

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. PROBLEMÁTICA ACTUAL

1.1.1. Planteamiento del problema

Las represas están construidas para abastecimiento de agua, centrales hidroeléctricas, control de las crecidas, etc. Pero a través de la historia, en todas partes del mundo, ocasionalmente, las presas construidas para almacenar agua han fallado y descargado el agua almacenada provocando daños incalculables en pérdidas de vida y grandes daños a la propiedad. Las fallas han involucrado presas construidas sin la aplicación de principios de ingeniería, pero también han involucrado presas construidas en tiempo y con diseños y métodos de construcción estándares en ingeniería.

Para poder evaluar las consecuencias de un colapso de la represa y la simulación de la inundación causada por la rotura de la presa. En la presente investigación el tipo de flujo causado por la rotura de la presa será aproximado como el flujo de una sola dimensión o unidimensional y para esto se utilizará el modelo hidráulico HEC-RAS.

1.1.2. Formulación del problema

¿Es necesario el análisis de rotura de presas por medio de modelo HEC-RAS en nuestro país?

A pesar del riesgo que trae una rotura de presa, se siguen construyendo debido a su importancia al ser generadoras de energía y abastecimiento de agua a la población. Debido a esto, muchas entidades científicas se dedican al desarrollo de modelos computacionales a fin de simular la rotura de la presa y evaluar el recorrido del flujo de agua y así generar mapas de inundación orientadas a la gestión del riesgo.

En la actualidad la herramienta informática de mucho uso en modelamiento hidráulico es el HEC-RAS desarrollado por el US Army Corps of Enginneers, ya que permite simular la rotura de presas de tierra y el desplazamiento de la onda generada aguas abajo de la presa.

1.1.3. Sistematización del problema

- ¿Qué modelos existen para el análisis del flujo en ríos?
- ¿A qué tipo de presa aplicaré el modelo?
- ¿Qué presa de nuestro medio estará sujeta a generar más desastres debido a su rotura?
- ¿En base a qué normativas realizar la simulación de rotura de presas?
- ¿Qué normativas vigentes existen sobre la rotura de presas?
- ¿Cómo podemos analizar el posible riesgo de inundación por la rotura de presas?
- ¿Con qué herramientas se trabajará para lograr una correcta ejemplificación?
- ¿De qué manera esta investigación establecerá un aporte en los diseños de presas?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

- Simular el comportamiento del flujo debido a la rotura de una presa de CFRD, para realizar su estimación de riesgo, aplicado a la presa de Calderas.

1.2.2. Objetivos específicos

- Analizar el modelo HEC-RAS para realizar la simulación de una rotura de presa y la onda de avenida generada.
- Modelar distintas opciones de colapso de una presa de enrocado con pantalla de hormigón y analizar los resultados.
- Describir y analizar las características hidráulicas de la inundación aguas abajo de la presa, generada por la onda de avenida.
- Delimitar la zona o área de riesgo como resultado del modelamiento de la onda de avenida y realizar la estimación del riesgo de inundación por la rotura de la presa de Calderas.
- Generar mapas de inundación y riesgo.
- Realizar la clasificación de la presa en función a su riesgo potencial.

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

1.3.1. Justificación teórica

La investigación propuesta busca, conociendo el mapa de riesgo generado por una onda de avenida producto de la rotura de una presa de tierra se puede plantear medidas preventivas orientadas a reducir la vulnerabilidad de las zonas ubicadas agua abajo de la presa, así como la afectación de los poblados e infraestructura vial de obras hidráulicas de abastecimiento poblacional y agrícola.

1.3.2. Justificación metodológica

Estimular la investigación en mecánica de fluidos usando métodos computacionales. Además se desea brindar este documento como inicio para futuras investigaciones de modelamiento para sistemas más complejos.

1.3.3. Justificación práctica

Tomar conocimiento de los software de modelamiento hidráulico existentes en el mercado y las normativas vigentes para el inicio de futuras investigaciones que puedan aplicarse a casos reales, especialmente en las presas existentes en nuestro medio.

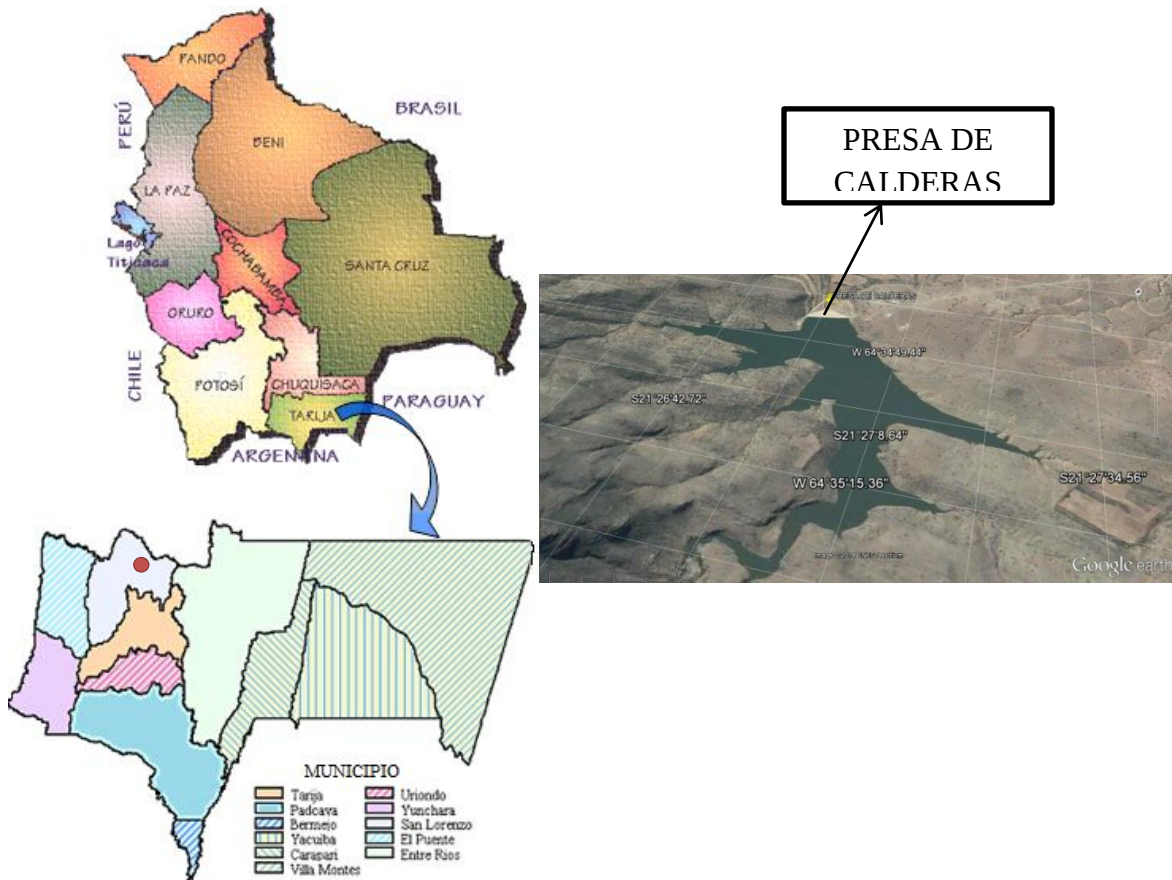
1.4. MARCO DE REFERENCIA

1.4.1. Marco espacial

La investigación acerca de la simulación del comportamiento del flujo debido a la rotura de una presa de CFRD, para realizar su estimación de riesgo, aplicado a la presa de Calderas, se desarrollará en la Provincia Cercado del Departamento de Tarija. Geográficamente está ubicado entre los paralelos $21^{\circ} 26' 54,66''$ - $21^{\circ} 26' 55,05''$ de latitud S, $64^{\circ} 35' 30,86''$ - $64^{\circ} 34' 39,77''$ de longitud y a una altura promedio de 2135 m.s.n.m.

Figura 1.1: Ubicación geográfica de la zona en estudio





1.4.2. Marco temporal

Son variados y similares los estudios con respecto a la estimación de riesgo por rotura de presas como los criterios brindados por la comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD con su boletín 99 “Dam Failures statistical analysis” publicado en 1998, donde se describen las posibles causas que pueden dar lugar a fallos graves o a la rotura de la presa y boletín 111 “Dam Break Flood Analysis” publicado en 1995, donde se describen y evalúan 27 modelos existentes en la actualidad de los cuales únicamente están normalmente extendidos en la práctica y son accesibles comercialmente.

Los criterios brindados por el Ministerio de Medio Ambiente de España, con sus publicaciones “Guía técnica de Clasificación de presas en función del riesgo potencial” publicado en 1996 y “Guía técnica para elaboración de los planes de emergencia de presas” publicado el 2001.

Este tipo de investigaciones comenzaron el año 1995, debido a la importancia de analizar las presas si es que se produjera su rotura o colapso además se puede notar que aún se sigue estudiando temas referidos al mismo.

1.5. HIPÓTESIS DE TRABAJO

1.5.1. Hipótesis de primer grado

- La incorporación del análisis de rotura de presas por medio de software computacionales es necesario al momento del diseño de embalses sobre todo cuando aguas abajo existe una gran población de personas donde los daños debido a la rotura de la presa serían catastróficos con pérdidas de vidas humanas.

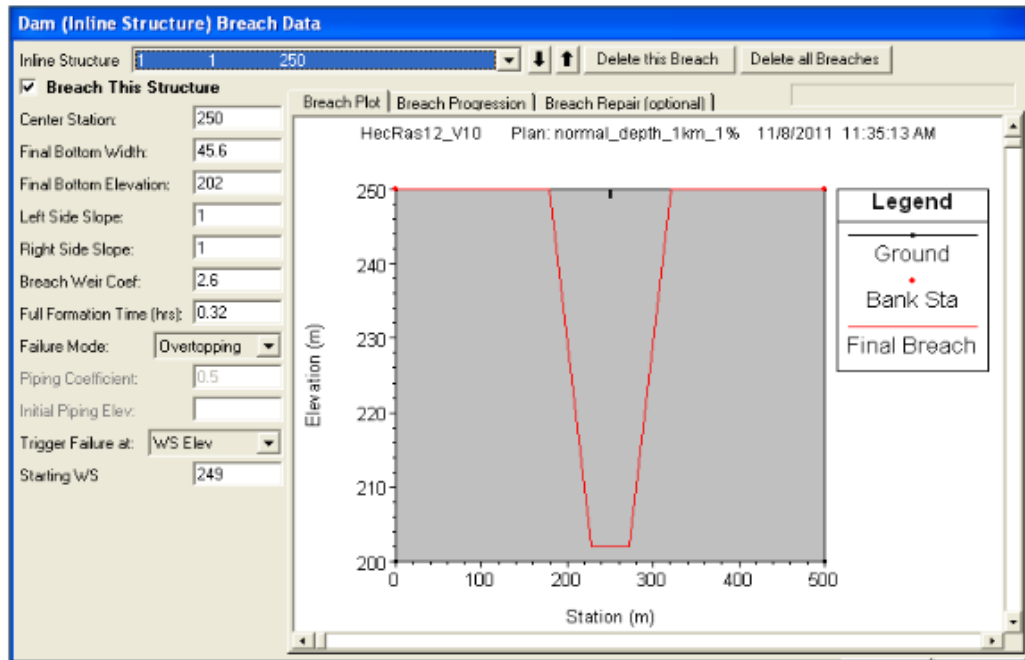
1.5.2. Hipótesis de segundo grado

- Para modelar el comportamiento del flujo debido a la rotura de presas, el Hydrologic Engineering Center desarrolló el River Analysis System (HEC-RAS) que es un modelo unidimensional que permite ejecutar análisis hidráulicos del flujo de agua en lámina libre en régimen permanente y no permanente.

