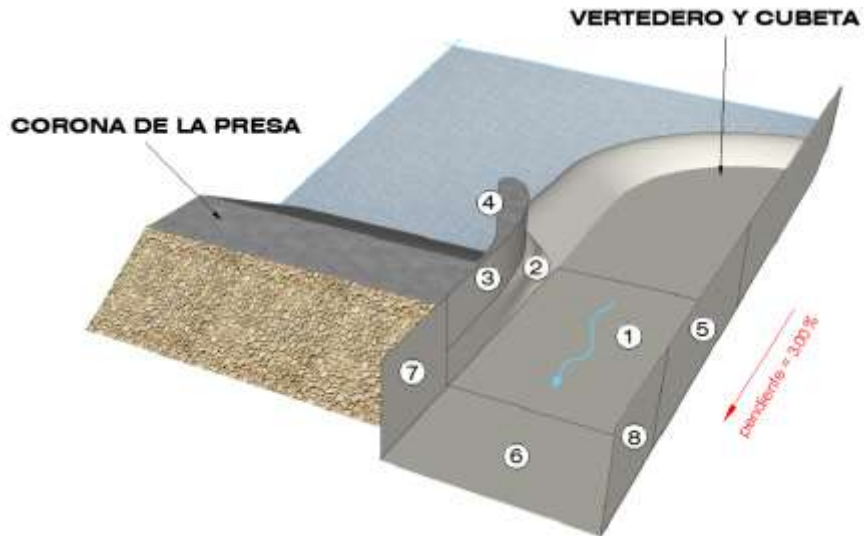


Figura 2.8. Muro margen derecha 4 vertedero de excedencias (7)

- **Muro margen izquierda 1.-** Tiene una altura de 5,00 m, una longitud de 10,00 m y en espesor de 0,30 m, se encuentra armado en ambas caras. Colinda aguas arriba con el Vertedero y aguas abajo con el Muro margen izquierda 2. Se representa con el (5) en la figura 2.3.6.
- **Muro margen izquierda 2.-** La estructura tiene una altura que varía desde 5,30 m a los 5,45 m, una longitud de 5m y un espesor de 0,30 m, además se halla armada en ambas caras. El muro colinda aguas arriba con el Muro margen izquierda 1 y aguas abajo con la Rápida. Se representa con el (8) en la figura 2.9.

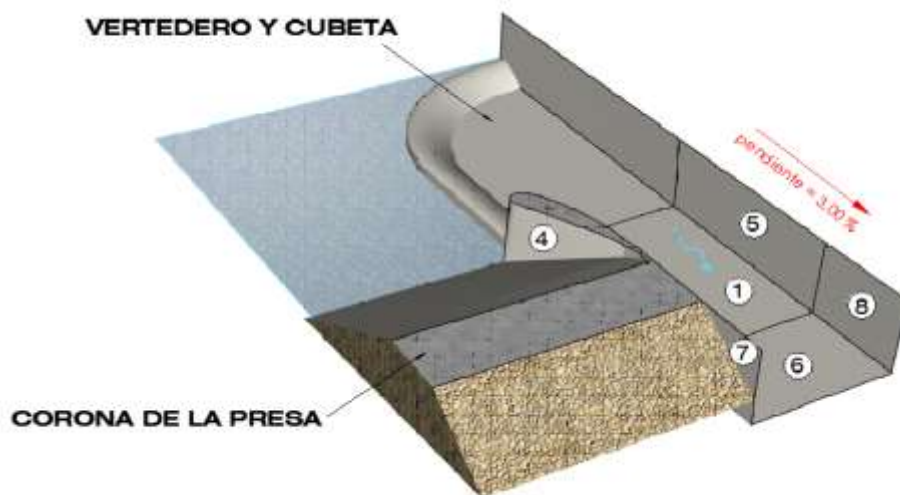
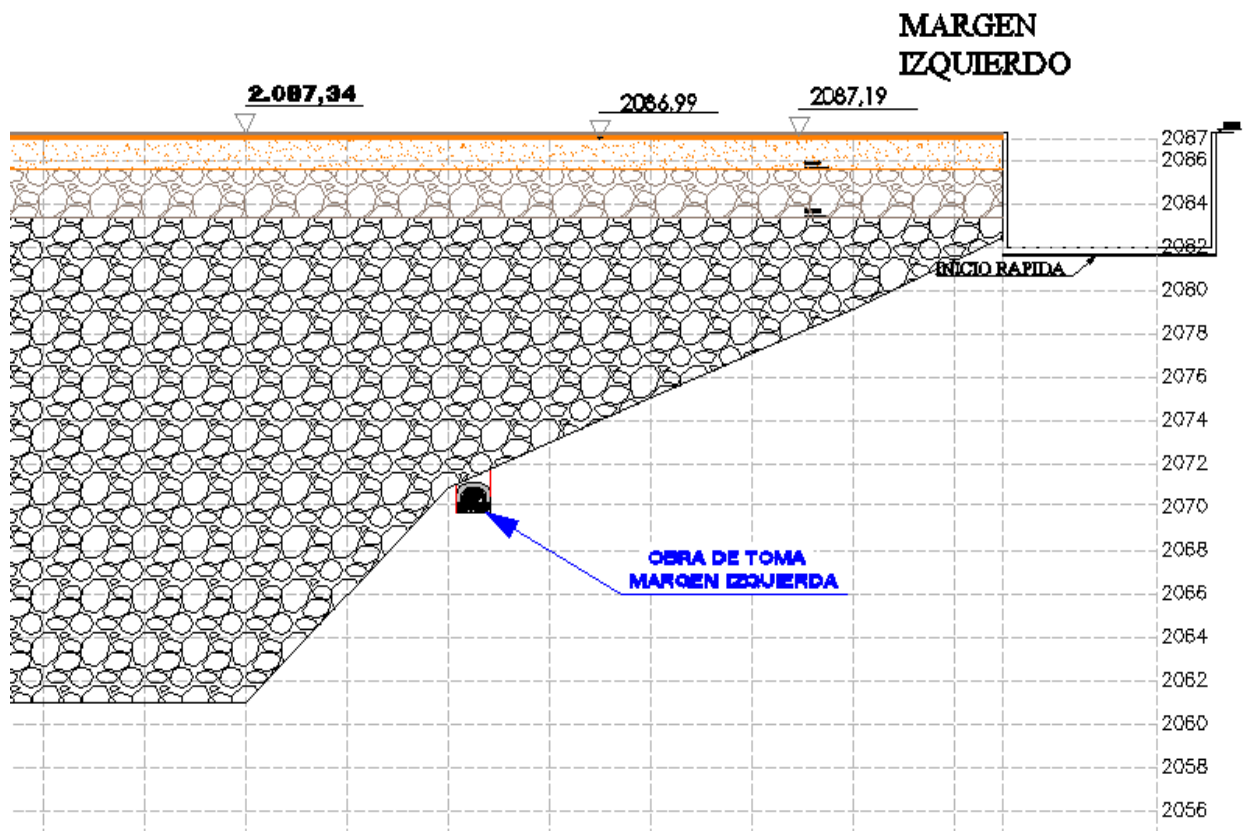


Figura 2.9. Muro margen izquierda 1 y 2 vertedero de excedencias

La rápida es una obra destinada a acercar el caudal de salida hacia el cauce del río, para la disipación de la energía cinética adquirida por el agua entre el vertedero de superficie y el pie de la rápida. El diseño de esta obra se ha compatibilizado con las dimensiones del canal de desagüe y las características topográficas a lo largo de su eje de implantación. El régimen hidráulico de esta obra es supercrítico, razón por la que es una obra que necesita de un mantenimiento proporcional al comportamiento hidrológico de la subcuenca del río Calderas durante el período de vida útil de la presa y sus obras complementarias. La rápida es un canal rectangular de alta pendiente, con 10,00 m de base y altura hidráulica de 0,95 m que, con la aireación a lo largo de la rápida hasta podría duplicar su altura hidráulica. Para esta obra se ha previsto un bordo libre de 0,50 m. Su longitud es de 107,40 m con una pendiente de 20,5%.

**Figura 2.10. Cota de inicio de la Rápida**



*Fuente: Planos As built presa Calderas*

La obra de disipación de energía está constituida por un “salto de sky”, que permite airear el chorro de agua proveniente de la rápida y lanzarlo al aire de manera que se produzca un

efecto de pulverización del agua, que disipe la energía cinética por fricción con el aire y que produzca una erosión moderada en el sitio de contacto del chorro con la superficie del terreno.

Las características principales del “salto de sky” son: caudal máximo: 197,81 m<sup>3</sup>/s, ancho: 10,00 m, ángulo de salida: 30°. La Rápida y el Salto de esquí son dos estructuras que comprenden la parte terminal del aliviadero de superficie.

En sentido transversal a su dirección lleva juntas de dilatación con cinta “water Stop” cada 20,00 m para absorber los cambios volumétricos de la losa y paredes debidos a los efectos térmicos y evitar el paso del agua. Cada una de las tres partes de La Rápida está proyectada en tramos de 10 m, y cada tramo tiene un dentellón de 0,30 m de altura medido en el terreno en todo lo ancho del canal esto con el fin de evitar el deslizamiento de los tramos.

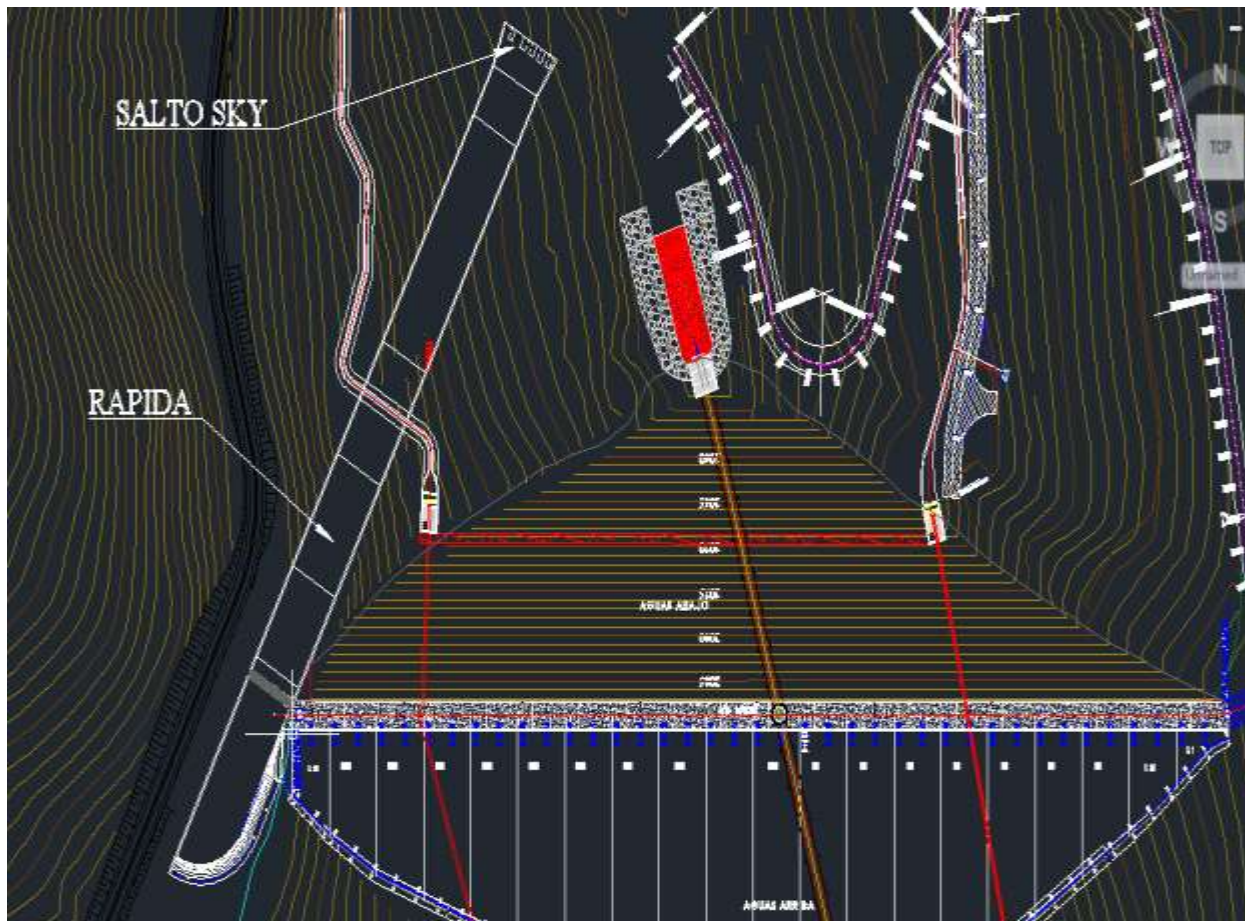
Bajo la losa de La Rápida la superficie irregular del terreno natural obliga a adoptar rellenos de hormigón ciclópeo.

Las armaduras de La Rápida consisten en emparillados en cada una de las caras de los muros y en las caras superior e inferior de la losa de fondo.

El Salto de esquí, es la estructura final del aliviadero de superficie, está diseñado de H°A° y se encuentra a continuación de La Rápida, descansando sobre un bloque de H°C°. Gracias a esta estructura el caudal del aliviadero es lanzado hacia arriba y cae al río a cierta distancia del extremo de La Rápida. Básicamente, consiste en una losa cuyo plano tiene una forma trapezoidal, es decir su ancho varía desde 10 m hasta 12 m en el extremo final, esta losa además tiene una curvatura de circunferencia de radio 10 m en sentido vertical. La longitud en desarrollo de la losa es de 7,35 m.

En el extremo final del Salto de esquí se presentan cinco bloques de H°A° denominados “dientes”, que permitirán el lanzamiento del chorro de agua en direcciones múltiples. La forma de estos dientes es de cuña con una base de 2,20 m de largo por 1,00 m de ancho y una altura de 0,50 m.

**Figura 2.11. Vista en planta de la rápida y salto sky**



*Fuente: Planos As built presa Calderas*

## **2.4. Metodologías y criterios usados para el diseño del vertedero de excedencias**

### **2.4.1. Precipitaciones máximas**

Para fines del estudio hidrológico y del proyecto, el estudio a diseño final de la presa Calderas consideró y analizó las series históricas registradas en las estaciones de medidas ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto. Se dispone de las series históricas de precipitación mensual y anual registrada en 5 estaciones pluviométricas.

**Cuadro 2.2. Estaciones pluviométricas usadas para el diseño de la Presa Calderas**

<b>ESTACIÓN</b>	<b>LATITUD (S)</b>	<b>LONGITUD (W)</b>	<b>ALTITUD (m snm)</b>	<b>TIPO DE ESTACIÓN</b>	<b>PERÍODO DE REGISTRO</b>
<b>TARIJA AASANA</b>	21° 32'	64° 43'	1.875	Climatológica	1963 – 2002
<b>EL TEJAR</b>	21° 32'	64° 44'	1.859	Climatológica	1970 – 2002
<b>YESERA</b>	21° 22'	64° 34'	2.200	Climatológica	1990 – 2002
<b>JUNACAS</b>	21° 26'	64° 28'	2.300	Pluviométrico	1978 – 2002
<b>GAMONEDA</b>	21° 29'	64° 38'	2.150	Pluviométrico	1979 – 2002

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

El estudio pluviométrico realizado determino los valores de las alturas máximas anuales de precipitación para cualquier duración igual o inferior a 24 horas. Para la cuenca Calderas se tiene  $\varepsilon_d = \varepsilon_{24} = 48$  mm y se adopta, por similitud hidrológica, el exponente  $n = 0,3$ . Esto corresponde al valor modal  $\varepsilon_1 = 18,5$  mm y, por lo tanto, la expresión algebraica de las curvas de probabilidad pluviométrica (al variar de  $t$  y  $T$ ) resulta la siguiente:

$$h_{t,T} = 18,5 (1 + 0,765 \log T) t^{0,3}$$

En el siguiente cuadro se presentan los valores de  $h_{t,T}$  que corresponden a tiempos entre 1 y 24 horas para un periodo de retorno igual a 1.000 años .

**Cuadro 2.3. Valores de htT de las alturas máximas anuales de lluvia que corresponden a duraciones t entre 1 y 24 horas.**

T (años)	t = 1 hora	t = 3 horas	t = 6 horas	t = 12 horas	t = 24 horas
<b>1.000</b>	61,0	84,8	104,3	128,5	158,2

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

#### 2.4.2. Caudales máximos de avenida

El tiempo de concentración  $T_c = 2.17$  horas ha sido determinado con la fórmula de Giandotti:

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

Donde:

- $T_c$ = Tiempo de concentración en horas
- A= Area de la cuenca en  $\text{km}^2$
- L= Longitud del curso principal en Km
- J= Pendiente del curso principal en m/m

Los caudales máximos de avenida fueron calculados para los períodos de retorno establecidos para el diseño de cada obra. La presa Calderas y el aliviadero de superficie fueron diseñadas para un caudal de avenida con período de retorno  $T = 1.000$  años.

**Cuadro 2.4. Caudales de diseño para la cuenca Calderas**

PARÁMETRO	T (años)	$h_{tc,T}$ (mm)	$Q_{max,T}$ (m <sup>3</sup> /s)
		CALDERAS (para $t_c = 2,17$ horas)	CALDERAS
$h_{tc,T}$ (mm)	<b>1.000</b>	76,9	269,79

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

### 2.4.3. Laminación de avenidas en el embalse de Calderas

El Hidrograma usado para el estudio de avenidas fue el triangular de Mockus, en el se entiende que para una cuenca de superficie tan pequeña como la de Calderas, existen muy pequeñas diferencias entre el diagrama triangular y otras curvas continuas.