1.5.3. Hipótesis de tercer grado

- El modelo HEC-RAS puede realizar la simulación y el análisis del rompimiento de varias presas combinando diferentes modos de falla, tiempos de rotura, dimensiones y métodos de progresión de la brecha. Las dimensiones de la brecha, la forma y el tiempo total de formación, se deben calcular por adelantado ya que al programa se deben ingresar los datos de elevación final del fondo de la brecha, ancho final del fondo y pendiente de los taludes. También es necesario ingresar los datos de tiempo total de formación, seleccionar el método de falla (tubificación o rebase) y la elevación de la superficie del agua o el instante de tiempo en el que debe iniciar el rompimiento de la presa (ver Figura #1).

Figura 1.2: Ventana de HEC-RAS para la introducción de los datos de la brecha



- Para el cálculo del perfil de la lámina de agua en régimen variable, HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, que consiste en un sistema en derivadas parciales formado por la ecuación de continuidad y la de conservación de la cantidad de movimiento. Para la solución de las ecuaciones HEC-RAS utiliza el esquema de Preissman o esquema de los cuatro puntos. Dicho esquema implícito en diferencias finitas es utilizado por varios programas existentes en la actualidad (ver Figura 1.2).

De acuerdo con E. Bladé, M. Sánchez, H. P. Sánchez, D. Ñiñerola, M. Gómez, 2009, con este esquema se aproxima una función $f(x,t)$ cualquiera en un cierto punto P de (x,t) como:

$$f(x,t) = \theta [\Psi f_{j+1}^{i+1} + (1 - \Psi) f_j^{i+1}] + (1 - \theta) [\Psi f_{j+1}^i + (1 - \Psi) f_j^i]$$

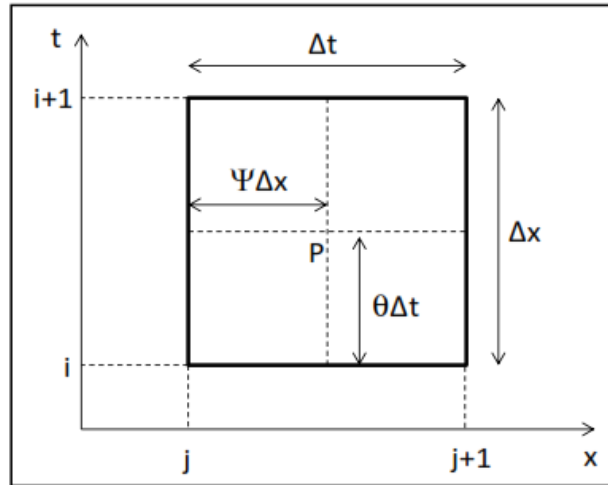
Para las derivadas espaciales y temporales, respectivamente:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta x_j} + (1 - \theta) \frac{f_{j+1}^i - f_j^i}{\Delta x_j}$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \Psi \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_{j+1}^i}{\Delta t_i} + (1 - \Psi) \frac{f_j^{i+1} - f_j^i}{\Delta t_i}$$

El parámetro θ localiza el punto P de aproximación de las derivadas en el tiempo, mientras que el parámetro Ψ lo hace en el espacio. En régimen subcrítico habitualmente se utiliza $\Psi = 0.5$ y $\theta = 0.6$; en este tipo de régimen el método es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1.0$.

Figura 1.3: Esquema de Preissman o de los cuatro puntos (FLUMEN)



- Aplicando este esquema a las ecuaciones de Saint Venant para un tramo de cauce dividido en N secciones, en cada una de las cuales hay dos incógnitas (caudal Q y tirante y), se obtienen $2(n-1)$ ecuaciones. Se requieren por lo tanto otras dos ecuaciones, una en el extremo aguas arriba del tramo y otra en el extremo aguas abajo, para poder resolver el sistema. Estas dos ecuaciones pueden ser o bien las condiciones de contorno (caudal o hidrograma de entrada, nivel dado de la superficie del agua, entre otras), o en caso de nodos donde confluyen tres canales, la ecuación de conservación de la energía.

Para resolver el sistema de ecuaciones en el río y en las llanuras de inundación, en cada intervalo de tiempo, son necesarias unas condiciones iniciales, que pueden ser un caudal o una cota de la lámina de agua.

- Debido a que el método de Preissman presenta inestabilidades en la solución de la ecuación de momentum cuando el tirante se encuentra en valores iguales o cercanos al tirante crítico, HEC-RAS implementó el algoritmo Local Partial Inertia (LPI). Este algoritmo introduce un factor de reducción ($\sigma < 1$) a los términos inerciales de la ecuación de cantidad de movimiento, eliminando los términos de aceleración de dicha ecuación que son los que producen la inestabilidad (FLUMEN).

CAPÍTULO II

GENERALIDADES Y CONCEPTOS RELACIONADOS

2.1. TIPOS DE FALLAS DE UNA PRESA

Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995), se define como falla o rotura al colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua. Las tres causas principales son:

1. El desbordamiento.
2. La erosión interna.
3. EL debilitamiento de la cimentación.

La principal causa de falla en presas de tierra, ocurre por el desbordamiento del agua del embalse (overtopping en inglés). Otra falla común es por tubificación, que son fugas debidas a gradientes hidráulicos controlados inadecuadamente, lo cual ocurre con frecuencia a lo largo de ductos enterrados y en los puntos de contacto con estructuras y cimentaciones. En materia de fallas, la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, 1995) reporta, que de los casos estudiados, la mayor frecuencia de roturas de presa se presenta en estructuras de tierra (85%), en contraste con otros tipos de presas como son los de gravedad 10%, de arco 3% y de contrafuertes 2%. Por otra parte Marengo (2002) reportó que las presas de tierra con altura entre 15 y 30 metros son las que más fallas han presentado.

2.2. INUNDACIONES

Las inundaciones son un evento catastrófico y recurrente para un río. Se producen cuando lluvias intensas o continuas sobrepasan la, capacidad de infiltración y retención del suelo. La capacidad máxima de transporte del río es superada y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos cercanos a los propios cursos del agua. Las inundaciones generan daños en el entorno de las personas, sus bienes e infraestructura, y además de causar graves daños al medio ambiente.

Las inundaciones pueden clasificarse según su duración y mecanismo de generación y sus posibles desastres se detallan a continuación.

2.2.1. Clasificación según su duración

2.2.1.1. Inundaciones rápidas o dinámicas

Suelen producirse en ríos cuyas vertientes tienen grandes pendientes, y en general son las que generan mayores estragos en la población, debido a que el tiempo de reacción es prácticamente nulo.

2.2.1.2. Inundaciones lentas o estáticas

Se produce cuando el aumento del caudal del río se da paulatinamente hasta superar su capacidad máxima de transporte, por lo que el río se desborda e inunda áreas planas cercanas a éste. A las áreas inundadas se les denominan “llanuras de inundación”.

2.2.2. Clasificación según su mecanismo de generación

2.2.2.1. Inundaciones pluviales

Este tipo de inundación se genera por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio periodo de tiempo y sobre un suelo poco permeable.

2.2.2.2. Inundaciones fluviales

Causadas por el desbordamiento de los ríos y los arroyos, derivados por el aumento brusco de su volumen de agua. Se le denomina crecida (Consecuencia del exceso de lluvias).

2.2.2.3. Inundaciones por rotura

Se genera por colapsos de estructuras hidráulicas. La rotura de una presa puede llegar a causar una serie de estragos para la población, infraestructuras y medioambiente. La propagación de la onda de agua resultará más dañina cuanto mayor sea el caudal circulante, menor el tiempo de propagación y dependerá de los elementos existentes en la zona de afectación como infraestructuras de servicios esenciales para la comunidad, núcleos de

población, espacios naturales protegidos, explotaciones agropecuarias, viviendas, parques, espacios recreativos, etc.

2.3. MODELOS EXISTENTES EN LA ACTUALIDAD PARA LA SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESAS

2.4. Definición de Modelo

Según la Real Academia de la Lengua Española, modelo es: “Esquema teórico, generalmente en forma matemática, de un sistema o de una realidad compleja, que se elabora para facilitar su comprensión y estudio de su comportamiento.”

Los modelos son objetos diseñados por un observador con el fin de compararlos con la realidad creando una relación directa con situaciones sistémicas complejas. Se puede decir entonces que es una representación irreal del sistema en estudio.

Un modelo es una representación teórica de un fenómeno natural, típicamente expresado en forma matemática que permite una mejor comprensión y estudio de su comportamiento.

En el caso de los fenómenos naturales como los aluviones, el comportamiento está controlado por las ecuaciones asociadas a la dinámica de fluidos y otros procesos físicos. En general, estas ecuaciones se expresan como diferenciales parciales, las cuales describen la evolución futura de las diferentes variables relevantes en función de sus valores.

El modelo matemático consiste en relacionar ecuaciones con los valores de los parámetros y condiciones de frontera, por ejemplo, las características topográficas y/o hidráulicas, etc.

2.4.1. Definición de Modelo numérico

Para determinar estados futuros de un modelo se requiere, en principio resolver las ecuaciones; sin embargo, en la práctica las ecuaciones son tan complejas que es imposible hacerlo en forma analítica por lo cual es necesario resolverlas en forma aproximada con métodos numéricos y usando computadoras. Los programas computacionales que resuelven estas ecuaciones aproximadas son comúnmente conocidos como "modelos numéricos".

A continuación se describen los distintos modelos utilizados al realizar la simulación matemática de un flujo en lámina libre. Estos distintos modelos muestran la evolución que ha tenido estos procedimientos en los últimos años y esto gracias a la creciente capacidad

de los ordenadores para procesar datos y funciones cada vez más complejos en tiempos reducidos.

2.4.2. Modelos Unidimensionales

2.4.2.1. Modelos 1D en régimen permanente

Estos modelos permiten el cálculo en régimen gradualmente variado y fondo fijo. Se utilizan para la estimación de cotas de láminas de agua en caso de avenida y en donde el factor tiempo no es importante. Estos modelos se basan en esquemas numéricos simples pero eficaces y pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y llanuras de inundación, además de singularidades como puentes, pilares, contracciones, etc. Para el análisis de inundación generado por la rotura de presa, estos modelos no son suficientes pues no consideran el tiempo, variable importante en las ecuaciones que gobiernan este fenómeno.

2.4.2.2. Modelo 1D en régimen no permanente

Para simular, por ejemplo la rotura de una presa de tierra, es necesario solucionar las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales en lámina libre.

Los modelos existentes para hacer esta tarea se dividen en dos tipos: según si resuelven las ecuaciones completas de Saint-Venant o si realizan alguna simplificación, tal como se describen a continuación:

2.4.2.2.1. Esquema de resolución de las ecuaciones completas de Saint- Venant

2.4.2.2.1.1. Método de las características

El método de las características tiene la ventaja de tener gran significado físico ya que aprovecha las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y tiempo. El método de las características puede servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de enorme complejidad y resultados poco fiables; por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados para cauces fluviales.

2.4.2.2.1.2. Diferencias finitas explícitas

Los esquemas explícitos más utilizados son:

Difusivo o esquema de Lax

Leap-Frog

McCrack

Lamb

Los esquemas explícitos presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños en el proceso de cálculo para que resulten estables y, por lo tanto, son computacionalmente caros.

2.4.2.2.1.3. Diferencias finitas implícitas

Entre los esquemas más destacados se tiene:

Preissman o los cuatro puntos

Beam and Warming

Vasiliev

Los esquemas implícitos son más eficientes computacionalmente que los esquemas explícitos, aunque esta ventaja deja de serlo en cuanto se ha de modelizar un flujo en régimen rápidamente variable (por ejemplo una rotura de presa), ya que entonces el paso de tiempo de cálculo se tiene que reducir hasta valores similares a los esquemas explícitos para ser capaces de representar discontinuidades.

Algunos de los modelos existentes en la actualidad que resuelven el esquema de Preissmann o alguna variante de éste son el HECRAS, SOBEK y DAMBRK.

2.4.2.2.1.4. Elementos finitos

El método de los elementos finitos también se ha utilizado para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales. Este método, desarrollado y aplicado principalmente para problemas estructurales, da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas; mientras que, las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. En este caso, se necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer igualmente en diferencias finitas. Todo ello, junto con la sencillez de los contornos en una dimensión, hace que para el caso unidimensional, el método no aporte ventajas considerables respecto a las diferencias finitas, sino más complejidad.

Todos los esquemas de resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant presentados, tienen problemas de estabilidad cuando el flujo es rápidamente variable, por ejemplo, a la hora de representar fenómenos reales de propagación de avenidas en ríos. Este problema puede abordarse de dos maneras:

Métodos de aislamiento del frente de onda (Shock Fitting methods): Consiste en aislar la discontinuidad y tratarla como un contorno. En la práctica estos métodos son inviables debido a que no se sabe dónde se puede encontrar la discontinuidad.

Métodos directos (Through methods o Shock capturing methods): En este método se añaden un término artificial en las ecuaciones para aumentar la difusión (viscosidad artificial) y con esto suavizar la discontinuidad, pero, reduciendo el rigor en la solución. En este grupo se encuentra el “Local Partial Inertia (LPI)” que añade un término a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad (si esto ocurre habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad).

2.4.2.2. Esquemas de resolución de las ecuaciones completas de Saint-Venant simplificadas

2.4.2.2.1. Métodos hidrológicos

El método no toma en cuenta la ecuación de movimiento, siendo el método de Muskingum el más destacado. Estos métodos se usan para el cálculo de caudales en función de precipitaciones en diferentes cuencas donde se necesita la propagación de hidrogramas. Un modelo comercial conocido es el HEC-HMS.

2.4.2.2.2. Método de la onda cinemática

El método, sólo considera la fricción y pendiente de la solera en la ecuación del movimiento.

2.4.2.2.3. Método de la onda difusiva

Además de la fricción y pendiente de solera, el método considera la presión en la ecuación de movimiento.

2.4.2.2.4. Método de la onda dinámica cuasi-permanente

El método no considera la aceleración local. Este método ha ido perdiendo uso, debido al avance de la informática que hace que los procesos de cálculo sean más rápidos. En este caso los métodos de Muskingum y la de onda cinemática, siguen utilizándose ampliamente en estudios hidrológicos.

2.4.3. Modelos Cuasi-Bidimensionales

Los esquemas bidimensionales sirven para describir muchos fenómenos naturales como pueden ser la inundación de una gran llanura, la confluencia de dos cauces, el cruce de dos corrientes de agua, el flujo en un cauce ancho e irregular, etc. Para estos casos, la aproximación unidimensional deja de ser adecuada, y por ello, primero se desarrollaron los esquemas cuasibidimensionales y luego los esquemas bidimensionales propiamente dichos.

Los esquemas cuasi-bidimensionales se aplican las ecuaciones de Saint-Venant unidimensionales en un cauce principal; mientras que, para la llanura de inundación se representa mediante un recinto de almacenamiento de agua conectado al cauce.

Modelos que incorporan la aproximación cuasi-bidimensional para llanuras de inundación son MIKE11, HEC-RAS y GISPLANA.

2.4.4. Modelos Bidimensionales

Igual que para el caso unidimensional, para la resolución de las ecuaciones de Navier Stokes en los ejes x e y , se ha utilizado los métodos de diferencias finitas y los elementos finitos, pero para el caso bidimensional también, se ha utilizado la técnica de discretización de volúmenes finitos. Todas estas aproximaciones pueden servir para obtener métodos de alta resolución, pero la técnica de volúmenes finitos es la más adecuada.

Estos modelos se dividen en esquemas clásicos y de alta resolución. Los esquemas bidimensionales clásicos, entendidos como tales, cumplen las tres condiciones expuestas anteriormente para el caso unidimensional. Estos métodos se han usado con buenos resultados para regímenes gradualmente variados, pero no para regímenes rápidamente variables.

Los modelos existentes más populares en este campo son PHOENICS, FLUENT, FLOW3D y STAR-CD, que utilizan el método de volúmenes finitos.

2.5. MODELOS UNIDIMENSIONALES PARA LA SIMULACIÓN DE ROTURA DE PRESAS

El uso de modelos unidimensionales son muy extendidos en la actualidad, siendo los más comunes, HEC-RAS (USACE), DAMBRK (USA National Weather Service), MIKE 11 (Danish Hydraulic Institute), entre otros.

A continuación se presenta una tabla resumen de los modelos de más uso en la actualidad.

Tabla 2.1: Resumen de los principales modelos existentes para la simulación numérica del flujo en ríos.

Modelo	1D en régimen permanente	1D en régimen variable	2D	Integración SIG	Admite modelado de estructuras hidráulicas	Esquema numérico
HEC-RAS	SI	SI	NO	SI	SI	DF
MIKE FLOOD	SI	SI	SI	SI	SI	DF
SOBEK	SI	SI	SI	SI	SI	DF
ISIS FLOW	SI	NO	NO	SI	SI	DF
ISIS PROFESSIONAL	SI	SI	SI	SI	SI	DF - VF
INFWORKS	SI	SI	SI	SI	SI	DF - VF
TELEMAC	NO	NO	SI	NO	NO	EF
SMS RMA2	NO	NO	SI	SI	NO	EF
SMS HVEL 2D	NO	NO	SI	SI	SI	EF
GUAD 2D	NO	NO	SI	SI	NO	VF
IBER	SI	SI	SI	SI	SI	VF

DF: Diferencias finitas

VF: Volúmenes finitos

EF: Elementos finitos

Fuente: E.Bladé –M. Sánchez – Juny, Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Pág. 144.

Estos modelos, unidimensionales o bidimensionales, son muy prácticos y fáciles de utilizar, a pesar que sus esquemas numéricos, han evolucionado poco en los últimos años. Poseen una amigable entrada y salida de datos. Se presentan como modelos capaces de resolver prácticamente cualquier tipo de problema de hidráulica fluvial, hidrodinámicos, transporte de contaminantes, transporte sólido de materiales sueltos y cohesivos, calidad de aguas e

inclusión de cualquier tipo de estructuras, etc. Sin embargo, la mayoría de estos fenómenos son todavía muy desconocidos, incluso en casos sencillos, por lo que estos modelos hacen uso de ecuaciones aproximadas o extrapola el uso de esquemas numéricos simples en casos generales.

2.6. SOFTWARES A EMPLEAR

Para la simulación de rotura de la presa se utilizara el modelo HEC-RAS 4.1 con el cual se simulará la llanura de inundación aguas abajo de la presa.

Para la elaboración de las secciones transversales al río, mapas de inundación y la estimación del riesgo se hará uso del software ArcGIS en su versión 10.1.

2.6.1. ArcGIS 10.1

En la actualidad los sistemas de Información Geográfica (SIG) o Geographic Information System (GIS) se están utilizando para resolver problemas complejos de planeación y administración. La capacidad de los SIG para obtener, procesar y presentar los resultados en forma de mapas temáticos resulta fundamental para estudios hidrológicos y en especial para el análisis de riesgo en inundaciones fluviales.

2.6.1.1. Definición

Un GIS es un sistema de software, hardware y procedimientos, diseñados para soportar la captura, administración, manipulación, análisis, modelamiento y graficación de datos u objetos referenciados especialmente. Es una tecnología que por medio de equipos informáticos maneja informaciones geográficas como son los datos espaciales (mapas o representaciones cartográficas de enclaves naturales o urbanos) y los datos temáticos (tablas que contienen la información alfanumérica).

2.6.1.2. Partes de un SIG

Los sistemas SIG no sólo son programas informáticos, sino interrelaciona elementos (componentes de un SIG) como son el hardware, software, datos, personal y métodos que hacen posible su funcionamiento.

ArcGIS es una herramienta SIG muy potente extremadamente funcionable y altamente escalable para la gestión, creación, integración, análisis y la distribución de todos los tipos de datos geográficos.

Trabajar con ArcGIS define las siguientes ventajas:

- Almacena y administra reglas avanzadas de simbología.
- Aplica en forma dinámica atributos cartográficos como son el suavizado, desplazamiento, etc., sin alterar los datos de origen.
- Usa herramientas de geoprocetamiento.
- Utilizar herramientas avanzadas de edición cartográfica para realizar acabados de mapas finales en ArcMAP.
- EL modelo HEC-RAS interactúa con el ArcGIS mediante su extensión HEC-GeoRAS.
- ArcGIS permite realizar análisis y modelamiento en SIG, cruzando los mapas de inundación, catastro, topográfico, etc. para analizar las zonas vulnerables a una inundación.

2.6.2. Hec-GeoRas 10.1

Este software es una extensión para ArcGIS con la cual se procesará la información topográfica antes de la simulación con el modelo Hec-Ras, esta aplicación tiene que ser la misma versión del software de ArcGIS que se esté utilizando, mediante el uso de este software se obtendrán las secciones transversales que serán procesadas en Hec-Ras.