La definición del Hidrograma triangular requiere de algunos cálculos previos, a saber:

- Tiempo de retraso, determinado por la fórmula:

$$Tr = 0,6 * Tc = 1,2992 \text{ horas.}$$

- Tiempo al pico:

$$Tp = \frac{Tc}{2} + Tr = 2,3818 \text{ horas.}$$

- Tiempo base:

$$Tb = 2,67 * Tp = 6,35949 \text{ horas.}$$

- Caudal pico:

$$Qp = \frac{0,2777 * h_{tc} * S}{Tp}$$

Los resultados obtenidos para para un período de retorno  $T = 1.000$  años fueron :



**Cuadro 2.5. Hidrograma triangular de Mockus para la cuenca de Calderas.**

<b>T (años)</b>	<b><math>h_{tc}</math></b>	<b><math>Q_{pico}</math> (m<sup>3</sup>/s) (Mockus)</b>	<b>Volumen (m<sup>3</sup>)</b>
1.000	76,91	273,21	3.127.411

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

Las características de la Laminización de avenidas del río Calderas que ejercitará el embalse de Calderas dependen de las interrelaciones que existen entre varios parámetros; aquellos físicos de la presa y del embalse, y aquellos hidrológicos como las características del hidrograma de avenida.

Los parámetros considerados son:

- La altura de la presa.
- La altura de máximo embalse determinado por la cota de la cresta del vertedero del aliviadero.
- La curva de volúmenes de embalse.

Elementos que combinados han permitido determinar tanto las alturas de embalse temporal que se almacenará por encima del vertedero, como los caudales que serán evacuados por la obra de excedencias de la presa.

El estudio de laminación de avenidas en el embalse Calderas fue realizado para determinar la longitud más económica del vertedero de superficie, aplicando las recomendaciones de organizaciones internacionales referidas al diseño de vertederos de superficie.

Los criterios aplicados son los siguientes:

- El vertedero de superficie deberá tener longitud suficiente para evacuar los caudales de avenidas del río Calderas para períodos de retorno  $T = 1.000$  años.
- El método de cálculo aplicado es el método de tránsito de piscina nivelada, mediante un sistema de integración numérica adaptado para una hoja de cálculo Excel.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

- Después de analizar la Laminación de avenidas para diferentes longitudes de vertedero de superficie, se concluye que la longitud más conveniente es un labio de 30,00 m, ya que las alturas de embalse temporal para longitudes mayores no son sustancialmente menores al valor obtenido para un vertedero de 30,00 m.
- En el cálculo del estudio de laminación se ha considerado un tiempo de 5 minutos, es decir que se ha recalculado cada 300 segundos.
- En el siguiente cuadro se presentan el resumen de resultados de la Laminación determinada por la presa, con los valores pico de Hidrograma de entrada y de salida en el embalse Calderas.

**Cuadro 2.6. Laminación con un aliviadero de superficie.**

<b>PERIODO DE RETORNO (años)</b>	<b>Q<sub>pico</sub> Entrada (Mockus) (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>h Altura de embalse temporal (m)</b>	<b>Q<sub>pico</sub> Salida (Laminado) (m<sup>3</sup>/s)</b>
1.000	273,21	2,06	197,81

*Fuente: Estudio a diseño final Presa Calderas, Agosto 2005*

#### **2.4.4. Determinación de la altura de seguridad (bordo libre)**

La altura de seguridad S (franco o bordo), es recomendada por diferentes organizaciones nacionales e internacionales, de acuerdo a criterios desarrollados en largos años de experiencias de obras hidráulicas. En nuestro caso, se adoptó la recomendación de la norma italiana para presas de escollera.

$$S = 0,60 \text{ m} \quad \text{Para presas de materiales sueltos}$$

La determinación de la cota de coronación de la presa se ha calculado utilizando los valores de crecida de 50, 100, 1.000 y 5.000 años, combinados con los valores de altura de olas,

marea producida por el viento y sobreelevación de seguridad. El criterio de cálculo aplicado establece la determinación de la cota de la corona para una crecida de recurrencia  $T = 1.000$  años, y permite la reducción total de la altura de seguridad y el eventual paso de olas de altura mayor a 0,67 m. Por lo tanto, la coronación de la presa quedará a la cota 2.087,34 m snm, con un bordo libre de 3,90 m

## **CAPÍTULO III.- ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CRECIDA DE DISEÑO**

### **3.1. Actualización hidrológica de las crecidas de diseño**

Cada vez es mayor el número de publicaciones en revistas científicas donde se hace referencia al efecto de los cambios climáticos sobre la distribución de probabilidades de eventos extremos, por ejemplo: Fowler, H.J., Ekström, M., Kilsby, C.G. and Jones, P.D. (2005), Gobierno de Australia (2004), Gobierno de Escocia (2003), así como las conclusiones del IPCC (panel intergubernamental de cambios climáticos). En todas estas referencias se concluye que son más importantes los cambios que se están produciendo sobre los eventos extremos que el observado en los promedios de las series, es decir, que la varianza está siendo más afectada que los promedios. Esto se traduce en que las series de caudales máximos se están transformando, lo que determina que los parámetros de las poblaciones (media, varianzas, etc.) están cambiando con respecto al tiempo.

La implicación más importante de todo esto es que los períodos de retorno de los hidrogramas de crecidas, con que se están diseñando las obras, van disminuyendo con respecto al tiempo, a una tasa que está por determinarse, ya que todavía no se han derivado metodologías que permitan realizar dichas estimaciones, tomando en consideración el efecto de los cambios climáticos.

Es muy importante llamar la atención aquí sobre la necesidad de realizar las actualizaciones hidrológicas en todo tipo de obras hidráulicas, y más aun sobre obras de gran envergadura como son las presas.

La realización de una actualización hidrológica tiene como finalidades, mejorar el conocimiento de lo que sucede en la cuenca, es importante destacar cualquier modificación que se haya producido en el registro de información hidrológica (ubicación de la estación, tipo de estación, cambio de operador, cambio del intervalo de registro, etc.).

Una de las finalidades de realizar una actualización hidrológica es disponer de una base de datos fácil y que sea representativa para cualquier estudio que se desee realizar, las actualizaciones hidrológicas se deben realizar cada 5 años.

La mayoría de las obras hidráulicas, fueron diseñadas y construidas con anterioridad al desarrollo de las teorías hidrológicas modernas, que permiten evaluar con cierto grado de certeza una adecuada "crecida de diseño". De forma similar, las nuevas tecnologías que permiten determinar los fenómenos hidráulicos que ponen en riesgo las obras de descarga.

Las nuevas investigaciones en hidrología, que han utilizado la información de caudales extremos observados en distintos lugares del mundo, han demostrado la importancia de las actualizaciones hidrológicas, debido a la variabilidad observada en las crecidas y la necesidad de estudiar la incertidumbre en las estimaciones de los caudales de diseño.

Las principales fuentes de incertidumbre asociadas a la estimación de los hidrogramas de las crecidas de diseño son las que se listan a continuación:

- Falta de información hidrométrica confiable.
- Falta de información pluviométrica confiable.
- Ajuste inadecuado de distribuciones de probabilidades.
- Estimación inadecuada de las pérdidas que permiten la determinación de los hietogramas efectivos a partir de los hietogramas totales.
- Consideración de la ocurrencia de hidrogramas de crecidas aisladas cuando la principal característica de las mismas corresponde a la ocurrencia de hidrogramas complejos.
- Cambios climáticos.

Una de las grandes limitaciones que se encuentran en nuestro medio la falta de información hidrométrica adecuada, bien sea por la inexistencia de la misma, una

longitud de registros muy pequeña y/o falta de confiabilidad en la curva de gastos que permite la transformación de niveles máximos a caudales.

Sin dejar de lado a la información pluviométrica que también es muy importante ya que si no se dispone de información hidrométrica confiable, la única forma de estimar los hidrogramas de crecidas extremas es utilizando modelos simulación de crecidas, que requieren de la estimación de los hietogramas de tormentas extremas. Además, aún en el caso de disponer un registro confiable de información hidrométrica, a los fines del diseño de las obras de alivio de los embalses, se requiere de la estimación de la crecida máxima y la única forma de hacerlo es a través de la estimación del hietograma de la precipitación máxima.

Es muy importante llamar la atención aquí sobre la necesidad de realizar las actualizaciones hidrológicas en todo tipo de obras hidráulicas, y más aun sobre obras de gran envergadura como son las presas, y verificar hidráulicamente las mismas, ya que no contamos con la información necesaria para reducir la inertidumbre producida por los cambios climáticos, a la hora de realizar algún diseño.

### **3.1.1. Estimación de crecidas para el diseño de vertederos de excedencia.**

Las obras hidráulicas se diseñan y construyen para aprovechar, con diversos propósitos, las corrientes de los cursos de agua y deben necesariamente disponer de estructuras que permitan evacuar los caudales excedentes en las mejores condiciones posibles.

Desde un punto de vista hidráulico, el aliviadero es fundamentalmente responsable de asegurar que el pasaje de las crecidas no produzca el sobrepaso de la obra de retención, con lo que se transforma en el elemento de seguridad de todas las estructuras componentes. El diseño de los aliviaderos depende directamente de la estimación de parámetros que son definidos aplicando modelos hidrológicos e hidráulicos de distinta complejidad.

Tal y como se había planteado con anterioridad, el aliviadero es aquel objeto de obra dentro del conjunto hidráulico a través del cual se le da salida al agua que no se desea

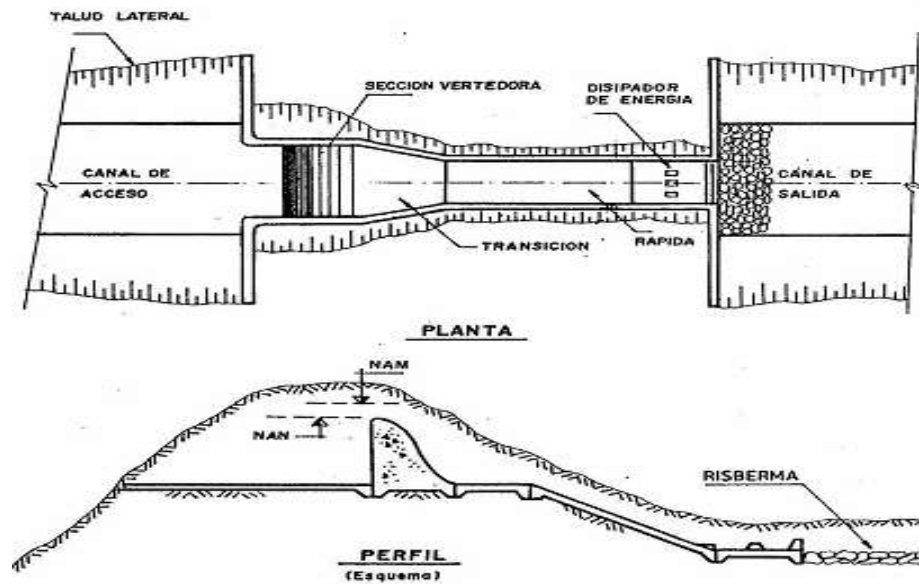
aprovechar del embalse. De modo general, se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes:

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

**Sección vertedora.-** Es aquélla que regula la descarga directamente del embalse. Esta sección define la capacidad de evacuación de un aliviadero.

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

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



**Figura 3.1. Modelo de un vertedero de excedencias.**

Entre los problemas típicos clásicos que se plantean en el diseño de los aliviaderos, los más importantes están vinculados con la acción de la corriente aguas abajo del vertedero. Siendo necesario restituir al cauce fluvial los caudales erogados por el

vertedero aparecen opciones diferentes para obras de gran altura (lanzamiento directo de la lámina líquida en salto de esquí, por ejemplo) y para obras de baja altura respecto a la carga, donde se requiere habitualmente un cuenco amortiguador de energía.

Un tema muy importante es que a nivel mundial, todas las normas de diseño se basaban en la "hidráulica de los valores medios" sin tener en consideración los efectos de la alta turbulencia, en particular dentro de los cuencos amortiguadores a resalto hidráulico. La representación matemática de estos efectos está asociada con el estudio de valores extremos e implica la aplicación de un modelo probabilístico.

El diseño hidráulico convencional de disipadores a resalto, basado en valores medios temporales de velocidades y presiones ha sido tratado por numerosos investigadores y ha motivado prolongados estudios en diferentes laboratorios de hidráulica de diversos países. Como resultado de esas experiencias y datos de obras reales se poseen criterios definidos de diseño en manuales para ingenieros hidráulicos que cubren este aspecto para estructuras convencionales. A pesar de ello, no dejan de producirse problemas y destrucciones de cuencos amortiguadores de energía en todo el mundo.

En el análisis de las características fisiográficas de una cuenca la cual es de importancia fundamental en el proceso del escurrimiento. La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o el flujo total de la corriente principal y sus tributarios. Esta definición es compatible con el hecho de que la frontera de una cuenca de drenaje y su correspondiente cuenca de agua subterránea no necesariamente tiene la misma proyección horizontal.

La cuenca de una corriente está limitada por su parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca.

Para una cuenca pequeña la forma y cantidad de escurrimiento están infundidas principalmente por las condiciones físicas del suelo, por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Para una cuenca



muy grande, el efecto de almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele atención. El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Entre esas pueden mencionar principalmente: su área, pendiente, características del cauce principal, como son longitud y pendiente, elevación de la cuenca y red de drenaje.

En la estimación de los hidrogramas de crecidas extremas, utilizando modelos de simulación de eventos, se requiere de información pluviométrica que permita realizar una caracterización adecuada de la variación temporal y espacial de las tormentas extremas. La variación temporal de las tormentas se analiza a través de las curvas de profundidad-duración-frecuencia e intensidad-duración frecuencia, para lo cual es necesario disponer de información de láminas máximas de precipitación asociados a diferentes duraciones de lluvia.

### **3.2. Determinación de la crecida de diseño ordinaria de la Presa Calderas con datos actualizados.**

#### **3.2.1. Actualización de datos de lluvia y características de la cuenca.**

El análisis de las características morfométricas y funcionales de una cuenca hidrográfica a través de parámetros de forma, relieve y red de drenaje, es básico en la modelación hidrológica para determinar el movimiento y captación del agua de lluvia. (Gaspari et al, 2009).

La cuenca del río Calderas, ubicadas muy cerca de la ciudad de Tarija, recae enteramente en el departamento de Tarija, en la parte superior del Valle del Río Santa Ana. Esta integra la cuenca superior del río Bermejo.

La cuenca del río Calderas, en la sección de emplazamiento de una presa de regulación tiene una superficie de 30,77 km<sup>2</sup>. La cuenca tiene forma muy compacta.

La cuenca del río Calderas está circundada por tres cadenas montañosas y posee una morfología bastante empinada, especialmente hacia el Oeste, donde se tienen altitudes de más de 2.800 msnm.

Algunos parámetros de la cuenca usados para el proyecto son los siguientes:

**Cuadro 3. 1. Parámetros de la cuenca Calderas**

<b>PARÁMETRO</b>	<b>CALDERAS</b>
Superficie de la cuenca (km <sup>2</sup> )	30.77
Longitud del curso principal. (km)	8.980
Altura media de la cuenca. (m snm)	2475
Cota de la sección terminal de la cuenca (m snm)	2054
Pendiente del curso principal. (m/m)	0.0575
Cota más alta del curso principal (m snm)	2570

Fuente: Elaboración propia

Para ello, se han considerado y analizado las series históricas registradas en las estaciones de medidas ubicadas en una amplia zona alrededor del área del Proyecto. Se dispone de las series históricas de precipitación mensual y anual registrada en 5 estaciones pluviométricas.

**Cuadro 3. 2. Estaciones Pluviométricas**

<b>ESTACIÓN</b>	<b>LATITUD (S)</b>	<b>LONGITUD (W)</b>	<b>ALTITUD (m snm)</b>	<b>TIPO DE ESTACIÓN</b>	<b>PERÍODO DE REGISTRO</b>
<b>TARIJA AASANA</b>	21° 32'	64° 43'	1,875	Climatológica	1963 – 2015

<b>YESERA SUR</b>	21° 28'	64° 33'	2,092	Climatológica	2002 – 2015
<b>YESERA NORTE</b>	21° 22'	64° 34'	2,200	Climatológica	1978 – 2015
<b>JUNACAS</b>	21° 26'	64° 28'	2,300	Pluviométrico	1978 – 2002
<b>GAMONEDA</b>	21° 29'	64° 38'	2,150	Pluviométrico	1979 – 2002

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2. Análisis de consistencia curva doble masa

El análisis de consistencia de doble masa, relaciona la precipitación anual acumulada de una estación X (estación que se analiza) con el correspondiente valor medio de la precipitación anual acumulada de un grupo de estaciones vecinas. Si la estación que se analiza ha sido bien observada, los puntos deberán alinearse en una recta, pero si existe algún quiebre, o cambio de pendiente en la recta, ello indicará que la estadística de la estación analizada debe ser corregida. Los registros a corregir serán, por lo general, los más antiguos y se harán con base en los registros más recientes, ya que se considera que los datos de los últimos años son realizados con una mejor técnica que la empleada en sus predecesores. Los casos más frecuentes se ilustran a continuación:

Cuando se emplea la técnica de doble masa, para contrastar todas las estaciones pluviométricas en una cuenca, se deben situar las mismas en un plano indicando su nombre, altitud, lluvia media anual y número de años de registro. Posteriormente, se deben distribuir las mismas en grupos afines teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Los grupos deben tener de 3 a 10 estaciones.
- La lluvia media anual de las estaciones de cada grupo debe ser semejante.
- Cada grupo debe incluir, por lo menos, una estación con amplio registro (25 años como mínimo).

- La altitud de las estaciones del grupo debe ser similar, no debiendo existir una diferencia de más de 300 m.
- Las estaciones deben estar relativamente próximas, no debiéndose exceder una distancia de 50 km.

En principio, la estación con más amplio registro se considera modelo y se inician las comparaciones por parejas de estaciones con la estación modelo.

En el transcurso de las comparaciones, se obtienen conclusiones acerca de la homogeneidad de cada estación y se realizan las correcciones necesarias hasta que todas las estaciones han sido verificadas y/o corregidas.

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, tomando los datos de altura de precipitación anual de cada una de las estaciones.