2.6.3. Hec-Ras 4.1

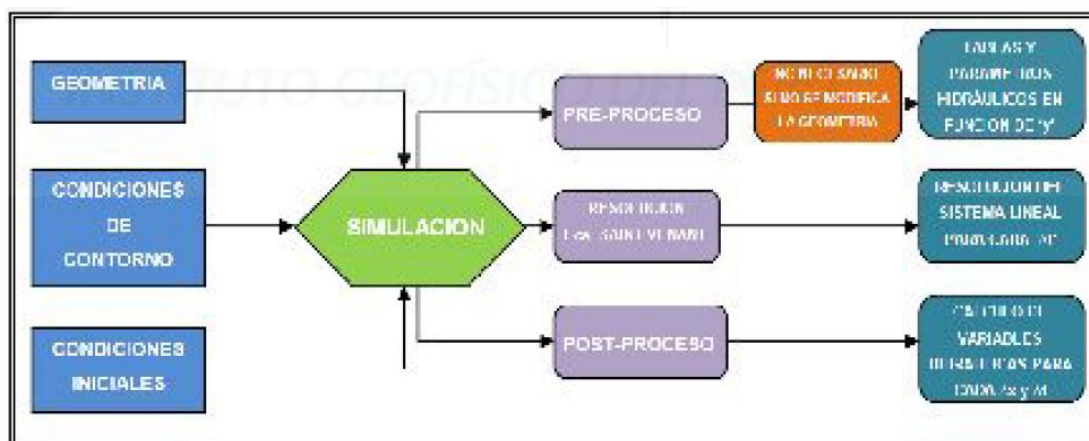
El programa HEC-RAS es un modelo hidráulico unidimensional, desarrollado por el centro de ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center (HEC)) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU (US Army Corps of Engineers). Es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente en lámina libre de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

Para régimen no permanente, HEC-RAS resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas utilizando el esquema de Preissman. Por otro lado HEC-RAS ha desarrollado una interfaz gráfica de usuario que

facilita las labores de Pre-proceso y Pos-proceso, gracias a esto la edición y visualización de datos se realiza de manera fácil.

En la Figura 2.1 se muestra el esquema del proceso de cálculo que sigue HEC-RAS.

Figura 2.1: Procesos de cálculo del HEC-RAS



Fuente: E. Bladé – M. Sánchez – Juny, Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Pág. 180.

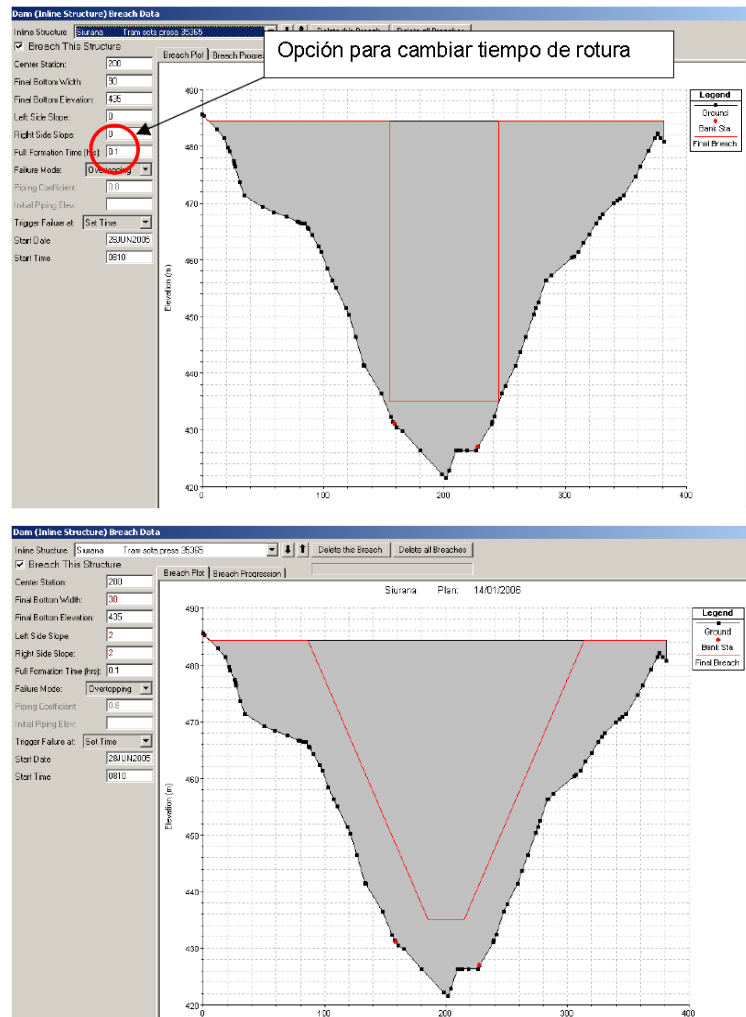
2.6.3.1. Características del modelo Hec-Ras

Entre las características técnicas más importantes del HEC RAS en su versión 4.1 se tiene:

- Realiza el cálculo hidráulico de estructuras como puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.
- Permite la visualización gráfica de datos y resultados, siendo posible para estos últimos, la animación mediante la visualización rápida de distintos perfiles.
- Permite la edición gráfica de cada sección transversal. Estas secciones muestran las características hidráulicas del flujo luego de la simulación.
- HEC-RAS permite simular la rotura de presas, y puede combinar roturas de diferentes tipos de presas en la misma simulación.

También pueden situarse en diferentes causas, establecer diferentes regímenes de funcionamiento de compuertas y diferentes modalidades de rotura para cada una de las presas, e incluso es capaz de simular distintas geometrías de brechas y diferentes tiempos de rotura como las que se muestran en la Figura 2.2.

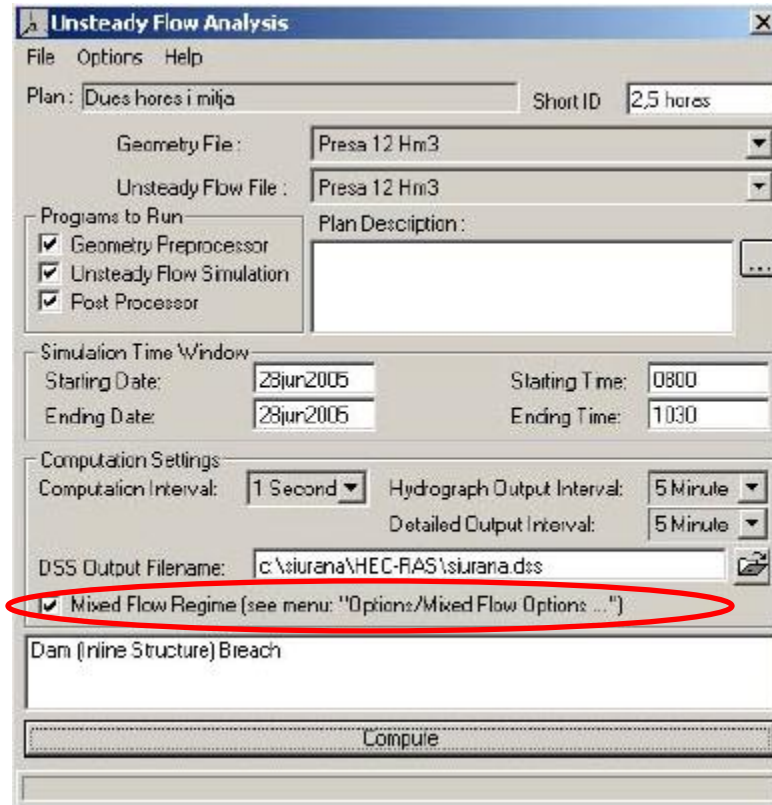
Figura 2.2: Distintas opciones de brecha de rotura para una presa.



- HEC-RAS permite el cálculo en régimen variable y resuelve las ecuaciones completas de Saint Venant mediante el método de diferencias finitas implícitas utilizando el esquema de Preissman (Ver Ítem 3.3).
- HEC-RAS permite simular el flujo en régimen crítico, subcrítico o ambos (régimen mixto) en la misma simulación. Para este último, utiliza el método LPI (Local Partial Inertia), que consiste en agregar un término a las ecuaciones de Saint Venant, para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad; por lo tanto, habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad. Este método hace que el modelo no pierda estabilidad cuando se presenta una

discontinuidad del flujo, pero le resta precisión a los resultados donde está se produzca.

Figura 2.3: Cuadro de opciones del HEC-RAS para régimen no permanente indicando la opción para régimen mixto



- Con HEC-RAS se puede considerar llanuras de inundación mediante la creación de zonas donde el agua es almacenada no fluye “ineffective flow”, también se puede considerar aproximaciones cuasi-bidimensionales mediante estructuras laterales “lateral structure”, áreas de almacenamiento de agua “storage areas” y conexiones entre estas áreas “storage area connection”.
- HEC-RAS incorpora el tratamiento de la onda de choque (régimen rápidamente variable) en su formación mediante el método LPI (Local Partial Inertia).
- HEC-RAS tiene la capacidad de interactuar con los modelos digitales de terreno (DEM o TIN) usando un entorno GIS. Para esto, utiliza una aplicación del ArcGIS llamada HEC-GeoRAS, que permite primero, exportar los datos geométricos al

HEC-RAS para la simulación hidráulica y luego, los resultados son importados al ArcGIS para la posterior creación de mapas de inundación.

2.6.3.2. Estabilidad del modelo Hec-Ras

Antes de definir la estabilidad del modelo HEC-RAS es importante entender cuál es la diferencia entre estabilidad y precisión numérica. Y, la relación que éstas tienen.

Cuando se habla de precisión numérica para un flujo en régimen variable se refiere a una solución aproximada, ya que al tratarse de sistemas fluviales complejos (onda de avenida por rotura de presa), una solución exacta no es factible; por tanto, la precisión numérica se puede definir como el grado de cercanía de la solución numérica a la solución verdadera.

Se puede definir como modelo numérico inestable aquél en donde los errores numéricos crecen en la medida que la solución empieza a oscilar, o los errores se vuelven tan grandes que los cálculos no pueden continuar.

En general los factores que afectan la estabilidad y precisión numérica del modelo en HEC-RAS son:

Espaciamiento entre secciones transversales (Δx): (Uno de los primeros pasos para estabilizar un modelo de flujo no permanente es aplicar correctamente el espaciamiento de las secciones transversales. Los tramos con pendientes mayores suelen requerir distancias de separación menores a 30 m; mientras que, para pequeñas pendientes (por ejemplo ríos grandes y muy uniformes) son aceptables distancias de separación alrededor de los 300m.

Geometría de la llanura de inundación: es importante tener un número adecuado de secciones transversales que describan el cauce y la geometría de la llanura de inundación, estos deberán ser identificados en lugares donde se producen cambios representativos a lo largo del tramo de estudio, pendientes pronunciadas, puentes, alcantarillas, uniones, entre otras estructuras.