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 siguiente tabla.

**Cuadro 3.3. Valores del coeficiente de correlación de Pearson obtenidos para el análisis de consistencia.**

ESTACIÓN	R
YESERA SUR	0.9997
YESERA NORTE	0.9996
JUNACAS	0.9956

GAMONEDA	0.9995
----------	--------

Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.3. 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.

Para la obtención del tiempo de concentración usamos las siguientes formulas empíricas, obteniendo los siguientes resultados.

**Cuadro 3. 4. Tiempos de concentración**

Nombre de la fórmula empírica.	Tc Calderas (hrs)
Giandotti	2,7296
California	1,0742
Ventura Heras	1,1566
Kirpich	1,0785
Temez	2,7370
Clark	10,6579
California Culvert Practice (1942)	8,0905
Passini I	2,9335
Johnstone Cross	56,9867
Pérez	0,0110
Pilgrim & McDermott	2,7945
Valencia & Zuluaga	2,6281
Giandotti II	2,1723

Fuente: Elaboración Propia

Luego de haber calculado los tiempos de concentración se procedió a ponderarlos para poder definir un único valor para la subcuenca. Para poder ponderar los valores, se consideró la similitud que existe entre ellos:

**Cuadro 3. 5. Tiempo obtenido en la 1º Ponderación**

Nombre de la fórmula empírica.	Tc Calderas (hrs)
Ventura Heras	1,1566
Kirpich	1,0785
California	1,0742

Tcp =	1,1031
-------	--------

Fuente: Elaboración Propia

**Cuadro 3. 6. Tiempo obtenido en la 2º Ponderación**

Nombre de la fórmula empírica.	Tc Calderas (hrs)
Giandotti	2,7296
Temez	2,7370
Passini I	2,9335
Pilgrim & McDermott	2,7945
Valencia & Zuluaga	2,6281
Giandotti II	2,1723
Tcp =	2,6658

Fuente: Elaboración Propia

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 8,98 Km.

**Cuadro 3.7. Velocidad del curso principal de la cuenca Calderas**

	Velocidad (m/s)	
	1ºPonderación	2ºPonderación
Río Principal Cuenca de Calderas	2,2613	0,9357

Fuente: Elaboración Propia

La bibliografía recomienda las siguientes velocidades para las distintas pendientes que pueda tener el cauce.

**Cuadro 3. 8. Velocidades según la pendiente del cauce**

<b>Pendiente (%)</b>	<b>Velocidad promedio (m/s)</b>
0 a 3	0,45
4 a 7	0,90
8 a 11	1,20
12 a 15	1,35

Fuente: (Botero, 2008).

De esta manera verificamos que el tiempo de concentración de la cuenca calderas es aproximadamente el obtenido en la segunda ponderación, y los asumimos para realizar todo los cálculos del proyecto.

$$T_c = 2,6658 \text{ hrs.}$$

#### **3.2.4. 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).

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.

### 3.2.4.1. Gumbel modificado para precipitaciones máximas

El método Gumbel modificado 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" (P24 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.

**Cuadro 3.9. Resumen de datos de las estaciones pluviométricas en estudio**

	JUNACAS	GAMONEDA	YESERA NORTE	YESERA SUR
Nº	24	22	34	13

<b>Media</b>	46,15	55,709090	53,2588	40,1153
<b>Desvia std.</b>	20,23157	18,132709	13,7200	7,99519
<b>Moda=media-0,45*Sx</b>	37,04579	47,549371	47,0848	36,5175
<b>Kd=Característica S/(0.577*Ed)=</b>	0,946487	0,66091	0,50500	0,37944
<b>Edp=Moda pond.</b>	43,12685			
<b>Kdp=Caract. Pond.</b>	0,638266			

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)

**Cuadro 3.10. Resultados de precipitación máxima diaria para distintos periodos de retorno.**

<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>ALTURA DE PRECIPITACIÓN</b>
100	98,17970244
500	117,4198486
1.000	125,7061285
5.000	144,9462747
10.000	153,2325546

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

$\alpha=2$      $Ac > 15 \text{ km}^2$

$\alpha=12$      $Ac \leq 15 \text{ km}^2$

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

**Cuadro 3.11. Resultados de precipitación máxima horaria para distintos periodos de retorno y distintas duraciones**

PERIODO DE RETORNO	DURACIÓN DE LA LLUVIA (Hrs)				
	0,5	1	2	4	6
100	41,1663831	54,888511	68,6106386	78,8129277	85,4703953
500	49,2337047	65,64494	82,0561745	94,2577927	102,219915
1.000	52,708111	70,277481	87,8468516	100,909534	109,433541
5.000	60,7754325	81,03391	101,292388	116,354399	126,183061
10.000	64,2498388	85,666452	107,083065	123,00614	133,396687

Fuente: Elaboración Propia

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

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

**Cuadro 3.12. Resultados de intensidades de precipitación para distintos periodos de retorno y distintas duraciones.**

<b>INTENSIDADES (mm/h) para diferentes periodos de retorno</b>					
<b>PERIODO DE RETORNO</b>	<b>DURACIÓN DE LA LLUVIA (Hrs)</b>				
	<b>0.5</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
100	82,3327663	54,888511	34,3053193	19,7032319	14,2450659
500	98,4674094	65,64494	41,0280872	23,5644482	17,0366526
1.000	105,416222	70,277481	43,9234258	25,2273835	18,2389235
5.000	121,550865	81,03391	50,6461938	29,0885997	21,0305102
10.000	128,499678	85,666452	53,5415323	30,7515351	22,2327811

Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.5. 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.

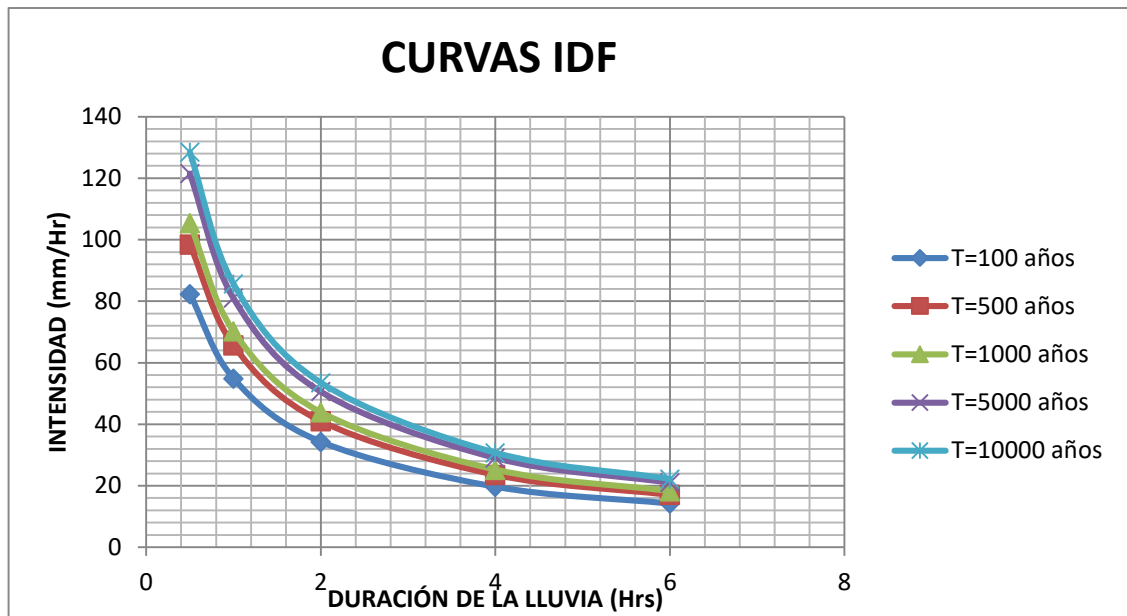
En este sentido, se debe destacar que la intensidad, según Chow et al (1994), se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h), y ésta se expresa como:

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

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 fluviógrafos (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 3.2. Curvas IDF generadas**



Fuente: Elaboración Propia

### 3.2.6. Tormenta de proyecto

Hace referencia a la manera como la lluvia que cae se reparte entre los intervalos de tiempo definidos (que sean de interés) para los cuales se toma registro y así poder entender que porcentaje de la lluvia total le corresponde a cada uno de ellos (Botero, 2008).

Se tiene la necesidad de contar con una tormenta de proyecto porque los métodos estadísticos tienen la desventaja de que únicamente permiten estimar el pico de la avenida de proyecto lo cual es muy poco confiable dado que los registros históricos rara vez son mayores de 50 años y al asignar un período de retorno a la avenida de proyecto se deja siempre una probabilidad de falla la cual resulta inadmisibles para los proyectos de obras hidráulicas. En sustitución de estos métodos no confiables tenemos los métodos hidrometeorológicos, aquellos que primero se determina una tormenta de proyecto a partir de la cual, mediante un modelo precipitación-escurrimiento, se obtiene la avenida de proyecto. Tiene la ventaja de que ellos pueden tomarse en cuenta las características de la cuenca y el efecto de regulación de las obras que se construyan en ella, lo que es muy importante en el caso de presas construidas en serie sobre el mismo río. (Pérez, 2009).

La distribución de la lluvia media para la duración total de la tormenta, se determina a partir de un hietograma de diseño, el cual se define con el apoyo de las curvas masas media de las tormentas más desfavorables que han ocurrido en una región o cuenca hidrológica, durante un lapso de tiempo lo suficientemente grande para tener certeza en los resultados.

Sin embargo, a lo largo del tiempo diversos autores tales como Tholin y Keifer (1959), NERC (1975) y algunos otros más, han desarrollado varios métodos para determinar el hietograma de diseño, utilizando para ello los registros de datos pluviográficos y concepciones teóricas diferentes (García, 2006).

#### **3.2.6.1. Método de los Bloques Alternos**

El objetivo básico de este método es determinar la curva masa acumulada de precipitación, asociada a un área de análisis y un periodo de retorno dado y con su resultado se define el hietograma de diseño, discretizando la curva masa para un intervalo de tiempo constante.

Por su parte, para el caso de áreas reducidas cuyos valores no sobrepasen los 25 km<sup>2</sup> y si se tienen disponibles lluvias asociadas a cortas duraciones, registradas en pluviógrafos, se procede a definir la curva masa de precipitación, con el apoyo de una expresión matemática que asocia en forma conjunta los valores de la lluvia, la

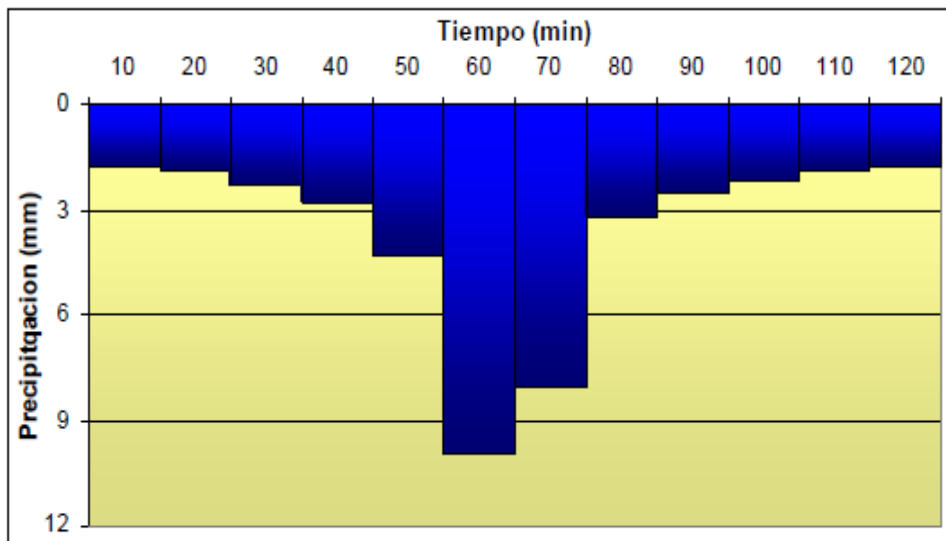
duración y la probabilidad de ocurrencia, representada por el concepto del periodo de retorno (García, 2006).

Este método es muy semejante en su concepción al del Padrón de Tormenta Critico, pretende maximizar los efectos desfavorables de la tormenta para lograr hidrogramas de crecida máximos (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

Su secuencia de aplicación es la siguiente:

- a) Se selecciona la duración de la tormenta y su intervalo de discretización, haciendo que por lo menos haya cinco de ellos.
- b) A través de las relaciones I-D-F se calcula la precipitación para cada duración correspondientes a los intervalos, se deberá calcular la precipitación mediante  $P = i \cdot t$ .
- c) Se calculan los incrementos de precipitación para cada intervalo.
- d) De igual manera se reordenan las precipitaciones de manera tal que el máximo se acomoda al centro de la duración total. El resto de las precipitaciones se ubican alternativamente delante y detrás del intervalo con precipitación máxima (Muñoz Vásquez, 1998).

**Figura 3. 3. Ejemplo de la distribución temporal de una tormenta por el método de los bloques alternos.**





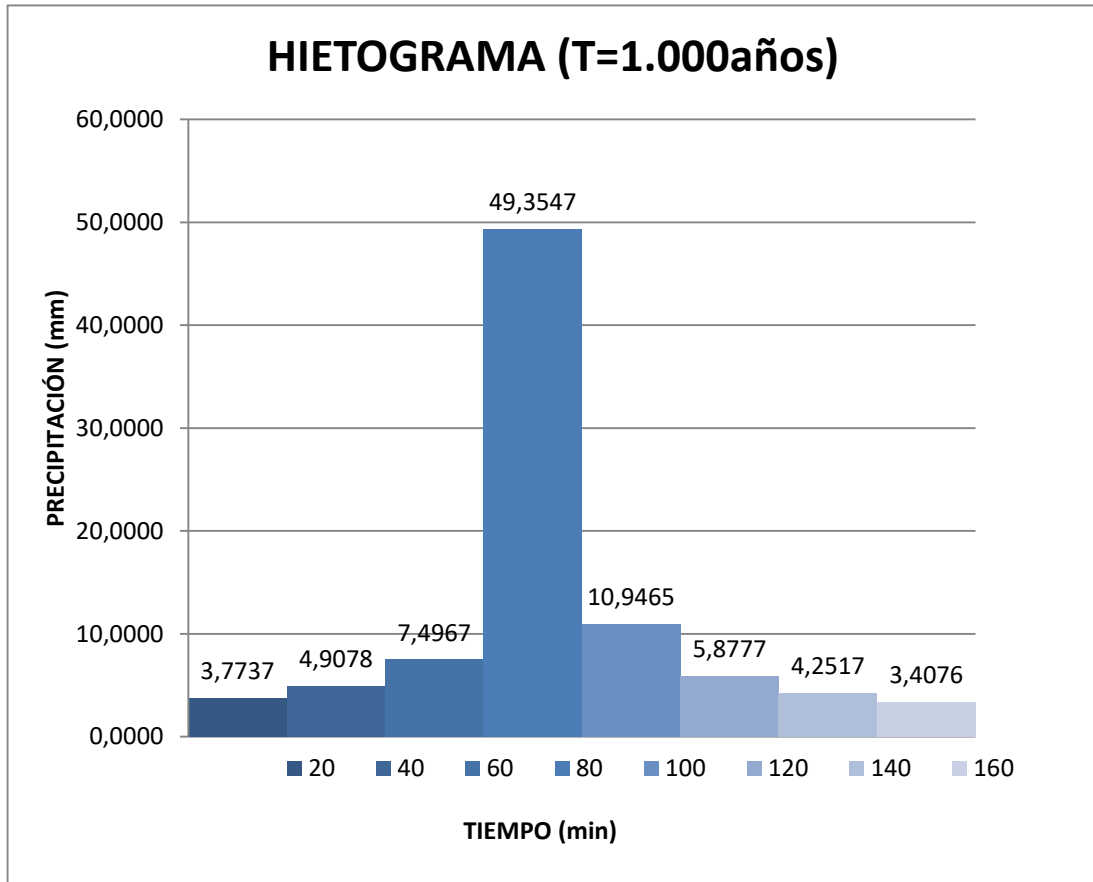
Fuente: (Cahuana Andia & Yugar Morales, Capitulo IX: Tormentas de Diseño., 2009).

Como sabemos las tormentas de proyecto son un conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas.

Las tormentas pueden durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días, y pueden abarcar extensiones de terrenos muy variables desde pequeñas zonas, hasta vastas regiones.

Es por ello que al momento de generar la tormenta de proyecto decidimos que la construiríamos tomando como duración el tiempo de concentración de la cuenca, ya que al hacerlo estaríamos afirmando que el evento sería generado tomando en cuenta las condiciones más críticas, para lo cual usaremos el método de los Bloques Alternos para generar la tormenta de Proyecto.

**Figura 3.4. Tormenta de proyecto para un T=1.000años.**



Fuente: Elaboración propia

### 3.2.7. 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 sólo 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.

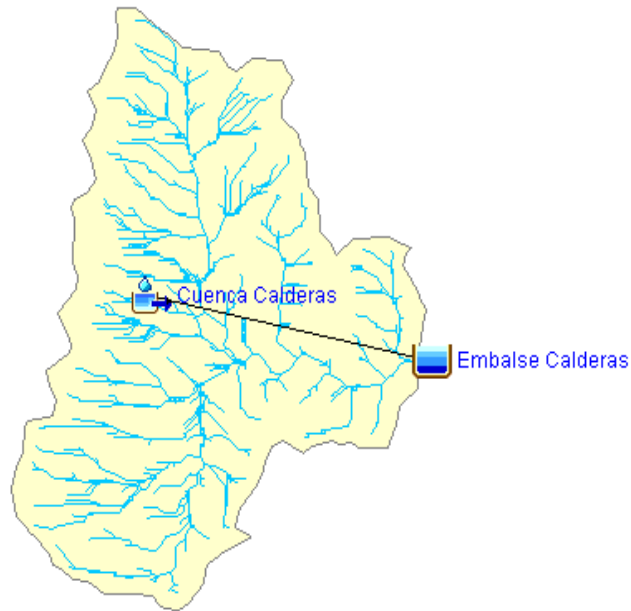
Para el presente estudio necesitamos trabajar con caudales máximos, calculados con la información de precipitación y de las propiedades de la cuenca. Estos caudales calculados serán nuestro caudales de diseño, es decir, que estamos suponiendo que estos serán los caudales máximos que produzca una lluvia en un año, con un periodo de retorno establecido.