Tolerancias de cálculo: HEC-RAS usa como tolerancia de cálculo una lámina de agua de 0.006 m; mientras que, la elevación por defecto del área de almacenamiento es 0.015 m. Modificar la tolerancia puede repercutir en la estabilidad de la simulación, de manera que si se aumenta la tolerancia de cálculo, se puede reducir la estabilidad de la solución, pero si se reduce la tolerancia, el programa necesitará un mayor número de iteraciones para

converger, y en muchos de estos casos el número máximo de iteraciones fijado no es suficiente para garantizar la convergencia del sistema.

Tiempo de simulación (Δt): (Para determinar el tiempo de cálculo que asegure la estabilidad y exactitud de los resultados, se debe establecer la condición de Courant:

$$\Delta t \leq \frac{T_p}{20}$$

Donde:

T_p es el tiempo de elevación del hidrograma a ser dirigido

Sin embargo, se podría necesitar usar un paso de tiempo más pequeño cuando se tiene azudes (presas de alturas pequeñas construidas para elevar el nivel del agua que se vierten sobre ellas) o vertederos laterales y las conexiones hidráulicas entre las áreas de almacenamiento. También, cuando se tienen compuertas que se abren y cierran rápidamente, o si se está modelando una rotura de presa. Para estos casos, es posible utilizar pasos de tiempo muy pequeños, quizá tan pequeños, como 5 segundos.

El factor de ponderación (θ): Este factor es una ponderación aplicado a las aproximaciones de diferencias finitas en las ecuaciones de flujo inestable. Theta determina la estabilidad incondicional para valores entre $0.5 \leq \theta \leq 1$. En la práctica HEC-RAS acepta valores $0.6 \leq \theta \leq 1$ de manera que $\theta = 1$ (valor por defecto) proporciona mayor estabilidad; mientras que, $\theta = 0.6$ proporciona mayor precisión, pero menor estabilidad numérica.

Número de iteraciones: En cada paso de tiempo las ecuaciones son resueltas y sus derivadas son estimadas, en todos los nodos se revisan los errores de cálculo, si este error es mayor que las tolerancias permitidas, el programa se repetirá. El número de iteraciones por defecto que utiliza el HEC-RAS es de 20, permitiendo un máximo de 40.

Factores de estabilidad de aliviaderos y vertederos: Para el caso de existencias de vertederos o aliviaderos dentro de un tramo de estudio, HEC-RAS asume para cada Δt un caudal constante. Las oscilaciones aparecen si entra o sale demasiado Q en cada intervalo de tiempo. En este caso una solución práctica es reducir el paso de tiempo Δt (especialmente cuando se abre o se cierra rápidamente una compuerta o para una ruptura de presa), también se puede usar el factor de estabilidad que el programa prevé para estos casos.

Este factor varía de 1 a 3, siendo el valor por defecto 1 el mismo que permite suavizar las oscilaciones y para valores más cercanos a 3, la estabilidad aumenta, pero se reduce la exactitud.

Condiciones iniciales de flujo: Cuando se inicia una simulación es muy común tener pequeños caudales de agua; debido a esto, es importante considerar flujos consistentes, ya que en algunos casos, al ser tan bajo el flujo base se forman pequeñas islas en el cauce del río, los mismos que generan grandes errores al modelo. Para solucionar este escenario, es necesario aumentar el caudal base al inicio de la simulación. En muchos casos este caudal base es pequeño comparado con el pico de la onda de avenida para grandes inundaciones, especialmente cuando se trata de modelar una ruptura de presa.

Coefficiente de fricción Manning (n): Los valores de Manning pueden ser la fuente de inestabilidad del modelo para valores que son muy bajos, en este caso las velocidades de flujo se harán más altos e incluso a nivel supercrítico y para valores altos de Manning, la velocidad de flujo se reducirá. Es importante comprobar un valor estimado de Manning a fin de garantizar valores razonables en el modelo.

Figura 2.4 muestra el menú del HEC-RAS y las celdas donde se introducen los parámetros necesarios para obtener mayor estabilidad en el modelo.

HEC-RAS Unsteady Computation Options and Tolerances	
Geometry Preprocessor Options	
☒ Convert Energy Method Bridges to Cross Sections with Lids	
Family of Rating Curves for Internal Boundaries	
☒ Use existing internal boundary tables when possible.	
☐ Recompute at all internal boundaries	
Unsteady Flow Options	
Theta, implicit weighting factor (0.6-1.0):	1
Theta for warm up, implicit weighting factor (0.6-1.0):	1
Water surface calculation tolerance	1
Storage area elevation tolerance	0.015
Maximum number of iterations (0-40):	40
Number of warm up time steps (0-200):	200
Time step during warm up period (hrs):	0.01
Minimum time step for time slicing (hrs):	0
Maximum number of time slices:	20
Weir flow stability factor (1.0-3.0):	3
Spillway flow stability factor (1.0-3.0):	3
Weir flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
Gated Spillway flow submergence decay exponent (1.0-3.0):	3
DSS Messaging Level (1 to 10, Default = 4)	4
Maximum error in water surface solution (Abort Tolerance):	30
OK Cancel Defaults ...	

2.6.3.3. Limitaciones del modelo Hec-Ras

A pesar de que el HEC-RAS es un modelo ampliamente utilizado para el análisis de inundaciones, también presenta algunas limitantes como:

Es un modelo unidimensional, aunque es posible realizar simulaciones cuasibidimensionales permitiendo la representación de zonas en donde no hay flujo. Los resultados que se obtengan con el HEC RAS en tramos donde el flujo es marcadamente bidimensional, como llanuras de inundación, no serán muy exactas.

Los métodos que utilizan el esquema de diferencias finitas de Preissman tienen problemas de estabilidad donde el flujo es rápidamente variable. HEC RAS resuelve este problema mediante el método LPI (ver 3.5.3.2), pero esto le resta precisión a la solución que se obtenga.

Es necesario realizar un análisis de sensibilidad en los modelos resultantes, debido a que HEC-RAS siempre encuentra una solución aunque se haya incrementado su error numérico. Cuando se simula una rotura de presa con HEC-RAS, la precisión de los resultados obtenidos será más grande cuanto menos sea la cantidad de movimiento que se quiere simular. A mayor volumen de agua y menor tiempo de rotura se tendrá soluciones menos rigurosas ya que tendremos que fijar tolerancias altas para conseguir que el modelo sea estable.

CAPÍTULO III

ESTUDIO DEL MOVIMIENTO DEL FLUJO

3.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES PARA EL FLUJO EN RÉGIMEN PERMANENTE

Existen tres principios fundamentales para analizar el flujo de los líquidos y en particular del agua, los cuales se describen a continuación:

3.1.1. Conservación de la masa

Este principio establece la ecuación de continuidad para fluidos incomprensibles y establece que, la cantidad de fluido que pasa por cada sección transversal en una unidad de tiempo será constante. Por ejemplo para dos secciones transversales con áreas A_1 y A_2 , se tiene.

$$A_1 * V_1 = A_2 * V_2 = Q \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

Q = caudal

V = velocidad

A = área

En forma más general, el caudal se puede expresar considerando que la velocidad media puede variar de punto a punto en la sección transversal, tal como se muestra en la ecuación (3.2).

$$Q = \int_0^A v dA \quad \text{Ec. 3.2}$$

v = velocidad media en un punto

dA = área del flujo con velocidad v

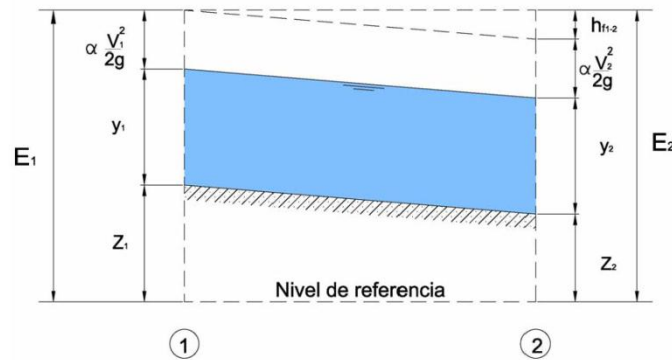
A = área total del flujo

3.1.2. Conservación de la energía

Este principio establece la ecuación de energía, que tiene en cuenta las pérdidas de energía que se producen por el desplazamiento de un fluido de un punto a otro a lo largo de un conducto. La ecuación de la energía se aplica siguiendo una línea de corriente.

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 * \frac{v_1^2}{2 * g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 * \frac{v_2^2}{2 * g} + \Delta H \quad \text{Ec. 3.3}$$

Figura 3.1: Representación de los términos del balance de energía. Fuente HEC (2002)



Fuente: HEC 2002.

Donde:

z_1 y z_2 representan las cotas de las secciones respecto a un plano de referencia arbitrario. En caso de geometrías irregulares, como en general sucede en un río, se toma la cota del punto más bajo de la sección.

y_1 y y_2 son los calados en cada una de las secciones consideradas. En caso de geometrías irregulares, se considera la profundidad respecto del punto más bajo de la sección.

v_1 y v_2 son las velocidades medias en cada sección. En el caso de régimen permanente se obtiene como el cociente entre el caudal circulante y el área de la sección.

α_1 y α_2 son los coeficientes de Coriolis estimados en cada sección, lo cual permite corregir el hecho de que la distribución de velocidad en la sección se aleja de una distribución uniforme.

ΔH es el término que estima la energía por unidad de peso que se disipa entre las secciones 1 y 2.

3.1.3. Conservación de la cantidad de movimiento o momentum

En el caso de que la superficie del agua pase por el régimen crítico, el flujo deja de ser gradualmente variado y pasa a ser rápidamente variado. En dicha situación la ecuación de la energía deja de ser aplicable. Dichos casos corresponden a ciertos cambios en la pendiente del cauce, contracciones bruscas provocadas por la presencia de puentes, estructuras de aforo o confluencias de flujos. La ecuación de cantidad de movimiento o de

momentum se obtiene de aplicar la segunda ley de Newton aplicada en la dirección del movimiento a un volumen de control como el delimitado entre las secciones 1 y 2 de la Figura 3-2.

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = \rho * Q * (\beta_2 * v_2 - \beta_1 * v_1) \quad 3.4$$

Donde:

P_1 y P_2 son las componentes resultantes de la distribución de presiones hidrostáticas, en la dirección del movimiento, en las secciones 1 y 2 respectivamente.

W_x es el peso contenido en un volumen de control en la dirección del movimiento.

F_f es la fuerza debida a la fricción sobre el contorno entre las secciones 1 y 2.