Para la determinación de los caudales máximos se utilizó el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) con su complemento para Arc Gis Hec GeoHMS, el HEC es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrógramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de

condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño.

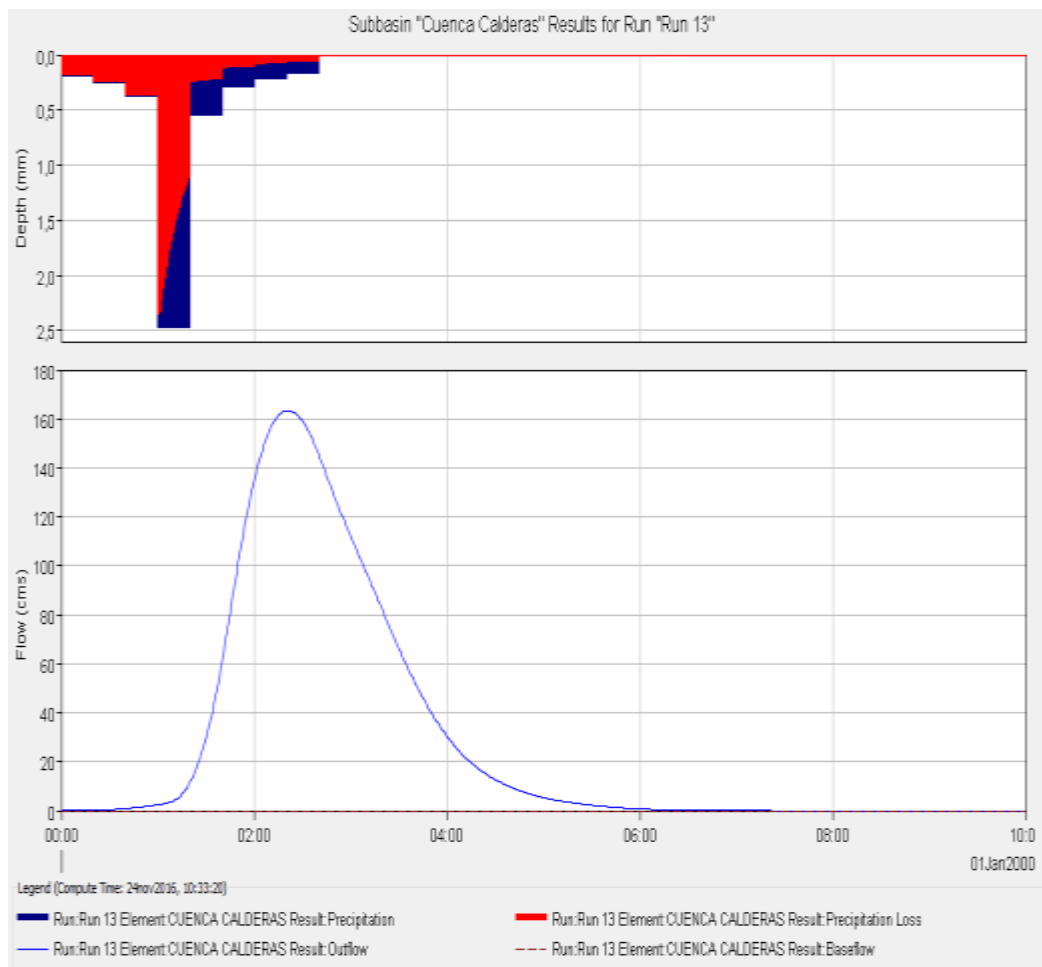
El modelo de pérdida utilizado es el número de curva del SCS, el modelo de transformación es el hidrograma unitario del SCS, y consideramos el Hietograma de diseño generado con los datos de precipitaciones mediante el método de los bloques Alternos.

**Figura 3. 5. Esquema hidrológico de la cuenca utilizado**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 3. 6. Hidrograma de salida para un periodo de retorno de 1.000 años**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 3.7. Tabla de resultados T = 1.000 años**

Computed Results			
Peak Discharge :	163.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	01ene2000, 02:21
Total Precipitation :	90.02 (MM)	Total Direct Runoff :	32.51 (MM)
Total Loss :	57.50 (MM)	Total Baseflow :	0.00 (MM)
Total Excess :	32.51 (MM)	Discharge :	32.51 (MM)

Fuente: Elaboración propia

### **3.3. Verificación hidráulica del vertedero de excedencias de la Presa Calderas**

#### **3.3.1. Laminación de crecida**

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.

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).

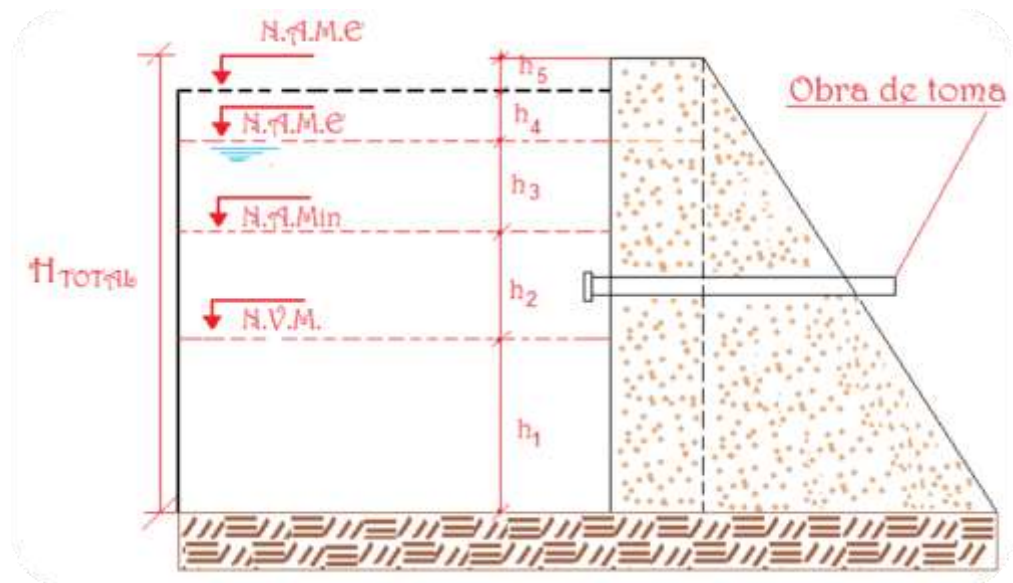
Para efectuar un tránsito de avenidas en reservorios es debe conocer las relaciones entre almacenamiento y caudales de salida, para establecer esta relación es necesario manejar dos tipos de curvas: la de elevaciones - volúmenes de almacenamiento del reservorio, y la de elevaciones - volúmenes de salida 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 3.8. Esquema de los niveles de una presa**

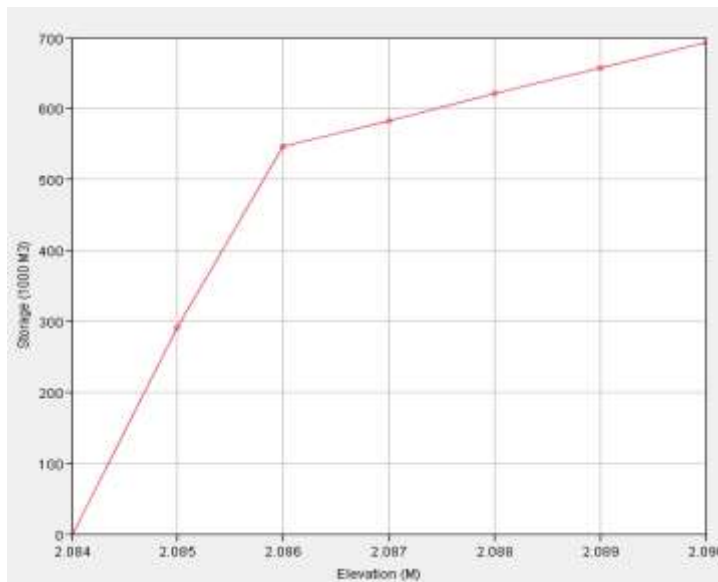




En nuestro caso analizaremos los caudales laminados para poder verificar la capacidad de descarga del vertedero. El transito del hidrogramas generado en las cuencas estudiadas, fue calculado por el HEC-HMS. A continuación se detalla la metodología utilizada:

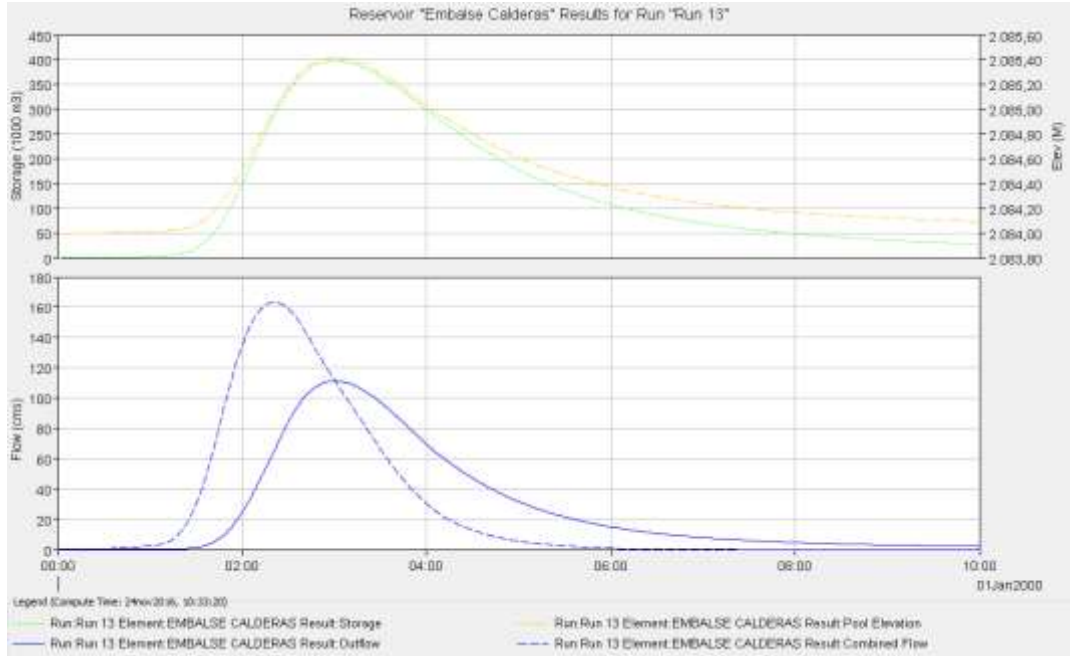
El programa HEC-HMS utiliza el método de Puls Modificado, este método es del tipo hidrológico – semiempírico y los datos ingresados son lo siguientes: Número de subdivisiones para cada tramo, condición inicial de flujo (entradas=salidas o definición del caudal de salida), tabla de valores del almacenamiento (en miles de m<sup>3</sup>) en función de la descarga (m<sup>3</sup>/s).

**Figura 3.9. Curva de descarga del vertedero**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 3.10. Hidrograma de Entrada y Salida para un periodo de retorno de 1.000 años**



Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

**Figura 3.11. Tabla de Resultados laminación para un T=1.000años**

Computed Results	
Peak Inflow : 163.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 02:21
Peak Outflow : 111.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 03:00
Total Inflow : 32.51 (MM)	Peak Storage : 397.1 (1000 M3)
Total Outflow : 31.63 (MM)	Peak Elevation : 2085.4 (M)

### 3.3.2. Rápida

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

La sección de control es el punto donde comienza la pendiente fuerte de la rápida, manteniéndose en este punto las condiciones críticas. En la rápida generalmente se mantiene una pendiente mayor que la necesaria para mantener el régimen crítico, por lo que el tipo de flujo que se establece es el supercrítico. Canal de la rápida, es la curva vertical parabólica que une la pendiente última de la rápida con el plano inclinado del principio del colchón amortiguador. Debe diseñarse de modo que la corriente de agua permanezca en contacto con el fondo del canal y no se produzcan vacíos. Si la trayectoria se calcula con el valor de la aceleración de la gravedad como componente vertical, no habrá presión del agua sobre el fondo y el espacio ocupado por el aire aumentará, limitándose así la capacidad de conducción del canal, por lo que se acostumbra usar como componente vertical un valor inferior a la aceleración de la gravedad o incrementar el valor de la velocidad para que la lámina de agua se adhiera al fondo del canal.

Tanque amortiguador, Colchón disipador, es la depresión de profundidad y longitud suficiente diseñada con el objetivo de absorber parte de la energía cinética generada en la rápida, mediante la producción del resalto hidráulico, y contener este resalto hidráulico dentro de la poza. Se ubica en el extremo inferior de la trayectoria.

Transición de salida, tiene el objetivo de unir la poza de disipación con el canal aguas abajo. Y la zona de protección, con el fin de proteger el canal sobre todo si es en tierra, se puede revestir con mampostería.

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

- 1- Se debe evitar la obtención de pendientes muy fuertes (30%), pues las mismas pueden dificultar los trabajos de construcción de la rápida y producir una vez en explotación, altas velocidades en el flujo que puedan dar lugar a la ocurrencia de la cavitación.
- 2- Seguir la pendiente natural del terreno para de esa forma disminuir la excavación. Para ello se puede concebir en el trazado de la rápida, hasta tres tramos de diferentes pendientes.
- 3- A la hora de definir la ubicación del extremo final de la rápida, se deberá tener en cuenta el tipo de disipador a emplear: si es un pozo o estanque amortiguador, la cota final de la rápida, deberá garantizar que la descarga del flujo se realice por debajo del nivel del agua que se tenga aguas abajo, para con ello propiciar la ocurrencia del salto hidráulico, si por el contrario el disipador a emplear, resulta un trampolín, la cota final de la rápida deberá quedar no menos de 2 a 3 m por encima del nivel del agua, aguas abajo para garantizar la descarga libre del flujo que circula a través de la rápida.

En nuestro caso realizamos la verificación hidráulica de la rápida ya construida, y pudimos verificar que la rápida se encuentra en condiciones de poder evacuar todas las excedencias generadas por la crecida de un periodo de retorno  $T=1.000$  años, se puede decir que es notorio el sobredimensionamiento existente en la obra, ya que está diseñada en base a una altura hidráulica de 1,95m, y en comparación con nuestros

resultados existe una diferencia importante, en las tablas siguientes se encuentran los resultados obtenidos.

**Cuadro3.13. Curva de remanso rápida**

TRAMO	X	$\Delta X$	So	y	V	E	E+So $\Delta X$	SE	SEm	SEm $\Delta X$	E+S Emed $\Delta X$
0	0	10.7	0.215	2.33	4.773	3.491	5.791	0.00276			
1	10.74	10.7	0.215	1.19	9.374	5.665	7.966	0.02092	0.011839	0.12668	5.792
2	21.48	10.7	0.215	0.97	11.444	7.647	9.947	0.03880	0.029855	0.31945	7.966
3	32.22	10.7	0.215	0.86	12.971	9.432	11.733	0.05740	0.048097	0.51464	9.947
4	42.96	10.7	0.215	0.78	14.171	11.020	13.321	0.07582	0.066612	0.71275	11.733
5	53.7	10.7	0.215	0.73	15.139	12.416	14.717	0.09342	0.084620	0.90543	13.322
6	64.44	10.7	0.215	0.70	15.929	13.630	15.931	0.10974	0.101576	1.08686	14.717
7	75.18	10.7	0.215	0.67	16.578	14.678	16.978	0.12455	0.117143	1.25343	15.931
8	85.92	10.7	0.215	0.65	17.112	15.575	17.875	0.13777	0.131158	1.40339	16.978
9	96.66	10.7	0.215	0.63	17.554	16.339	18.639	0.14940	0.143584	1.53635	17.875
10	107.4	10.7	0.215	0.62	17.919	16.986	19.287	0.15953	0.154466	1.65279	18.639

Fuente: Elaboración propia

**Cuadro 3.14. Altura de la rápida**

Y(m)	BL(m)	H(m)
2.33	0.50	2.83
1.19	0.50	1.69
0.97	0.50	1.47
0.86	0.50	1.36
0.78	0.50	1.28
0.73	0.50	1.23
0.70	0.50	1.20
0.67	0.50	1.17
0.65	0.50	1.15
0.63	0.50	1.13
0.62	0.50	1.12

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3. Disipador de energía tipo salto sky

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

Otra alternativa para disipar la energía cinética es la dispersión del flujo por medio de un canal de evacuación de solera curvada.

A través de esta medida se logra generar un salto, alejando el chorro de la obra y reduciendo la velocidad de flujo en el punto de llegada del chorro líquido. Esta medida puede tener aplicación en vertederos de excedencias, estructuras de salidas de alcantarillas de carreteras.

En una estructura tipo salto sky, una mínima parte de la energía es disipada en la cuchara, la mayoría se pierde cuando el chorro se encuentra en contacto con el aire y en la interacción con el lecho del cauce. Los objetivos principales que debe cumplir la cuchara son direccionar el chorro hacia el aire para su aireación y lanzarlo hacia una ubicación adecuada aguas abajo.

Los saltos sky con deflectores disipan mayor energía que un salto convencional, disminuyendo la socava con aguas debajo de la estructura, este tipo de salto sky es recomendable cuando:

- Las condiciones geológicas del cauce aguas abajo requieran de una menor afectación del chorro.
- Es posible sacrificar un porcentaje del alcance del chorro, sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura y sus obras anexas
- Donde el chorro no afecte significativamente la morfología del cauce debido a la posible expansión transversal del chorro por el uso de deflectores.