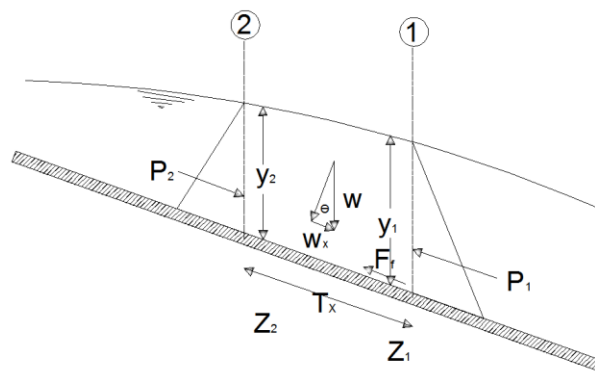
Q es el caudal circulante

β_1 y β_2 son los coeficientes de momentum o coeficientes de Boussines para las secciones 1 y 2 respectivamente.

ρ es la densidad del agua.

v_1 y v_2 son las velocidades medias presentes entre las secciones 1 y 2 respectivamente.

Figura 3.2: Fuerzas actuantes sobre el volumen de control definido entre dos secciones transversales cualesquiera.



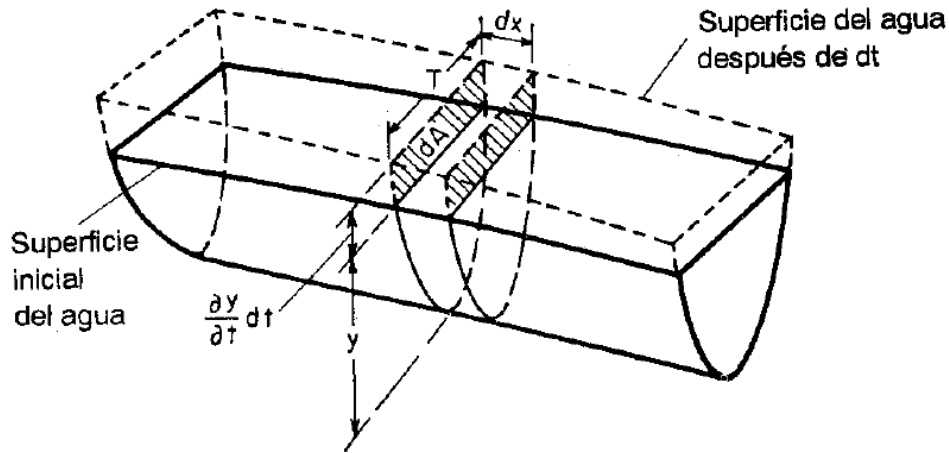
Fuente: HEC 2002.

3.2. ECUACIONES FUNDAMENTALES PARA EL FLUJO EN RÉGIMEN NO PERMANENTE

3.2.1. Continuidad del flujo no permanente

La ley de continuidad para flujo no permanente puede establecerse considerando la conservación de la masa en un espacio infinitesimal entre las dos secciones de un canal (Figura 3.3).

Figura 3.3: Continuidad en flujo no permanente



Fuente: Ven Te Chow (1994). Pág. 516.

En flujo no permanente, el caudal cambia con la distancia a una tasa de $\frac{\partial Q}{\partial x}$ y la profundidad cambia con el tiempo a una tasa de $\frac{\partial y}{\partial t}$. El cambio en el caudal a través del espacio en el tiempo dt es, $\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt$. El cambio correspondiente al almacenamiento dentro del canal y en el espacio es, $T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt$. Debido a que el agua es incompresible, el cambio neto en el caudal más el cambio en el almacenamiento debería ser cero; es decir:

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + dx \left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt + T dx \left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = 0 \quad (3-5)$$

Simplificando la expresión anterior:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-6)$$

Reemplazando $\partial A = T \partial y$ a la ecuación (3-7) se tiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-7)$$

En una sección determinada $Q=VA$; y reemplazando en la ecuación (3-6) se tiene:

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3-8)$$

Desarrollando la derivada y dando forma a la ecuación (3-8) se tiene:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-9)$$

Como la profundidad hidráulica es $D=A/T$ y $\partial A = T \partial y$, reemplazando y simplificando la ecuación anterior se puede escribir como:

$$DT \frac{\partial V}{\partial x} + VT \frac{\partial y}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = D \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-10)$$

Las ecuaciones anteriores son todas formas de la ecuación de continuidad para flujo no permanente en canales abiertos.

Para un canal rectangular de ancho infinito, la ecuación (3-6) puede escribirse como:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (3-11)$$

Donde q es el caudal por unidad de ancho. Esta expresión (3-11) fue introducida, por primera vez, por Saint Venant.

Cuando el canal es alimentado lateralmente por un caudal adicional de q' por unidad de longitud, la ecuación (3-7) puede escribirse como:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + q' = 0 \quad (3-12)$$

Si el canal está compuesto por una sección principal profunda y otra lateral extensiva poco profunda, puede suponerse que el caudal en la sección principal es relativamente alto, en tanto que la sección lateral contribuye solo al almacenamiento pero no al caudal. Entonces la ecuación (3-7) puede escribirse como:

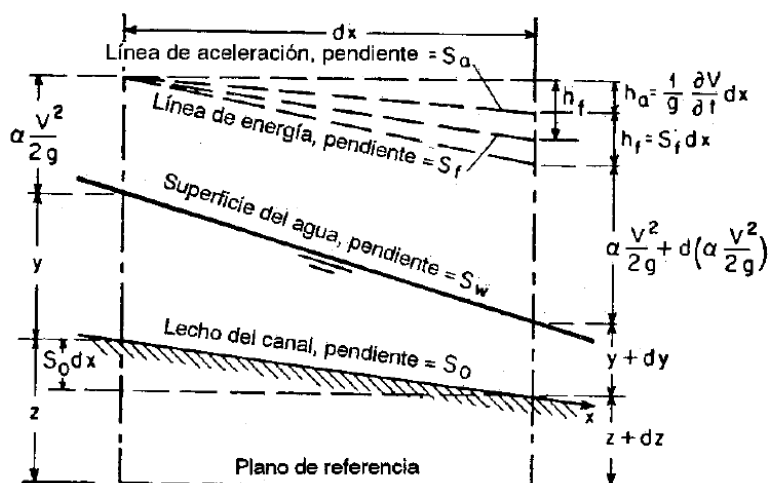
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A'}{\partial t} = 0 \quad (3-13)$$

Donde A' es el área mojada de la sección lateral. Esta ecuación también se aplica al caso de un canal que contiene espolones; el agua circula entre éstos para guiar el flujo hacia el canal principal pero no contribuye al caudal.

3.2.2. Ecuación dinámica para el flujo no permanente

Por simplicidad, el flujo no permanente se tratará como flujo permanente bidimensional, con la excepción de que se utilizará una variable adicional para el elemento tiempo, el cual tiene en cuenta la variación en la velocidad del flujo y por consiguiente, representa la aceleración que produce fuerza y causa pérdidas de energía adicionales en el flujo, tal como se describe en la Figura (3.4)

Figura 3.4 Representación simplificada de la energía en flujo no permanente.



Fuente: Ven Te Chow (1994). Pág. 517.

En la Figura 3.4, la fuerza debida a la aceleración $\frac{\partial V}{\partial t}$ que actúa sobre un peso unitario w de agua, es igual a $\left(\frac{w}{g}\right)\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)$; es decir *fuerza = masa $\times$ aceleración* $= \left(\frac{w}{g}\right)\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)$. Se supone que la pendiente del canal es pequeña, que la aceleración ocurre en la dirección x y que su componente vertical es insignificante.

Luego, el trabajo hecho por esta fuerza a lo largo de la distancia dx entre dos secciones del canal, como las que se muestran en la Figura 3.4 es $\left(\frac{w}{g}\right)\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) dx$. Esta cantidad de trabajo es igual a la pérdida de energía debida a la aceleración. Al dividir por w , la pérdida en altura se expresa mediante $\left(\frac{1}{g}\right)\left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) dx$.

El cambio total de la altura en la longitud infinitesimal dx puede tratarse exactamente igual que en el caso de flujo no permanente, excepto que deba incluirse una pérdida adicional debida a la aceleración. La pérdida total de altura consta de dos partes: la pérdida debida a

la fricción $hf = S_f dx$ y la debida a la aceleración $h_a = \left(\frac{1}{g}\right) \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right) dx$. La línea que indica esta última se conoce como la línea de aceleración; y su pendiente es $S_a = \left(\frac{1}{g}\right) \left(\frac{\partial V}{\partial t}\right)$. Mediante el principio de energía puede escribirse lo siguiente:

$$z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + y + dy + \frac{\alpha V^2}{2g} + d\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx + S_f dx \quad (3-14)$$

Al simplificar:

$$d\left(z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}\right) = -S_f dx - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx \quad (3-15)$$

El lado izquierdo de la ecuación (3-15) presenta el cambio de la altura total. Los dos términos de la derecha definen las pérdidas de altura debidas a la fricción y a la aceleración, respectivamente.

Esta ecuación establece que el cambio de altura total en flujo no permanente gradualmente variado, depende de los efectos de fricción y aceleración. En flujo permanente gradualmente variado, el cambio de altura depende por completo de la fricción, siempre y cuando las pérdidas por remolino sean insignificantes.

Al dividir por dx en la ecuación (3-15) y al utilizar derivadas parciales se obtiene:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} + S_f = 0 \quad (3-16)$$

Ésta es la ecuación dinámica general para el flujo no permanente gradualmente variado. La pendiente de fricción en la ecuación puede evaluarse por medio de la ecuación (3-16) de Manning, la de Chézy o cualquier otra de flujo uniforme.

Para canales prismáticos; es decir, $\frac{\partial z}{\partial x} = S_o$, la ecuación (3-16) puede escribirse como:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = S_o - S_f \quad (3-17)$$

Las ecuaciones de continuidad y dinámica para flujo no permanente gradualmente variado fueron publicadas por primera vez por Saint-Venant. La validez de estas ecuaciones ha sido verificada mediante un sin número de observaciones y experimentos. Sin embargo, debido a su complejidad matemática, la integración exacta de estas ecuaciones es imposible. Para aplicaciones prácticas, puede obtenerse una solución de las ecuaciones mediante métodos de paso aproximados o basados en suposiciones simplificativas.

3.3. SOLUCIÓN DE LAS ECUACIONES DE SAINT-VENNANT

Las ecuaciones que gobiernan el movimiento unidimensional del agua en lámina libre en régimen no permanente reciben el nombre de ecuaciones de Saint-Venant. Estas ecuaciones son la de continuidad y momentum, las cuales son consecuencia de la aplicación de los principios de la Conservación de Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento respectivamente bajo ciertas hipótesis simplificadoras, estas ecuaciones permiten el cálculo del caudal y del nivel de agua como funciones del espacio y tiempo.

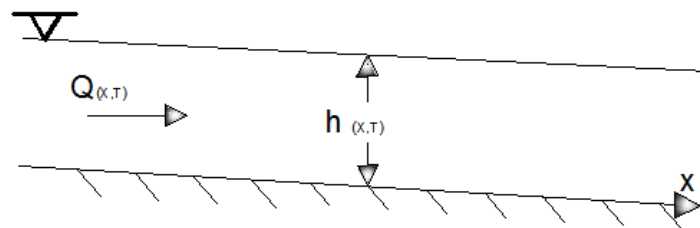
Para llegar a la expresión clásica de las ecuaciones será necesario partir de las siguientes hipótesis:

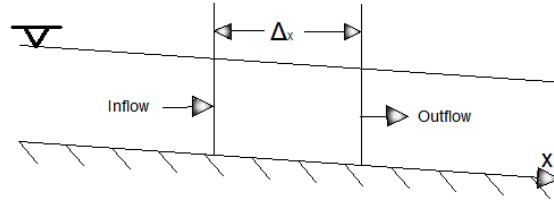
- La distribución de presiones es hidrostática, esta aproximación es válida si las líneas de corriente son aproximadamente paralelas.
- La pendiente del lecho es pequeña, por consiguiente la profundidad media perpendicular al canal es prácticamente la misma que la medida verticalmente.
- La distribución de velocidades del flujo es uniforme en cada sección, despreciando las variaciones transversales de velocidad dentro de la misma.
- El flujo es unidimensional. Sólo se considera la velocidad del agua en la dirección de alineación del conducto y no se consideran las componentes en las otras direcciones del espacio.
- Las pérdidas de energía se representan con las mismas expresiones de régimen permanente, tales como la ecuación de Manning o Chézy.

3.3.1. Ecuación de continuidad

Delimitando un volumen de control, se define un tramo del canal comprendido entre secciones perpendiculares al cauce, tal como se muestra en la Figura 3.5.

Figura 3.5: Volumen de control elemental para la derivación de las Ecuaciones de Continuidad y Momento





Donde:

$Q(x, i)$ es el caudal del flujo en la dirección x .

A_r es el área de una sección transversal.

Según el principio de conservación de la masa, el gasto neto del volumen será igual a la rapidez de cambio del almacenamiento dentro del volumen de control. El caudal que ingresa al volumen de control se puede expresar como:

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (3-18)$$

y el caudal que sale se puede expresar como:

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad (3-19)$$

La rapidez de cambio de almacenamiento será:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (3-20)$$

Para un Δx pequeño, la variación de la masa en el volumen de control sería:

$$\rho \frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_l \right] \quad (3-21)$$

Donde:

Q_l es el flujo lateral que entra al volumen de control y ρ la densidad del líquido.

Dividiendo entre ρ y ordenando la ecuación (3-21) se obtiene:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} \cdot \Delta x = Q_l - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (3-22)$$

Dividiendo Δx entre y ordenando la ecuación (3-22) se tiene:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_l}{\Delta x} \quad (3-23)$$

Donde $\frac{Q_l}{\Delta x}$ es el caudal de aporte lateral por unidad de longitud q_1 . La ecuación (3-23) se redefine como:

$$\frac{\partial A_r}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_1 = 0 \quad (3-24)$$

Esta última expresión se conoce como la ecuación de continuidad de Saint-Venant.

3.3.2. Ecuación de momento

Para obtener la segunda ecuación de Saint-Venant se parte de la segunda ley de Newton, la misma que explica que la variación de la cantidad de movimiento de un cuerpo se debe a una fuerza externa aplicada definida como:

$$\sum F_x = \frac{dM}{dt} \quad (3-25)$$

La conservación de momento, para el volumen de control, plantea que el régimen neto de momento o flujo de momento que entra al volumen más la suma de todas las fuerzas externas actuantes sobre el volumen, será igual a la rapidez del momento.

$$F_{Rm} = F_l + F_p + F_g + F_f \quad (3-26)$$

Donde:

F_{Rm} es la rapidez de la variación del momento

F_l es el flujo de momento

F_p es la fuerza de presión hidrostática

F_g es la fuerza gravedad

F_f es la fuerza de fricción

Analizando cada fuerza por separado y reemplazando los valores en la ecuación (3-26) se obtiene la ecuación de momento.

Rapidez de la variación del momento.- Debido a que el impulso del líquido en el volumen de control es $\rho.Q.\Delta x$, la rapidez del cambio de momento se expresa como:

$$F_{Rm} = \frac{\partial}{\partial t} (\rho.Q.\Delta x) \quad (3-27)$$

Como la densidad y Δx son constantes, se obtiene:

$$F_{Rm} = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} \Delta x \quad (3-28)$$

El flujo de momento.- Es el flujo que entra menos el flujo que sale en el volumen de control y puede expresarse como:

$$F_l = \rho \left[QV - \frac{\partial(QV)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] - \rho \left[QV + \frac{\partial(QV)}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (3-29)$$

Por lo tanto la variación neta de momento que entra al volumen de control es definido como:

$$F_l = -\rho \frac{\partial(QV)}{\partial x} \Delta x \quad (3-30)$$

Fuerza de presión.- Asumiendo una distribución de presión hidrostática, la fuerza de presión total es la integral de la presión sobre toda el área en cualquier sección. A partir de Shames (1962), la fuerza de presión en cualquier punto puede expresarse como:

$$F_p = \int_0^h \rho g (h-y) T(y) dy \quad (3-31)$$

Donde:

h es la profundidad.

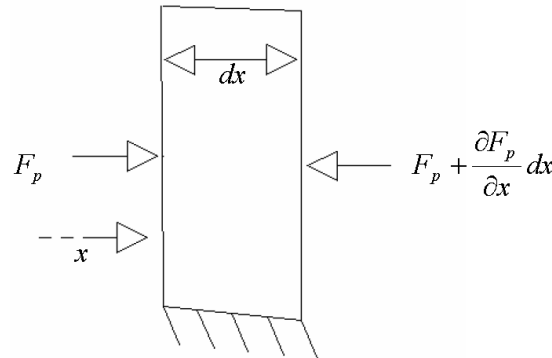
y es la distancia medida desde el fondo del cauce.

$T(y)$ es una función de ancho que relaciona el ancho de la sección transversal del canal con la distancia sobre el fondo del cauce.

F_p es la fuerza de presión ejercida en la dirección x

Por otro lado se puede considerar las fuerzas de presión que actúan en un diferencial de cauce, tal como se muestra en la Figura (3.6).

Figura 3.6: Fuerzas de presión que actúan en un diferencial de cauce.



La fuerza de presión para el volumen de control se expresa como la diferencia de fuerzas del extremo de aguas arriba menos el extremo aguas abajo definiendo en la siguiente ecuación (3-32).

$$F_{pn} = |F_p| - \left| F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} dx \right| + F_B \quad (3-32)$$

Donde:

F_{pn} es la fuerza de presión neta para el volumen de control.

F_B es la fuerza que ejercen las riberas sobre el líquido en dirección x

Simplificando la ecuación (3-32) y tomando $dx = \Delta x$ se tiene:

$$F_{pn} = -\frac{\partial F_p}{\partial x} \Delta x + F_B \quad (3-33)$$

Ahora se diferencia la ecuación (3-31) mediante el empleo de la regla de Liebnitz y luego haciendo la sustitución en la ecuación (3-33) se obtiene:

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \left[\frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} dy \right] + F_B \quad (3-34)$$

Dando forma a las integrales se tiene:

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy - \int_0^h \rho g (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} \Delta x dy + F_B \quad (3-35)$$

Donde:

$\int_0^h T(y) dy$ es el área (A) de la sección transversal

$\int_0^h \rho g (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} \Delta x dy = \int_0^h \rho g (h-y) T(y) dy =$ es fuerza de presión ejercida por el líquido sobre las riberas.

Dado que la segunda integral de la ecuación (3-35) es F_B , entonces reemplazando en (3-35) queda:

$$F_{pn} = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (3-36)$$

La ecuación (3-36) indica la fuerza de la presión neta.

Fuerza gravitacional.- Comprende a la fuerza gravitacional ejercida sobre un líquido para un volumen de control determinado y su aplicación en la dirección x se expresa como:

$$F_g = \rho g A \text{Sen} \theta \Delta x \quad (3-37)$$

Donde:

θ es la pendiente del cauce.

Como la pendiente de los ríos naturales es pequeña entonces por infinitésimos equivalentes se aproxima a $\text{Sen} \theta = \text{Tang} \theta = \theta = \frac{\partial Z_0}{\partial x}$.

Donde:

Z_0 es la elevación del fondo del canal.

Por tanto, la fuerza gravitacional se expresa como:

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial Z_0}{\partial x} \Delta x \quad (3-38)$$

Esta fuerza será positiva para pendientes de lecho negativo.

Fuerza de fricción.- La fuerza de fricción entre el cauce y el líquido se da en los contornos y puede expresar como:

$$F_f = -\tau_o P \Delta x \quad (3-39)$$

Donde:

τ_o es el esfuerzo cortante o tensión de corte que actúa sobre el perímetro

P es el perímetro mojado

El signo negativo indica que, con el flujo en la dirección x positiva, la fuerza actúa en el sentido contrario al eje x. La tensión de corte es proporcional a la velocidad al cuadrado según un coeficiente de arrastre (C_d) y se expresa como:

$$\tau_o = \rho C_d V^2 \quad (3-40)$$

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

$$C_d = \frac{g}{C^2} \quad (3-41)$$

La ecuación de Chezy se escribe:

$$V = C \sqrt{RS_f} \quad (3-42)$$

Donde:

R es el radio hidráulico.

S_f es la pendiente de fricción.

Al reemplazar las ecuaciones (3-40), (3-41) y (3-42) en la ecuación (3-39) se obtiene la relación que define la fuerza de arrastre:

$$F_f = -\rho g A S_f \Delta x \quad (3-43)$$

Reemplazando las ecuaciones (3-28), (3-39), (3-36), (3-38) y (3-43) en la ecuación (3-26) se obtiene la siguiente expresión:

$$\rho \frac{\partial Q}{\partial t} \Delta x = -\rho \frac{\partial(QV)}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial Z_o}{\partial x} \Delta x - \rho g A S_f \Delta x \quad (3-44)$$

Considerando la cota de la superficie del agua, que es la suma de la cota de la solera más el calado $z = h + z_o$, se puede definir:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial Z_o}{\partial x} \quad (3-45)$$

Donde:

$\frac{\partial h}{\partial x}$ es la pendiente de la superficie del agua.

Al sustituir (3-45) en (3-44) luego dividir el resultado por $\rho\Delta x$ y pasamos los términos a la izquierda se obtiene la forma definitiva de la ecuación de momento de Saint-Venant.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f\right) = 0 \quad (3-46)$$

3.4. SOLUCIÓN NUMÉRICA DE LAS ECUACIONES COMPLETAS DE SAINT- VENANT UTILIZANDO EL MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS IMPLÍCITAS POR EL ESQUEMA DE PREISSMANN

3.4.1. Diferencias finitas implícitas y esquema de Preissmann

Una vez que se tienen planteadas las ecuaciones diferenciales que modelan el comportamiento del agua en un tramo del canal se tiene que aplicar las condiciones iniciales y las condiciones de contorno para resolverlas. Pero, encontrar una solución analítica no es posible más que en casos muy simplificados, por tanto se busca otros métodos de resolución que permitan obtener soluciones aproximadas.