En general, debido a las condiciones particulares de cada proyecto, antes de la elección de un salto sky se deben realizar las consideraciones convenientes en lo referente a la disipación de energía, alcance y dirección del chorro. Se recomienda el uso de un salto sky como obra de disipación de energía cuando cumple con las siguientes consideraciones:

- Se trata de una presa alta
- El lecho del cauce del río aguas debajo de la descarga se encuentre compuesto por roca.
- Ancho del cauce aguas abajo.
- La pendiente de la rápida (menor a 4V:1H)

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

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

En este caso para la presa calderas se escogió este tipo de disipador de energía ya que el lecho del río con que se cuenta aguas debajo de la presa es de roca principalmente, y de esta manera cumple con la característica principal para el diseño de este tipo de disipador de energía.

El salto sky de la presa calderas se encuentra en la margen izquierda del río aguas abajo, y no así sobre el centro del cauce debido a que el chorro de agua debe volar hacia el cauce, esto permite airear el chorro de agua proveniente de la rápida y lanzarlo al aire de manera que se produzca un efecto de pulverización del agua, que



disipe la energía cinética por fricción con el aire y que produzca una erosión moderada en el sitio de contacto del chorro con la superficie del terreno.

El salto sky se encuentra descansando sobre un bloque de H<sup>o</sup>C<sup>o</sup>a a una altura de 4m sobre el lecho del río, gracias a esta estructura el caudal del aliviadero es lanzado hacia arriba y cae al río, a cierta distancia del extremo de la rápida. básicamente, consiste en una losa cuyo plano tiene un ancho de 10 m, esta losa además tiene una curvatura de circunferencia de radio 10 m en sentido vertical, que permite general el ángulo de salida de 30°. La longitud en desarrollo de la losa es de 7,35 m.

**Figura 3.12. Salto sky presa Calderas**



En nuestro caso para la verificación para un periodo de retorno  $T=1.000$  años, obtuvimos los siguientes resultados.

**Cuadro 3.15. Resultados de la verificación hidráulica del salto sky**  
(T=1.000años)

<b>CAUDAL</b>	111,2 m <sup>3</sup> /s
<b>TIRANTE AL FINAL DE LA RÁPIDA</b>	0,62 m
<b>NÚMERO DE FROUDE A LA ENTRADA</b>	8,363
<b>NÚMERO DE FROUDE MAX (CAVITACIÓN)</b>	73,997
<b>ÁNGULO DE SALIDA</b>	30°
<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO</b>	31,417 m
<b>INCLINACIÓN DEL CHORRO RESPECTO A LA LÁMINA AGUAS ABAJO</b>	40,099°
<b>LONGITUD DE VUELO POR EL CONO</b>	46,988 m

Fuente: Elaboración propia

Como podemos observar cumple con las principales restricciones del método, primeramente verificamos que el número de Froud en la entrada del salto sky, éste debe de ser mayor a 7 pero menor a 39.

$$V1 = \frac{Q}{b * h1} = 17,935 \text{ m/s}$$

$$Fr1 = \frac{V1}{\sqrt{g * h1}} = 8,363 \text{ (adimencional)}$$

Entonces:

$$7 < Fr1 < 39$$

$$Fr1 = 8,363 \text{ Cumple}$$

Seguidamente para comprobar que no se produzca cavitación en los deflectores se debe cumplir que  $Fr1 < Fr1 \text{ max.}$

$$Fr 1_{\max} = \frac{4.32 (h1 + Hatm - Hv)}{h1} = 73,994$$

$$(Hatm-Hv) = 10 \quad m$$

Entonces:

$$8,363 \leq 73,994 \text{ Cumple.}$$

Otra condición a tener en cuenta es que el chorro debe llegar con un ángulo  $\beta$  superior a los  $30^\circ$ , mediante el cálculo pudimos comprobar que es cumple esta condición.

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h1)}{V1^2 \cos^2 \phi}} \right)$$

$$\beta = 40,099^\circ$$

De esta manera verificamos que el dissipador de energía tipo salto sky de la presa Calderas funcionara en óptimas condiciones hidráulicamente hablando, en anexos se adjunta todo el cálculo correspondiente realizado para el dissipador de energía.

## **CAPÍTULO IV.- CLASIFICACIÓN DE LA PRESA EN FUNCIÓN A SU RIESGO POTENCIAL DE ROTURA**

### **4.1. Seguridad de presas**

La seguridad de presas es el manejo coordinado de distintas disciplinas técnicas especializadas que intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, operación y remoción de una presa, con el objeto de alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad factible. Las presas y la práctica de la ingeniería asociada a ellas, han jugado un papel fundamental en la historia de la civilización, permitiendo al hombre equilibrar en parte, la irregular distribución espacial y temporal del agua en el planeta, contribuyendo al desarrollo de la humanidad a partir de sus múltiples propósitos, como acumulación de agua para riego, regulación de crecidas, generación de energía, incorporación de espacios para la recreación, etc.

Al mismo tiempo, de la mano del avance del conocimiento, el proyecto y construcción de estas grandes obras ha evolucionado hacia estructuras de retención cada vez más altas, que han dado lugar a su vez a embalses más voluminosos. Esta situación genera, sin lugar a dudas, un factor de riesgo para vidas y bienes de quienes habitan aguas abajo. Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los técnicos encargados de su diseño, explotación y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención. Los pilares básicos de la seguridad de presas son:

- ✓ El correcto diseño y construcción.
  - ✓ El mantenimiento y control del comportamiento durante la operación.
  - ✓ La preparación para actuar eficientemente y a tiempo si es que se produce una emergencia.
- **Cuantificación de la seguridad**

Como bien se indica en el Boletín 59 de ICOLD, (Dam Safety. Guidelines, 1987) se puede definir la seguridad como el margen que separa las condiciones reales que existen en una presa de las que llevan a su deterioro o destrucción.

La reducción del riesgo es una exigencia en todas las fases de la vida de una presa y requiere la dedicación personal y la disposición de los fondos necesarios para ello. Las evaluaciones son siempre difíciles por las limitaciones técnicas y la dependencia de juicios personales. Al lado de grandes evidencias, y de variables que se pueden estudiar aplicando técnicas probabilísticas (avenidas, resistencia del hormigón, sismología, etc.), hay otros aspectos como la geología y, sobre todo, el comportamiento humano que admiten mucho peor un tratamiento numérico. En consecuencia, la actitud primera tiende a la reducción de incertidumbres, reconociendo que la seguridad absoluta no puede ser conseguida en ningún caso.

Modernamente se observa una tendencia clara hacia el tratamiento numérico de los riesgos y la cuantificación matemática del problema incluye la evaluación de la seguridad global de la presa. Es una tendencia que demanda los bancos y las compañías de seguros en su deseo de comparar las presas con otras realizaciones cuyos riesgos son aceptados. Ya aunque se ha comentado que los estudios probabilísticos no tienen mucho éxito para evaluar la globalidad es posible que en un futuro más o menos próximo den sus frutos los esfuerzos en este sentido.<sup>1</sup>

Otra forma de valorar el riesgo es la consideración conjunta del peligro potencial y la probabilidad de fallo de una presa. Esto permite el establecimiento de prioridades en las actuaciones necesarias. En el proceso de evaluación los aspectos económicos sólo se deberán tener en cuenta después de llegar a conclusiones técnicas. De existir limitaciones financieras podrá considerarse la posibilidad de medidas no estructurales, tales como el vaciado del embalse, la retención de avenidas e incluso la implantación de un plan de evacuación provisional hasta conseguir la rectificación necesaria.

---

<sup>1</sup> ICOLD (1987). Boletín 59. Dam Safety. Guidelines

De momento, los conocimientos técnicos apoyados en equipos experimentados configuran las evaluaciones más fiables. A esto se han de añadir todas las enseñanzas derivadas de los incidentes registrados hasta la fecha.

- **Niveles de seguridad y riesgo aceptables**

La sola existencia de una estructura que pueda fallar, por poco probable que sea, generando daños considerables, implica que por alguna convención, la sociedad ha decidido asumir ese riesgo en virtud de los beneficios que obtiene de la obra en funcionamiento.

La determinación del nivel de seguridad adecuado es un problema fundamentalmente económico. Toda acción que obre en beneficio de la seguridad y no genere ningún costo considerable, se ejecuta sin más. En la práctica, las limitaciones en los recursos exigen que se lleve a cabo un estudio minucioso de la seguridad de la presa a fin de determinar cuáles son las medidas económicamente factibles que otorguen un razonable grado de confianza en la integridad de la Presa.

En este orden de ideas se comentan dos principios complementarios el uno del otro (Membrillera et al, 2005):

ALARP (As Low As Reasonably Possible; tan bajo como razonablemente sea posible), Principio utilizado como criterio social de aceptación, por el que los riesgos menores que un umbral máximo de tolerabilidad se asumen únicamente si su reducción resulta impracticable o si el coste necesario para ello es desproporcionado en comparación con la mejora de seguridad alcanzada.

DE MINIMIS: Recomendación normativa aplicada, en ocasiones, una vez que el principio ALARP ha agotado sus posibilidades. Se trata de una obligación legal para aplicar siempre medidas, cuando sean de bajo coste, aunque no resulten económicamente rentables.

- **Concepto de riesgo**

El riesgo es una medida de la probabilidad de ocurrencia de una falla en alguna o varias de las estructuras que componen la obra, asociada a la esperanza matemática

de la aparición de un escenario de carga, en combinación con la capacidad de generar daños.

Anteriormente, al definir la seguridad se entendió por esta al margen que separa las condiciones de la estructura de aquellas que la llevan a su falla. El enfoque que se pretende dar al término riesgo es la probabilidad asociada a la reducción de ese margen hasta el punto de que ocurra esa falla, sin embargo también se asocia al término riesgo la capacidad de producir daños a partir de la ocurrencia del fallo; de este modo se está vinculando al sistema Presa-Embalse con la vulnerabilidad de las poblaciones ubicadas aguas abajo, el medio ambiente, los usuarios del agua etc.

El daño potencial que puede generar la falla de un elemento de la presa esta también asociado al concepto de vulnerabilidad, entendida como la característica de una persona o grupo desde el punto de vista de su capacidad de anticipar, sobrevivir, resistir y recuperarse del impacto de un acontecimiento no deseado.<sup>2</sup>

#### **4.2. Clasificación de presas según su riesgo potencial de rotura.**

En España existen alrededor de 1200 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 2,4 presas por cada 1.000 Km<sup>2</sup> de territorio (Delliou P., 1998). Es el país de Europa occidental con mayor número de grandes presas. Se dará un tratamiento especial a esta legislación por considerarse una base importante para el desarrollo de la metodología de evaluación que se presentará en el Capítulo IV.

Los principales reglamentos relacionados con la seguridad de Presas en España, que con diferentes niveles de aplicación, están vigentes en la actualidad son: la instrucción para el proyecto, construcción y explotación de presas (1967), la Directriz de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones (1995), el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas (1996) y las Guías Técnicas de Seguridad de Presas del Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP) y el Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos (CICCP).

---

<sup>2</sup> COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, (1996). Clasificación de presas en función al riesgo potencial de rotura. Guías técnicas de seguridad de presas

A continuación se comenta brevemente algunos de estos documentos.

- **Reglamento Técnico para la Seguridad de Presas (1996)**

El reglamento tiene por objeto determinar las normas técnicas precisas para la seguridad de las presas y embalses. A tal fin, establece los requisitos y condiciones técnicas que deben cumplirse durante las fases de proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y estado de fuera de servicio de las presas y embalses, en orden a alcanzar sus óptimas condiciones de utilidad y seguridad que eviten daños a las personas, a los bienes y al medio ambiente.

En primer lugar se indica cuáles estructuras reciben la denotación de “Grandes Presas”, siendo estas últimas aquellas que cumplan al menos con una de las condiciones siguientes:

- Altura superior a 15 metros medida desde la parte más baja de la cimentación hasta la coronación.
- Altura comprendida entre 10 y 15 metros siempre que cumplan con alguna de las siguientes características: Longitud de coronación mayor de 500 metros; Capacidad de embalse superior a un hectómetro cúbico; Capacidad de desagüe superior a 2.000 m<sup>3</sup>/s.

Seguidamente se indica otra clasificación, esta vez con respecto al riesgo, teniéndose tres categorías A, B y C en función de los daños potenciales de una eventual rotura en términos económicos y de vidas humanas.

- **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
- **Clasificación de una presa en función del riesgo potencial de rotura (Normativa Española) – Clasificación utilizada en el presente trabajo**

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 cimiento.
  - 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 cimiento) y, bien, una longitud de coronación superior a 500 m, bien, una capacidad de desagüe superior a 2.000 m<sup>3</sup>/seg.
- ✓ 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.<sup>3</sup>

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.

### **4.3. Clasificación de la presa Calderas en función a su riesgo Potencial de rotura**

#### **4.3.1. Metodología empleada para la clasificación**

---

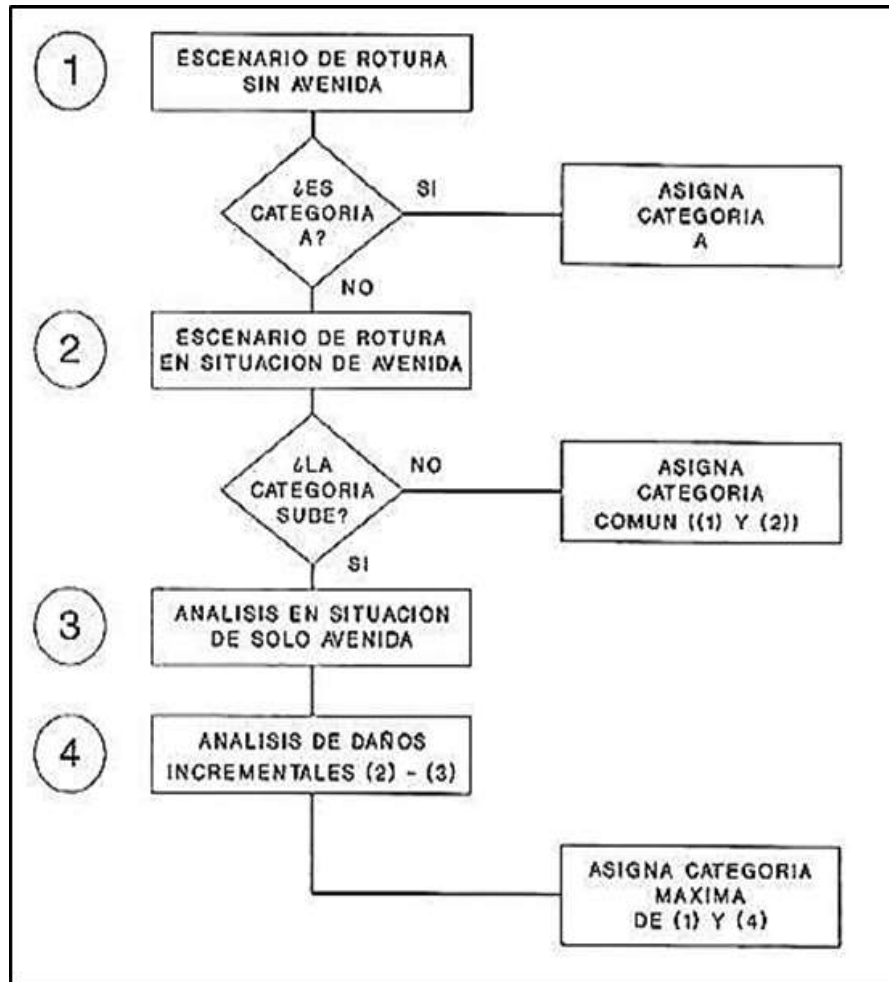
<sup>3</sup> COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS, (2013). Guía N°4 Avenida de proyecto. Guías técnicas de seguridad de presas

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.

**Cuadro 4. 1. Secuencia de cálculo para la clasificación**



Fuente: Guías técnicas de Seguridad de Presas “Clasificación de presas en función al riesgo potencial de rotura”

Las recomendaciones de la legislación en el tema de seguridad de presas nos propone 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.

5°. 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.

**d) 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.

**e) 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 el cuadro II-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.

**Cuadro 4. 2. 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: Guías técnicas de Seguridad de Presas N°4 “Avenida de Proyecto”

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

**Cuadro 4.3. Clasificación de daños potenciales propuesta para Bolivia.**

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MUY IMPORTANTES	IMPORTANTES	MODERADOS
	Categoría A	Categoría B	Categoría C
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas	n° de instalaciones >10	5 < n° de instalaciones < 10	n° 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: Formulario Clasificación de presas, Ing. Moisés Perales Avilés.

**f) 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 aquéllos 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).

**g) 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 esta 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.

**4.3.2. Métodos para el estudio de inundación consecuencia de la rotura de una presa.**

Existen diversos métodos para el estudio de la formación y propagación de las ondas de rotura de presas, de las que en este documento se presentan cuatro tipos que, ordenados de mayor a menor complejidad, son los siguientes:

- método completo (modelos hidráulicos completos)
- método simplificado de modelización

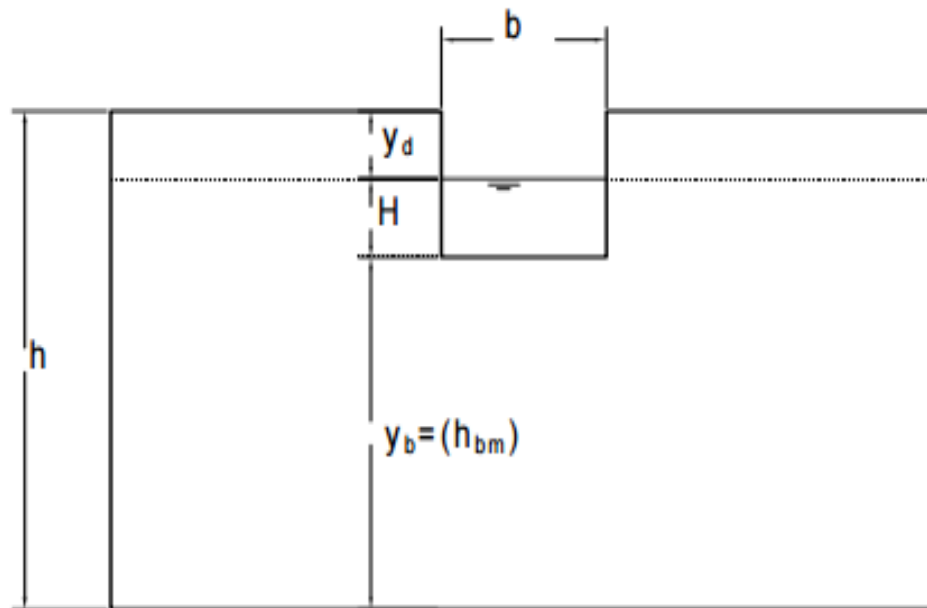
- método mixto hidrológico-hidráulico
- método simplificado de las curvas envolventes.

De entre los métodos propuestos por la Guía técnica, adoptaremos el método mixto hidrológico-hidráulico. Es este un método simplificado que se basa en la aplicación sucesiva de tres fases: determinación de la onda de rotura, estudio de su propagación y determinación de los niveles de agua correspondientes.

Alternativamente al procedimiento anterior, podrán utilizarse procedimientos paramétricos que determinen la onda de rotura a partir de las fórmulas hidráulicas de desagüe sobre un aliviadero en pared gruesa en un procedimiento incremental en el tiempo, como puede ser la subrutina incorporada al efecto al programa HEC-RAS, desarrollado por el U.S. Hydrologic Engineering Center

El método mixto hidrológico-hidráulico, se desarrolla a partir de una configuración de la brecha de rotura, definiéndose el caudal instantáneo según la ecuación para un aliviadero de pared gruesa:

**Figura 4. 1 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),  $A_s$  que sería el espejo de agua del embalse esta en ( $m^2$ ) y  $\tau$  en (s). El tiempo de rotura  $\tau$  está en función del tipo de presa.

En las presas de materiales sueltos el método propone el cálculo del tiempo de rotura  $\tau$  y del ancho medio de brecha  $b$  (ancho a una altura  $h/2$ ) a partir de una ecuación empírica obtenida por el ajuste de datos de fallos de presas y, que está en función del volumen  $V$  del embalse y de la altura de presa  $h$ ; así:

$$\tau = 4,8V^{0,5}/h \quad b = 20(Vh)^{0,25}$$

En donde  $\tau$  está en horas,  $V$  en  $\text{hm}^3$ ,  $b$  y  $h$  en metros. La profundidad de la brecha se considera hasta el contacto con el cauce y la forma se asume trapezoidal con taludes 1:1. De esta forma, conocida la altura de embalse  $h$ , la superficie del embalse  $A_s$  correspondiente a esa altura y, calculado el tiempo de rotura  $\tau$ , podemos calcular de forma inmediata el ancho de brecha equivalente  $b$ .

La ecuación utilizada para el cálculo del caudal pico de rotura es la siguiente:

$$Q = K (V \cdot h)^{0,5}$$

donde:  $Q$  = caudal pico de rotura ( $\text{m}^3/\text{seg}$ )

$K$  = constante (780 para presas bóveda y 550 para los restantes casos)

$V$  = volumen de embalse ( $\text{Hm}^3$ )

$h$  = altura de presa sobre cimientos (m).

Se admitirá una forma triangular para el hidrograma. La base del triángulo será tal que el volumen del hidrograma coincida con el volumen total de embalse y la punta se situará centrada en el tiempo.

Los resultados serán los siguientes:

$b = 69,40$  m. (ancho de brecha a  $h/2$ )

$\tau = 1.332$  s. = 22,20 min. (tiempo de rotura calculado)

$H_{\text{max}} = 29$  m. (altura máxima brecha)

$Q_p = 6.622,877$   $\text{m}^3/\text{s}$  (caudal pico de rotura).

### **4.3.3. Modelación HEC-RAS**

#### **4.3.3.1. 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.

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.

Para la opción del flujo variable el modelo HEC-RAS se basa en las 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

$S_o$  pendiente del fondo del canal

$g$  aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ).

#### 4.3.3.2. Modelación de la rotura

Para el caso específico de la presa Calderas, se tiene la situación particular de una rotura de presa y 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 el programa HEC-RAS, y su extensión HECGeo-RAS para el programa ARC GIS.

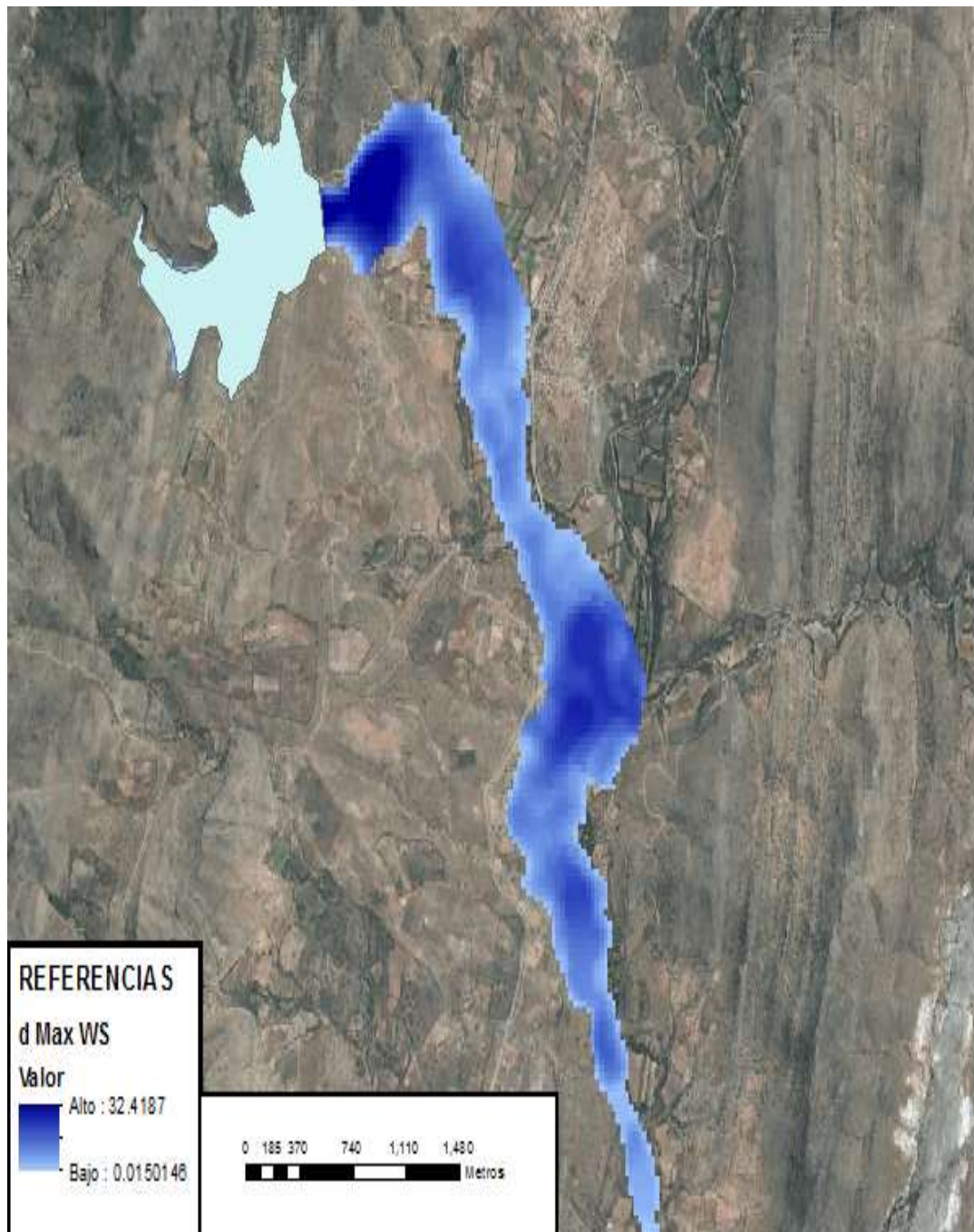
**Figura 4. 2. Vista de la simulación en HEC-RAS**



Fuente: Elaboración Propia

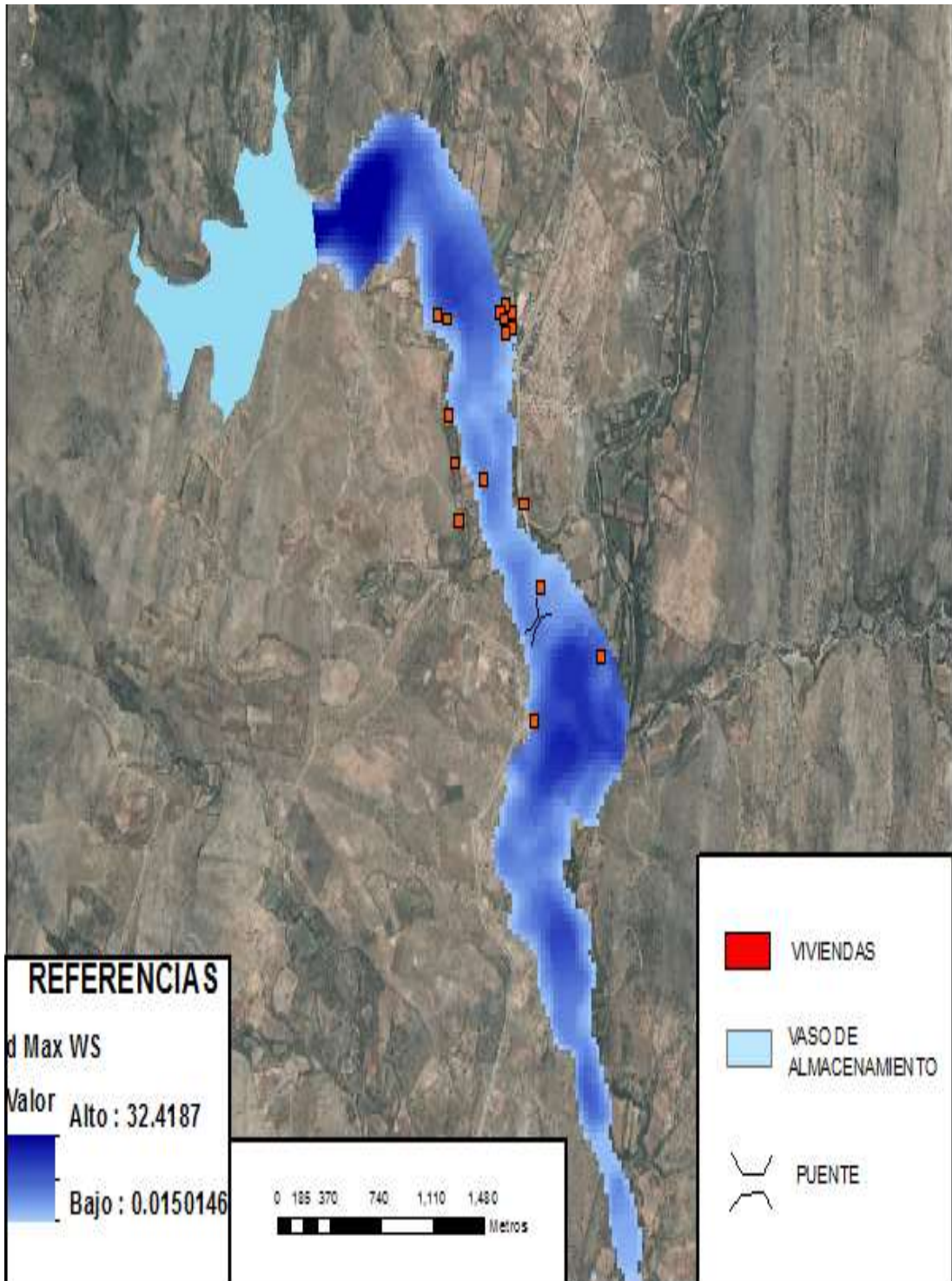
La llanura de inundación para el instante después de 10 min de la rotura, es decir, en su momento más crítico es la siguiente.

**Figura 4. 3. Llanura de inundación Presa calderas**



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 4. 4. Viviendas aguas abajo de la presa Calderas



Fuente: Elaboración Propia.

Se puede observar que la llanura de inundación logra afectar a 16 viviendas que se encuentran aguas abajo del embalse, viviendas familiares que a las que pertenecen pequeñas parcelas de cultivos. La Llanura de inundación también logra afectar al camino interprovincial, y por lo tanto también afecta a la provisión de servicios básicos de las comunidades aledañas.

#### 4.3.4. Formulario de Clasificación

En base a la metodología antes plantea 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 completo se encuentra adjunto en anexos.

**Cuadro 4. 4. Resultados de la Clasificación Presa Calderas**

<b>PRESA CALDERAS</b>	<b>CATEGORÍA ASIGNADA</b>
<b>4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS</b>	A
<b>4.2 SERVICIOS ESENCIALES</b>	C
<b>4.3 DAÑOS MATERIALES</b>	B
<b>4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES</b>	C
<b>4.5 OTRAS AFECCIONES</b>	C
<b>CLASIFICACIÓN DE LA PRESA</b>	<b>A</b>

Fuente: Elaboración Propia

**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.

Como resultado asignamos una categoría “A” debido a las afecciones cuantificadas en el formulario de clasificación adjunto en anexos.

## **CAPÍTULO V.- VERIFICACIÓN HIDRÁULICA DEL VERTEDERO DE EXEDENCIAS DE LA PRESA CALDERAS APLICANDO EL CRITERIO DE LA CRECIDA MÁXIMA EXTREMA.**

### **5.1. Crecida máxima extrema**

La experiencia histórica muestra que las crecidas extremas suponen un riesgo importante para la seguridad de las presas, y que esta problemática hidrológica hidráulica debe de tener una especial atención tanto en el proyecto de presas, como en su explotación y operación en situaciones de avenida.

Existen numerosos estudios y datos estadísticos sobre roturas e incidentes en grandes presas, y la comisión internacional de grandes presas (ICOLD) ha realizado un gran esfuerzo para que la comunidad presística internacional aprovechara al máximo el conocimiento de las causas que a lo largo de los tiempos han provocado las roturas, con el fin de avanzar en las condiciones de gran seguridad que tienen cada vez más estas obras.

La definición de la avenida de proyecto en el Reglamento, y transcrita en la guía, está basada únicamente en que los órganos de desagüe funcionan correctamente.

Si se establece una avenida determinada y con ella se proyectan las capacidades de los órganos de desagüe, éstos, por definición, tienen que funcionar bien para dicha avenida. La definición podía ser indicadora del fin que se persigue, si se tratase exclusivamente de la seguridad de la estructura,

pero no vale para explicar cual debe ser la avenida a considerar. De aceptarse este criterio, todos los elementos de una presa deben funcionar correctamente, y esta única frase serviría para todo el Reglamento de seguridad y todos los elementos de cualquier presa.

Para alcanzar una mayor seguridad hidrológica el “Reglamento técnico sobre seguridad de presas y embalses” en su artículo N°11, define criterios básicos para la selección de la avenida de proyecto, que se fijan en el riesgo asumible y en la



categoría de la presa. Y se definen dos tipos de crecidas afluentes al embalse a considerar, la crecida de proyecto y otra avenida mayor a considerar, la crecida máxima extrema.

**CRECIDA DE PROYECTO.-** Es la máxima crecida a tener en cuenta para dimensionar el aliviadero, los sistemas de desagüe y las estructuras de disipación de energía, de forma que funcionen adecuadamente.

**CRECIDA MÁXIMA EXTREMA** que es la avenida mayor que la presa debe soportar, y supone un escenario límite al cual puede estar sometida la presa sin que se produzca su rotura, si bien admitiendo márgenes de seguridad más reducidos.

La avenida extrema es la que garantiza la seguridad de la presa ante su rotura; es también una avenida a considerar en el proyecto, es por tanto una avenida del proyecto. Y es la única exigencia de la seguridad de la presa. Esta avenida reduce de manera importante la incertidumbre sobre alguna rotura que pueda generarse.

En cada caso y en función de la clasificación de la presa, se definirá razonadamente ambas crecidas.

Las “Guías Técnicas de seguridad de presas” elaboradas por el comité nacional español de grandes presas recomienda considerar unos determinados periodos de retorno, lo que de hecho, en la práctica, ha convertido la Guía en norma de cumplimiento obligado. Y lo hace elevando notablemente los periodos de retorno, intentando asemejarse lo que establecen la mayoría la de las normas extranjeras.

Ampliar estos periodos de retorno, pedir mayor exigencia por motivos de seguridad ante la potencial ruina de la obra, debe ser fundamental e importantísimo para la avenida extrema.

Una vez clasificadas las presas según su riesgo, se recomienda que las crecidas a considerar: Avenida de proyecto y Avenida extrema sean las correspondientes a los siguientes periodos de retorno:

**Figura 5. 1 . Periodos de Retorno empleados para avenidas de diseño.**

Periodos de retorno (en años) empleados para las avenidas de proyecto y extrema de presas, en función de la categoría de la presa.

<b>CATEGORÍA DE LA PRESA</b>	<b>AVENIDA DE PROYECTO</b>	<b>AVENIDA EXTREMA</b>
A	1.000	5000-10000
B	500	1000-5000
C	100	100-500

Fuente: Guías técnicas de Seguridad de Presas N°4 “Avenida de Proyecto”

En las presas de materiales sueltos se recomienda seleccionar como avenida extrema el valor correspondiente al límite superior del periodo de retorno mostrados en la figura 4.

**5.2. Determinación de la crecida máxima extrema**

Habiendo obtenido como producto de la clasificación de la presa en función a su riesgo potencial de rotura una Categoría A. Asumimos como periodo de retorno el valor de 10.000 años para realizar la estimación de la crecida máxima extrema.

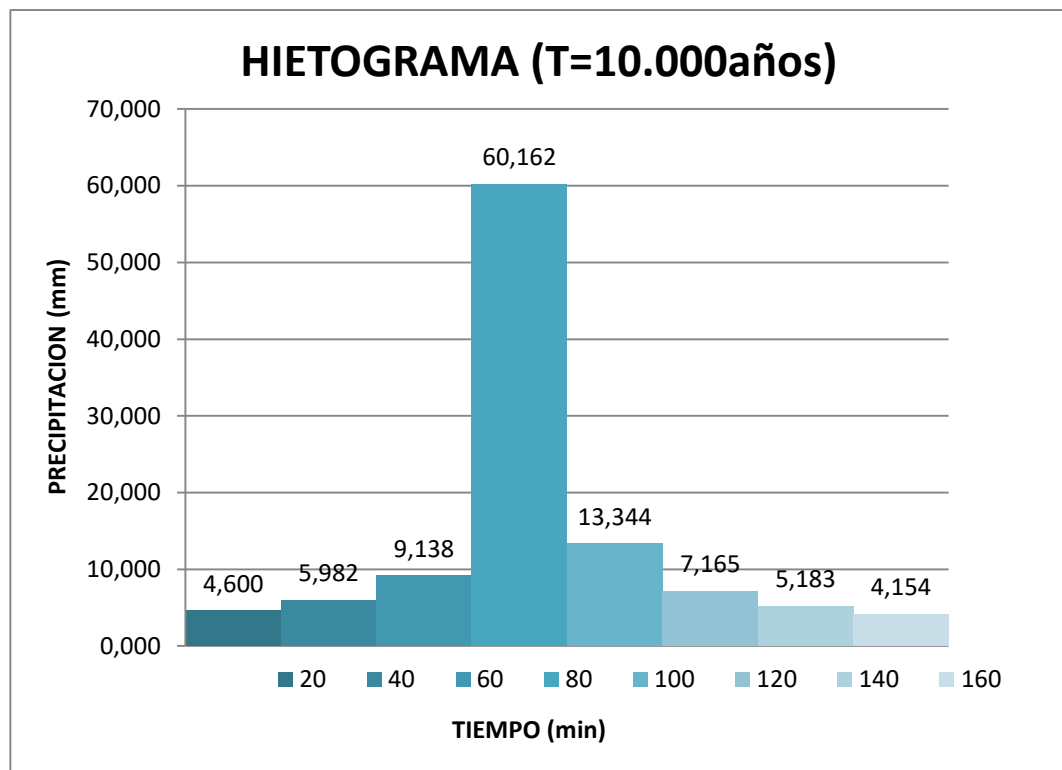
Para realizar esta estimación se usaron los mismo datos y características de la cuenca mencionados en el capítulo III.

### 5.2.1. Tormenta de proyecto

Las tormentas pueden durar desde unos pocos minutos hasta varias horas y aun días, y pueden abarcar extensiones de terrenos muy variables desde pequeñas zonas, hasta vastas regiones.

Es por ello que al momento de generar la tormenta de proyecto decidimos que la construiríamos tomando como duración el tiempo de concentración de la cuenca, ya que al hacerlo estaríamos afirmando que el evento sería generado tomando en cuenta las condiciones más críticas, para lo cual usaremos el método de los Bloques Alternos para generar la tormenta de Proyecto.

**Figura 5. 2. Tormenta de Proyecto para un T=10.000 años**



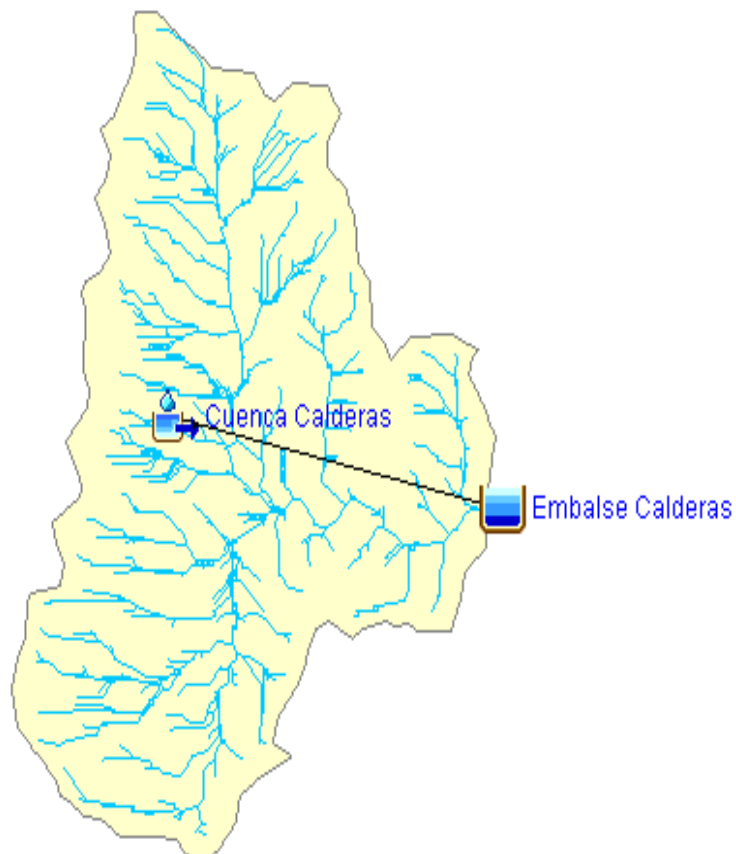
Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.2. Caudales máximos

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.

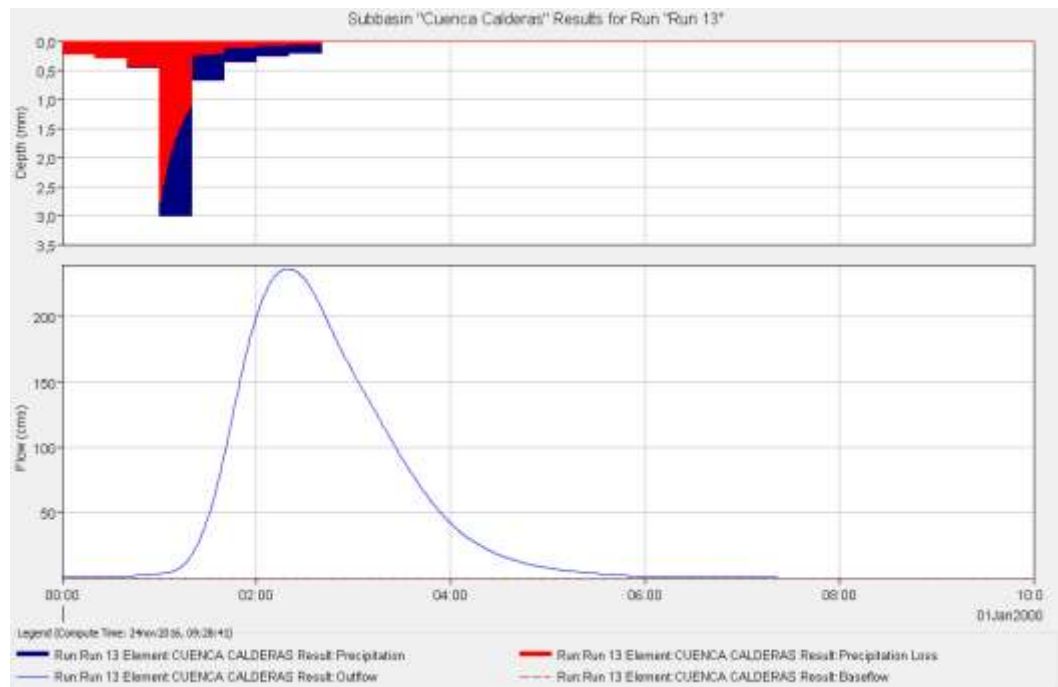
Para la determinación de los caudales máximos se utilizó el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) con su complemento para Arc Gis Hec GeoHMS, el HEC es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño. El modelo de pérdida utilizado es el número de curva del S.C.S., el modelo de transformación es el hidrograma unitario del S.C.S., y consideramos el hietograma de diseño generado con los datos de precipitaciones mediante el método de los bloques Alternos.

**Figura 5. 3. Esquema hidrológico de la cuenca**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 5. 4. Hidrograma de salida para un periodo de retorno de 10.000 años**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 5. 5. Tabla de resultados T = 10.000 años**

Fuente:

Computed Results			
Peak Discharge :	237.0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	01ene2000, 02:19
Total Precipitation :	109.73 (MM)	Total Direct Runoff :	46.56 (MM)
Total Loss :	63.17 (MM)	Total Baseflow :	0.00 (MM)
Total Excess :	46.56 (MM)	Discharge :	46.56 (MM)

Elaboración propia

### **5.3. Verificación hidráulica del vertedero de excedencias de la Presa Calderas para la crecida máxima extrema**

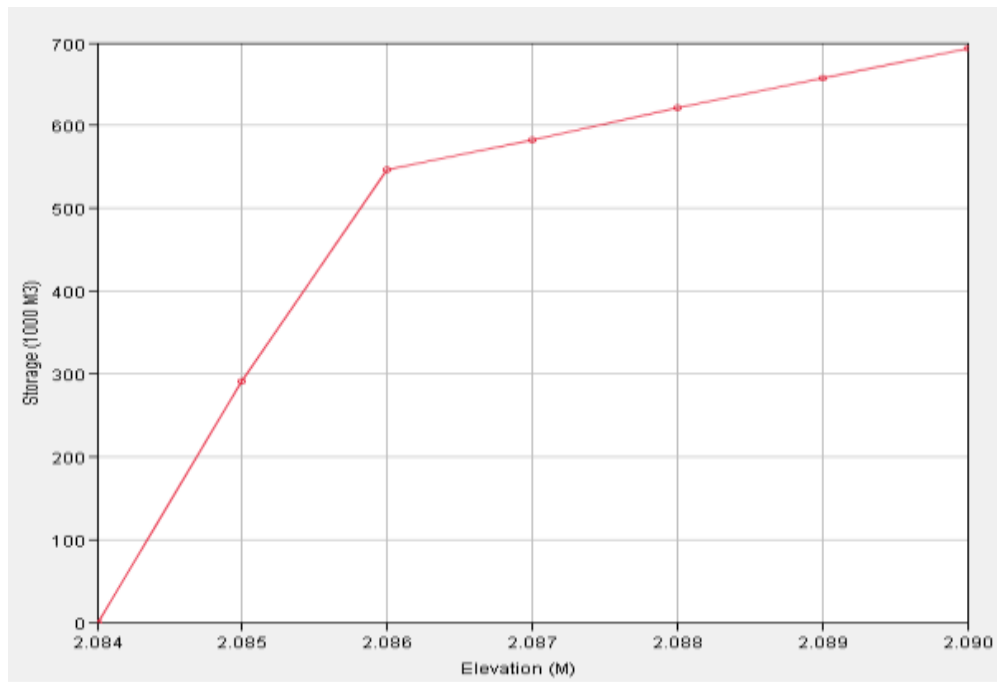
#### **5.3.1. Laminación de crecida**

En nuestro caso analizaremos los caudales laminados para poder verificar la capacidad de descarga del vertedero para una supuesta crecida máxima extrema con un periodo de retorno  $T=10.000$  años.

El transito del hidrogramas generado en las cuencas estudiadas, fue calculado por el HEC-HMS. A continuación se detalla la metodología utilizada:

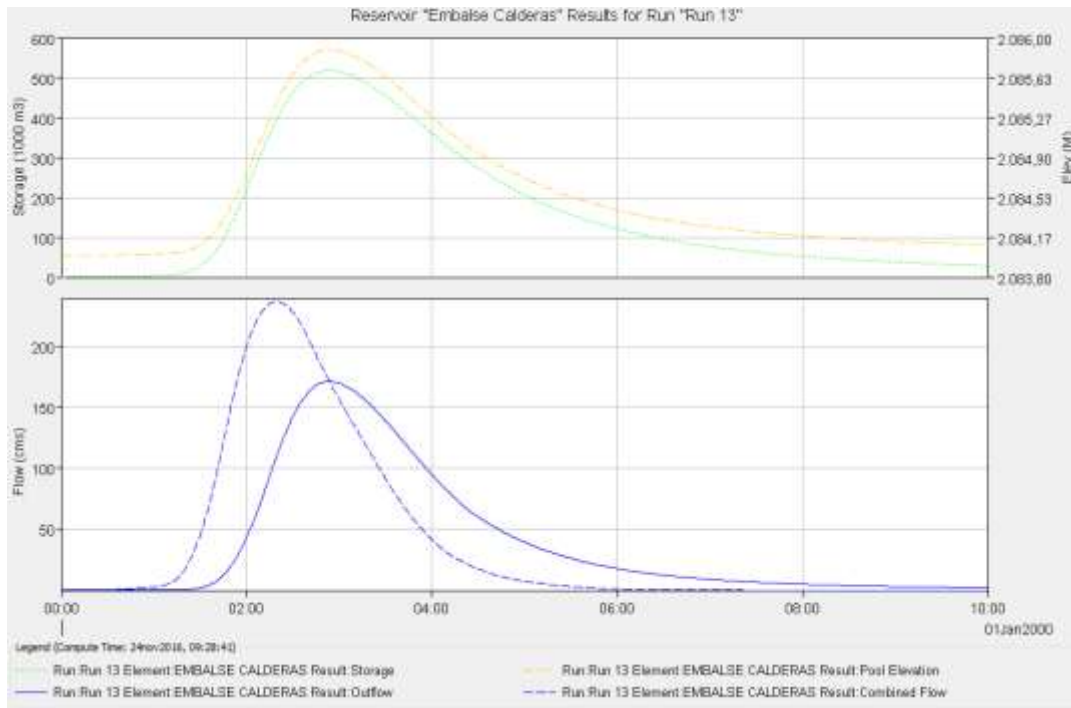
El programa HEC-HMS utiliza el método de Puls Modificado, este método es del tipo hidrológico – semiempírico y los datos ingresados son lo siguientes: Número de subdivisiones para cada tramo, condición inicial de flujo (entradas=salidas o definición del caudal de salida), tabla de valores del almacenamiento (en miles de  $m^3$ ) en función de la descarga ( $m^3/s$ ).

**Figura 5. 6 . Curva de descarga Vertedero de excedencias**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 5.7. Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 10.000 años**



Fuente: Elaboración propia

**Figura 5. 8. Tabla de resultados laminación para un T=10.000años**

Computed Results	
Peak Inflow : 237.0 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 02:19
Peak Outflow : 171.5 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 02:54
Total Inflow : 46.56 (MM)	Peak Storage : 517.9 (1000 M3)
Total Outflow : 45.62 (MM)	Peak Elevation : 2085.9 (M)

Fuente: Elaboración propia.

### **5.3.2. Rápida**

En nuestro caso realizamos la verificación hidráulica de la rápida ya construida, bajo las mismas condiciones ya mencionadas en el capítulo III y pudimos verificar que la rápida se encuentra en condiciones de poder evacuar todas las excedencias generadas por la crecida de un periodo de retorno T=10.000 años.

#### **Cuadro 5.1. Curva de remanso rápida**



TRAMO	X	$\Delta X$	$S_0$	y	V	E	$E+S_0 \Delta X$	SE	SEm	SEm $\Delta X$	$E+S_0 \Delta X$
0	0	10.7	0.215	3.11	5.514	4.660	6.960	0.00287			
1	10.74	10.7	0.215	1.76	9.747	6.602	8.902	0.01504	0.008958	0.09585	6.698
2	21.48	10.7	0.215	1.44	11.914	8.674	10.975	0.02753	0.021289	0.22780	8.902
3	32.22	10.7	0.215	1.27	13.540	10.610	12.911	0.04067	0.034102	0.36489	10.975
4	42.96	10.7	0.215	1.15	14.857	12.404	14.705	0.05410	0.047383	0.50700	12.911
5	53.7	10.7	0.215	1.07	15.958	14.055	16.355	0.06748	0.060790	0.65045	14.705
6	64.44	10.7	0.215	1.02	16.895	15.564	17.864	0.08055	0.074015	0.79196	16.356
7	75.18	10.7	0.215	0.97	17.699	16.935	19.236	0.09309	0.086820	0.92897	17.864
8	85.92	10.7	0.215	0.93	18.394	18.176	20.477	0.10497	0.099031	1.05963	19.236
9	96.66	10.7	0.215	0.90	18.996	19.294	21.595	0.11609	0.110533	1.18270	20.477
10	107.4	10.7	0.215	0.88	19.520	20.298	22.599	0.12642	0.121256	1.29744	21.596

Fuente: Elaboración propia

### Cuadro 5.2. Altura de la rápida

<b>Y (m)</b>	<b>BL (m)</b>	<b>H (m)</b>
3.11	0.5	3.61
1.76	0.5	2.26
1.44	0.5	1.94
1.27	0.5	1.77
1.15	0.5	1.65
1.07	0.5	1.57
1.02	0.5	1.52
0.97	0.5	1.47
0.93	0.5	1.43
0.90	0.5	1.40
0.88	0.5	1.38

Fuente: Elaboración propia

### 5.3.3. Disipador de energía tipo salto sky

Una alternativa para disipar la energía cinética es la dispersión del flujo por medio de un canal de evacuación de solera curvada, a través de esta medida se logra generar un salto, alejando el chorro de la obra y reduciendo la velocidad de flujo en el punto de llegada del chorro líquido. Esta medida tiene aplicación en vertederos de excedencias.

Para la verificación del disipador de energía para un periodo de retorno  $T=10.000$  años, usamos la metodología similar mostrada en el capítulo III, y obtuvimos los siguientes resultados.

**Cuadro 5.3. Resultados de la verificación hidráulica del salto sky (T=10.000años)**

<b>CAUDAL</b>	171,5 m <sup>3</sup> /s
<b>TIRANTE AL FINAL DE LA RÁPIDA</b>	0,88 m
<b>NÚMERO DE FROUDE A LA ENTRADA</b>	8,623
<b>NÚMERO DE FROUDE MAX (CAVITACIÓN)</b>	53,410
<b>ÁNGULO DE SALIDA</b>	30°
<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO</b>	36,471 m

<b>INCLINACIÓN DEL CHORRO RESPECTO A LA LÁMINA AGUAS ABAJO</b>	39,290°
<b>LONGITUD DE VUELO POR EL CONO</b>	57,094 m

Fuente: Elaboración propia

Donde primeramente verificamos que el número de Froud en la entrada del salto sky, este debe de ser mayor a 7 pero menor a 39.

$$V_1 = \frac{Q}{b * h_1} = 19,489 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * h_1}} = 8,623 \text{ (adimensional)}$$

$$7 < Fr_1 < 39$$

$$Fr_1 = 8,623 \text{ Cumple}$$

Seguidamente para comprobar que no se produzca cavitación en los deflectores se debe cumplir que  $Fr_1 < Fr_{1 \text{ max}}$ .

$$Fr_{1 \text{ max}} = \frac{4.32 (h_1 + H_{atm} - H_v)}{h_1} = 53,4109$$

$$(H_{atm} - H_v) = 10 \text{ m}$$

$$\text{Entonces: } 8,623 \leq 53,4109 \text{ Cumple.}$$

Otra condición a tener en cuenta es que el chorro debe llegar con un ángulo  $\beta$  superior a los 30°, mediante el cálculo pudimos comprobar que es cumple esta condición.

$$\beta = \arctan \left( \sqrt{\tan^2 \phi + \frac{2g(P + h_1)}{V_1^2 \cos^2 \phi}} \right)$$

$$\beta = 39,290^\circ$$

De esta manera verificamos que el dissipador de energía tipo salto sky de la presa Calderas funcionara en óptimas condiciones hidráulicamente hablando, en anexos se adjunta todo el cálculo correspondiente realizado para el dissipador de energía.

### ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Después de haber realizado el estudio hidrológico e hidráulico, se realizará una comparación exhaustiva de los resultados obtenidos en el presente proyecto con los resultados que se tiene en el ESTUDIO A DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS, para realizar un análisis de las variaciones en los resultados y así poder verificar puntualmente cuales fueron los parámetros que derivaron a obtener resultados diferentes.

- **Información meteorológica empleada.**

ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA			EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS		
1	TARIJA AASANA	1963 – 2015	1	TARIJA AASANA	1963 – 2002
2	YESERA SUR	2002 – 2015	2	EL TEJAR	1970 – 2002
3	YESERA NORTE	1978 – 2015	3	YESERA NORTE	1990 – 2002

4	JUNACAS	1978 – 2002	4	JUNACAS	1978 – 2002
5	GAMONEDA	1979 – 2002	5	GAMONEDA	1979 – 2002

En el presente proyecto se utilizaron 4 estaciones de las 5 usadas en el estudio a diseño final de la presa Calderas, la única estación que difiere es la estación de “yesera sur” que se uso en la actualización con la de “el tejlar” que fue usada en el estudio a diseño final de la presa Calderas, solo se usó la información pluviométrica de estas estaciones.

- **Parámetros de la cuenca.**

PARÁMETRO	UNIDAD	ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA	EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS
ÁREA	km <sup>2</sup>	30,77	30,33
LONGITUD DEL RÍO PRINCIPAL	km	8,98	8,96
PENDIENTE DEL CURSO PRINCIPAL	m/m	0,05	0,05

Se tiene una variación de 0,44 km<sup>2</sup> en el área de la cuenca y una variación de 0,02 km en la longitud del rio principal, el resultado obtenido en el presente trabajo es de mucha confiabilidad, ya que la cuenca fue delimitada en el programa Arc-Gis el cual usa un modelo digital de elevaciones de 30\*30 pixeles de resolución.

- **Tiempo de concentración.**

PARÁMETRO	UNIDAD	ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA	EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS
-----------	--------	------------------------------	--

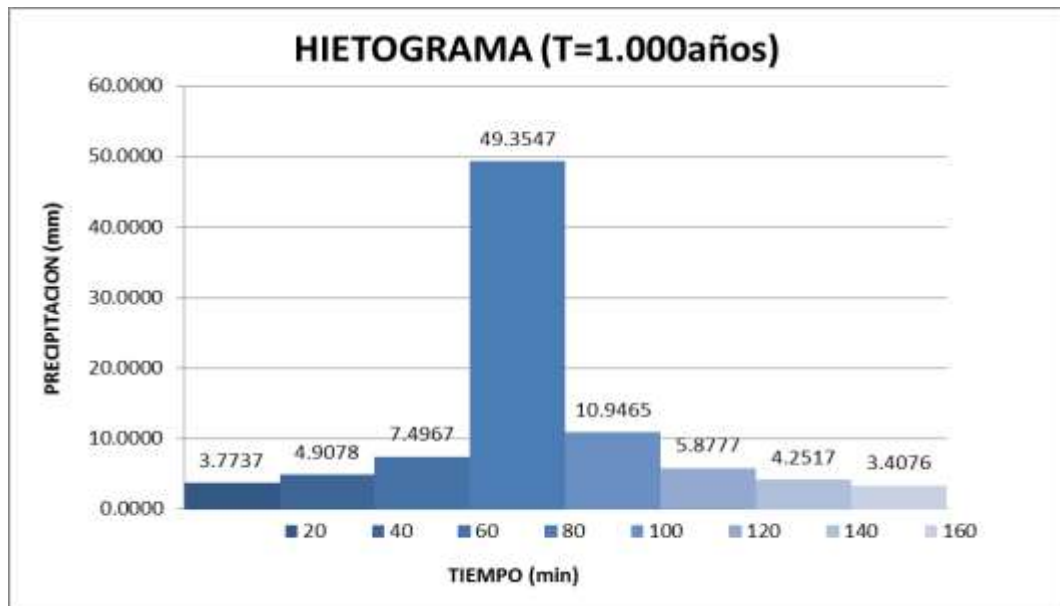
<b>TIEMPO DE CONCENTRACIÓN</b>	h.	2,66	2,17
--------------------------------	----	------	------

Ésta es una de las variables más importantes del estudio hidrológico y obtener un valor tan erróneo derivará a obtener resultados que estarán muy lejos de la realidad. Se puede comprobar que el tiempo de concentración obtenido en el presente proyecto es mucho más confiable que el obtenido en el proyecto a diseño final de la presa Calderas, ya que el tiempo fue verificado mediante las condiciones de velocidad en función a la pendiente del curso principal de la cuenca.

- **Tormenta de proyecto.**

Se generó la tormenta de proyecto mediante el método de los bloques alternos mediante las curvas IDF generadas mediante el método de Gumbel, donde realizamos una análisis de la distribución temporal de la lluvia. Y obtuvimos el siguiente hietograma para un periodo de retorno de 1.000 años y lo validamos mediante los registros del pluviógrafo de la estación AASANA Tarija, donde se buscó el valor máximo de registro y obtuvimos una tormenta con una intensidad máxima de 65,4 mm/h con una duración de 20 minutos, es por esto que nuestro valor es aceptable en comparación con los registros, debido a que no se encontraron tormentas de igual intensidad para nuestra duración de la lluvia, a pesar de que las condiciones pluviométricas de la cuenca son distintas que la cuenca en la que se encuentra dicha estación, que es una zona más lluviosa.

PRECIPITACION		DURACION	TIEMPO		PCPN (mm)	INTENSIDAD. i=p/d
INICIO	FIN		MIN	HORAS		
02/03/200 3 16:00	02/03/200 3 16:20	0:20:00	20	0.33	<b>21.8</b>	<b>65.4</b>



- **Caudales máximos.**

En este trabajo se obtuvo los caudales máximos mediante HEC-HMS. (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), que utiliza un método de pérdidas, en este proyecto fue usado el número de curva del S.C.S. y un método de transformación lluvia escurrentía, en este proyecto fue usado el hidrograma unitario del S.C.S.

En el estudio a diseño final se lo obtuvo mediante el hidrograma triangular de Mockus.

Se presenta a continuación los resultados obtenidos para la cuenca del río Calderas para los distintos periodos de retorno.

<b>ESTUDIO</b>	<b>CRECIDA DE PROYECTO (T=1.000 años)</b>	<b>CRECIDA MÁXIMA EXTREMA (T=10.000 años)</b>
<b>ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA</b>	163,4 m <sup>3</sup> /s	237 m <sup>3</sup> /s
<b>EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS</b>	273 m <sup>3</sup> /s	-

Existe un gran variación en el caudal pico de la crecida de diseño entre ambos estudios, principalmente debido a que la información pluviométrica no fue la misma, lo que nos muestra que existe un sobredimensionamiento sobre todos los componentes del aliviadero debido a que los resultados más confiables son los obtenidos en la actualización hidrológica por las siguientes razones.

- Se usaron más datos de las series históricas de cada una de las estaciones que participan en ambos estudios, y además se incluyó la estación “Yesera Sur” que vendría a ser la estación más representativa porque se encuentra más cerca de la zona del proyecto en estudio.
- En la actualización hidrológica se tomó en cuenta un método de pérdidas, que en comparación con el estudio realizado a diseño final que no lo realizaron.
- Se analizó la distribución temporal de la lluvia, mediante el método de los bloques alternos generando las tormentas de proyecto para cada uno de los periodos de retorno, y está demostrado que al realizar el análisis de la distribución temporal de la lluvia esto reduce los caudales generados ya que se obtiene distintas intensidades para los intervalos de tiempo de la tormenta,



en comparación con lo generado en la tormenta del estudio a diseño final de la presa calderas que genera una tormenta de igual intensidad durante todo el tiempo de la tormenta, cosa que es imposible que se presente en la realidad, sin dejar de lado que ambos estudios no toman en cuenta la distribución espacial de la lluvia, que esto generaría disgregar la cuenca y se generarían distintas tormentas en la cuenca y esto reduciría los hietogramas debido a los coeficientes de reducción por área, y generaría una mayor disminución en los caudales.

- El tiempo de concentración es un valor que influye directamente en los caudales, y como se mostró anteriormente el tiempo obtenido para el estudio a diseño final de la presa Calderas, no fue verificado y sólo fue obtenido mediante una fórmula (Giandotti).

- **Laminación.**

En el estudio a diseño final de la presa Calderas sólo se realizó la laminación de crecidas para un periodo de retorno de 1.000 años, y se usó el método de piscina nivelada, la actualización hidrológica realizó el estudio de laminación para los periodos de retorno de 1.000 y 10.000 años, mediante el método de Puls modificado, y se obtuvieron los siguientes resultados.

ESTUDIO	CRECIDA DE PROYECTO (T=1.000 años)		CRECIDA MÁXIMA EXTREMA (T=10.000 años)	
	Qp (laminación)	hmax (laminación)	Qp (laminación)	hmax (laminación)
ACTUALIZACIÓN HIDROLÓGICA	111,2 m <sup>3</sup> /s	1,43 m	171,5 m <sup>3</sup> /s	1,91 m
EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS	197,8 m <sup>3</sup> /s	2,06 m	-	-

Se puede observar la diferencia entre los caudales picos de laminación obtenidos en ambos estudios, debido a que el estudio del tránsito de avenidas depende de la crecida de diseño, ya que se la toma como el Hidrograma de entrada, y como ya fue mencionado anteriormente la crecida obtenida en la actualización es la más confiable y mediante la laminación demostramos el sobredimensionamiento en el vertedero de excedencias, y por ende en todos los componentes del aliviadero, ya que se realiza los diseños con este caudal pico de laminación.

- **Rápida.**

Se realizó la verificación hidráulica de la rápida mediante el método de tramos fijos, se puede observar que la rápida tiene la capacidad de evacuar las crecidas estudiadas, presentándose sobredimensionamiento para la avenida de proyecto, ya que el estudio a diseño final obtuvo un tirante máximo en la rápida de 0,95m y en el presente proyecto se obtuvo como resultado un tirante de 0,86m.

ESTUDIO	CRECIDA DE PROYECTO (T=1.000 años)		CRECIDA MÁXIMA EXTREMA (T=10.000 años)	
	Qd (laminación)	y <sub>max</sub> (rápida)	Qd (laminación)	y <sub>max</sub> (rápida)
ACTUALIZACION HIDROLÓGICA	111,2 m <sup>3</sup> /s	1,19 m	171,5 m <sup>3</sup> /s	1,76 m
EST. DISEÑO FINAL PRESA CALDERAS	197,8 m <sup>3</sup> /s	1,95 m	-	-

Se comprueba que la rápida se encuentra en condiciones de evacuar los caudales de laminación para las distintas crecidas calculados en la actualización, ya que la rápida construida tiene una altura de muros de 3,05m al inicio de la rápida y de 2,35m del medio hacia el final de la rápida.



- **Disipador de energía tipo salto sky.**

Al final del aliviadero se verificó la estructura de disipación de energía que consiste en un salto sky con un ángulo de  $30^\circ$  de salida que cuenta con 5 dientes deflectores, donde una mínima parte de la energía es disipada en la cuchara, la mayoría se pierde cuando el chorro se encuentra en contacto con el aire, ya que esto permite airear el chorro de agua proveniente de la rápida y lanzarlo al aire de manera que se produzca un efecto de pulverización del agua, que disipe la energía cinética por fricción con el aire y que produzca una erosión moderada en el sitio de contacto del chorro con el lecho del cauce.

Se obtuvieron los siguientes resultados donde podemos afirmar que el salto sky se verifica hidráulicamente ya que se cumple con las principales restricciones en el cálculo, ya que el valor del número de froude a la entrada del salto se encuentra entre los rangos de 7 y 39, el ángulo de inclinación del chorro respecto a la lámina aguas abajo es superior a los  $30^\circ$  y también se puede decir que el tipo de disipador se adecua a las características necesarias para su diseño, que serian que el lecho del cauce debe ser de roca y que se recomienda su diseño para presas altas con una altura mayor de 15 m.

➤ **CRECIDA DE PROYECTO (T=1.000 años)**

<b>CAUDAL</b>	111,2 m <sup>3</sup> /s
<b>TIRANTE AL FINAL DE LA RÁPIDA</b>	0,62 m
<b>NÚMERO DE FROUDE A LA ENTRADA</b>	8,363
<b>NÚMERO DE FROUDE MAX (CAVITACIÓN)</b>	73,997
<b>ÁNGULO DE SALIDA</b>	30°
<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO</b>	31,417 m
<b>INCLINACIÓN DEL CHORRO RESPECTO A LA LÁMINA AGUAS ABAJO</b>	40,099°
<b>LONGITUD DE VUELO POR EL CONO</b>	46,988 m

➤ **CRECIDA MÁXIMA EXTREMA (T=10.000 años)**

<b>CAUDAL</b>	171,5 m <sup>3</sup> /s
<b>TIRANTE AL FINAL DE LA RÁPIDA</b>	0,88 m
<b>NÚMERO DE FROUDE A LA ENTRADA</b>	8,623
<b>NÚMERO DE FROUDE MAX (CAVITACIÓN)</b>	53,410
<b>ÁNGULO DE SALIDA</b>	30°
<b>LONGITUD DE VUELO DEL CHORRO</b>	36,471 m
<b>INCLINACIÓN DEL CHORRO RESPECTO A LA LÁMINA AGUAS ABAJO</b>	39,290°
<b>LONGITUD DE VUELO POR EL CONO</b>	57,094 m

## CONCLUSIONES

Según lo realizado en el presente trabajo, aquí presentamos las conclusiones obtenidas del mismo:

- Demostramos la obligación de realizar las actualizaciones hidrológicas para poder reducir poco a poco la incertidumbre generada por el cambio climático los últimos años a la hora de realizar los diseños, debido a que la información meteorológica para la zona es bastante escasa, se obtuvieron resultados distintos a los empleados en el diseño de la Presa Calderas.

- Con respecto a las crecidas de diseño obtenidas en base a la tormenta de proyecto generada para la cuenca del río Calderas, nos atrevemos a decir que puede que exista un sobredimensionamiento de las estructuras (aliviadero de excedencias), ya que el valor con el que se diseñó la presa excede al valor determinado por las tormentas.
- Se puede afirmar también que la presa se encuentra en condiciones de poder enfrentarse a eventos máximos (crecida máxima extrema) que superen la precipitación de las tormentas de proyecto e incluso a eventos extraordinarios.
- La presa fue clasificada en categoría A, es decir, la presa Calderas 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 puede concluir que no debería existir un potencial peligro de falla o rotura, ya que la presa es nueva.
- Se evaluó la cantidad de estaciones que pueden ser influyentes en la cuenca de estudio y en las condiciones en las que se encuentran, y de esta manera obtuvimos resultados actualizados y representativos que reflejan la situación hidrológica de la misma.
- Se ha podido demostrar que las ecuaciones IDF presentadas en la bibliografía son de aplicación práctica y de mucha utilidad al momento de generar eventos máximos.
- Se generó las tormentas de proyecto en base a eventos registrados por los pluviómetros, y obtuvimos resultados satisfactorios.

## **RECOMENDACIONES**

- Es importante desarrollar actualizaciones hidrológicas en el futuro que lleven a poder realizar el control y monitoreo de estructuras hidráulicas en nuestro departamento ya que muchas de ellas, están funcionando sin saber cómo se comporta y trabaja la misma. Es allí donde radica la importancia de este conocimiento para poder afirmar la funcionalidad y confirmar la aportación a mejorar la calidad de vida de los beneficiarios.
- Empezar a trabajar en una propuesta para generar una normativa en la construcción y diseño de presas en nuestro país, ya que no se tiene una hasta el momento, para así reducir el riesgo potencial que podría causar algún evento extraordinario.

- Hay un sinnúmero de ecuaciones empíricas para determinar el tiempo de concentración, lo cual nos indica que es en base a criterio del proyectista, el definir la ecuación o ecuaciones a utilizarse, y es debido a esta razón que debe verificarse el resultado obtenido.
- Implementar estaciones pluviométricas en sectores remotos como éste, y en todo el departamento, para así poder mejorar la fiabilidad de los resultados obtenidos a la hora de realizar los diseños de los proyectos, y de posibles proyectos futuros.