Hay muchos métodos de resolución por las ecuaciones de Saint-Venant: método de las características, método de las diferencias finitas, método de los elementos finitos, etc. Para resolver las ecuaciones de Saint Venant en este estudio se utilizará el método de diferencias finitas.

Aproximar una función $f(x)$ por diferencias finitas en un punto x significa aproximar su valor a partir del valor de la función en otro punto x_0 y las derivadas de la función, según el desarrollo en serie de Taylor.

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) + \theta(\Delta x)^3 \quad (3-47)$$

Despreciando los términos de segundo o mayor orden la ecuación (3-47) se simplifica en:

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) \quad (3-48)$$

De la ecuación (3-48) se puede aproximar el valor de la derivada de f respecto de x . y luego aproximar las diferencias finitas hacia adelante, considerando un punto x_j y el punto inmediatamente posterior, x_{j+1} , o hacia atrás, utilizando el punto x_j y el punto x_{j-1} . También se puede aproximar la derivada por diferencias finitas centradas, considerando x_{j+1} y x_{j-1} . Estas aproximaciones se resumen en la Tabla 3.1

Tabla 3.1: Esquemas de diferencias finitas.

Diferencias finitas hacia adelante	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_{j+1}) - f(x_j)}{\Delta x}$
Diferencias finitas hacia atrás	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_j) - f(x_{j-1})}{\Delta x}$
Diferencias finitas centradas	$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right _{x=x_j} = \frac{f(x_{j+1}) - f(x_{j-1})}{2\Delta x}$

Donde las diferencias finitas hacia adelante y hacia atrás son de primer orden; mientras que, las diferencias finitas centradas son de segundo orden. Los puntos donde se evalúa la función f reciben el nombre de nodos.

El HEC-RAS utiliza la siguiente notación para aplicar el esquema en diferencias finitas:

$$f_j = f_j^n \quad (3-49)$$

$$\Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n \quad (3-50)$$

Ordenando la ecuación (3-50) se puede escribir como:

$$f_j^{n+1} = f_j^n + \Delta f_j \quad (3-51)$$

El esquema de Preissman o esquema de los cuatro puntos es un esquema clásico utilizado por el HEC-RAS. El mismo que aproxima una función $f(x, t)$ en un cierto punto P de (x, t) , tal como se escribe en la ecuación (3-52).

$$f \approx \bar{f} = \theta \frac{f_j^{n+1} + f_{j+1}^{n+1}}{2} + (1-\theta) \frac{f_j^n + f_{j+1}^n}{2} \quad (3-52)$$

Mientras que, para las derivadas espaciales y temporales se definen las siguientes relaciones:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \theta \frac{f_{j+1}^{i+1} - f_j^{i+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \frac{f_{j+1}^i - f_j^i}{\Delta x} \quad (3-53)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \psi \frac{f_{j+1}^i - f_{j+1}^{i+1}}{\Delta t} + (1-\psi) \frac{f_j^{i+1} - f_j^i}{\Delta t} \quad (3-54)$$

El parámetro Θ localiza el punto P de aproximación de las derivadas en el tiempo; mientras que Ψ , lo hace en el espacio. En régimen subcrítico habitualmente se utiliza $\Psi=0.5$ y $\Theta=0.6$; en este tipo de régimen, el método es incondicionalmente estable para $0.5 \leq \theta \leq 1$. De las ecuaciones anteriores se deducen las formas generales de diferencia finita implícita:

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{0.5(f_{j+1} + \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (3-55)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta x} \quad (3-56)$$

y el valor de la función f se expresará como:

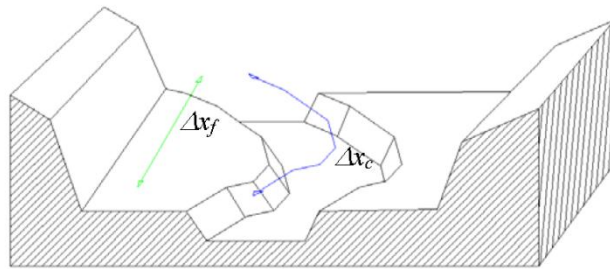
$$f \approx \bar{f} = 0.5(f_j + f_{j+1}) + 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j+1}) \quad (3-57)$$

3.4.2. Adaptación de las ecuaciones de Saint-Venant a la geometría del cauce

HEC-RAS no implementa directamente las ecuaciones de Saint-Venant en su forma tradicional, sino las adapta, primero a la geometría típica del cauce, que suele consistir en un canal principal por donde discurre el caudal aguas abajo, y en una llanura de inundación, formada por una avenida de agua.

A menudo el canal principal y la llanura de inundación tienen alineaciones diferentes, y esto implica que el recorrido del agua es diferente según la situación o escenario. Se debe tener en cuenta en los cálculos, tanto Δx_c que es la distancia entre dos secciones consecutivas siguiendo la alineación del canal principal (channel), como Δx_f que es la distancia entre secciones consecutivas siguiendo la alineación de la planicie de inundación (floodplain). Tal como se muestra en la Figura 3.7.

Figura 3.7: Alineaciones para el channel y floodplain.



3. Ecuación de Continuidad

Teniendo en cuenta que no toda el área mojada de la sección transversal de un río transporta agua, se descompone el área total de la sección A_r en una zona con transporte efectivo (A) y una zona de almacenamiento (S), o área de la sección donde no hay transporte y reemplazando $A_r = (A + S)$ en la ecuación (3-24) se tiene:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3-58)$$

Para abordar el problema del canal principal y la llanura de inundación, los programadores del HEC-RAS han considerado de manera separada el movimiento de agua en estas dos regiones.

Con esta idea se obtuvieron dos ecuaciones, una de continuidad en el canal principal (ecuación (3-59)) y en la llanura de inundación (ecuación (3-60)):

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \quad (3-59)$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_f} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_l \quad (3-60)$$

Donde:

Q_c : Caudal que discurre a través del canal principal.

A_c : Área de la sección transversal que ocupa el agua en el canal principal.

A_f : Área de la región de la llanura de inundación donde hay transporte efectivo de agua.

S : Área de la región de la llanura de inundación donde no hay transporte efectivo de agua.

q_f : Caudal por unidad de longitud del canal principal que entra lateralmente desde la llanura de inundación $\left(q_f = \frac{Q_f^*}{\Delta x_c}\right)$.

q_c : Caudal por unidad de longitud de la llanura de inundación que entra lateralmente desde el canal principal $\left(q_c = \frac{Q_c^*}{\Delta x_f}\right)$.

Q_f : Caudal que discurre a través de la llanura de inundación.

Q_f^* : Caudal total que pasa de la llanura de inundación en el canal principal.

Q_c^* : Caudal total que pasa del canal principal en la llanura de inundación.

Q_l : Caudal total que entra en la sección transversal desde los laterales.

q_l : Caudal por unidad de longitud de la llanura de inundación que entra lateralmente desde fuera del cauce principal $\left(q_l = \frac{Q_l}{\Delta x_f}\right)$.

x_c : Distancia según la alineación del canal principal.

x_f : Distancia según la alineación de la llanura de inundación.

t : Tiempo.

Al aproximar las ecuaciones (3-59) y (3-60) usando las diferencias finitas implícitas, se tiene:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} = q_f \quad (3-61)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta x_f} + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} + \frac{\Delta S}{\Delta t} = q_c + q_l \quad (3-62)$$

Podemos establecer una relación entre el caudal unitario que ingresa en el canal principal y el caudal unitario que sale de la llanura de inundación. Considerando que las magnitudes unitarias q_c y q_f no se refieren a una misma magnitud lineal, la relación que se obtiene es:

$$Q_f^* + Q_c^* = q_f \Delta x_c + q_c \Delta x_f = 0 \quad (3-63)$$

Multiplicando la ecuación (3-61) por Δx_c y la ecuación (3-62) por Δx_f y luego sumando los resultados, se obtiene:

$$\Delta Q_c + \Delta Q_f + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f = q_f \Delta x_c + q_c \Delta x_f + q_l \Delta x_f \quad (3-64)$$

Reemplazando en la ecuación (3-63), y recuperando la forma integral para el caudal lateral ($Q_l = q_l * \Delta x_f$) entre las dos secciones consideradas y tomando el incremento total del caudal $\Delta Q = \Delta q_c + \Delta q_f$ se obtiene la ecuación de continuidad discretizada:

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f = Q_l \quad (3-65)$$

4. Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

El procedimiento es similar que en el caso de la ecuación de continuidad. Primero se plantea la ecuación de conservación del momentum (3-46) en dos dominios diferentes, el canal principal y la llanura de inundación y luego se suman ambas relaciones:

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial (V_c Q_c)}{\partial x_c} + g A_c \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad (3-66)$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial (V_f Q_f)}{\partial x_f} + g A_f \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad (3-67)$$

Donde:

Q_c : Caudal que discurre a través del canal principal.

Q_f : Caudal que discurre a través de la llanura de inundación.

A_c : Área de la sección transversal que ocupa el agua en el canal principal.

A_f : Área de la región de la llanura de inundación donde hay transporte efectivo de agua.

V_c : Velocidad media del agua en el canal principal $\left(V_c = \frac{Q_c}{A_c}\right)$.

V_f : Velocidad media del agua en la llanura de inundación $\left(V_f = \frac{Q_f}{A_f}\right)$.

M_c : Flujo de cantidad de movimiento por unidad de longitud de llanura de inundación que ingresa en la llanura de inundación.

M_f : Flujo de cantidad de movimiento por unidad de longitud de canal principal que ingresa en el canal principal.

S_{fc} : Pendiente motriz del tramo de canal principal.

S_{ff} : Pendiente motriz del tramo de llanura de inundación.

x_c : Distancia según la alineación del canal principal.

x_f : Distancia según la alineación de la llanura de inundación.

g : Aceleración de la gravedad.

z : cota de la superficie libre.

t : Tiempo.

Se observa en las ecuaciones (3-66) y (3-67) que la cota de la superficie libre no interviene. Esto sucede porque, para cualquier sección perpendicular al flujo, la superficie libre es horizontal, es decir, la cota de la superficie libre es la misma para la llanura de inundación y para el canal principal. Por este motivo se dice que el HEC-RAS es un modelo unidimensional.

El paso siguiente es aproximar las ecuaciones (3-66) y (3-67) se utilizará las diferencias finitas, y el resultado se presenta con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_c Q_c)}{\Delta x_c} + g \overline{A_c} \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + \overline{S_{fc}} \right) = M_f \quad (3-68)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_f Q_f)}{\Delta x_f} + g \overline{A_f} \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + \overline{S_{ff}} \right) = M_c \quad (3-69)$$

Similar que para las ecuaciones (3-61), (3-62) y multiplicando la ecuación (3-68) por Δx_c y la ecuación (3-69) por Δx_f y luego sumando los resultados, y se obtiene:

$$\frac{\Delta Q_c \Delta x_c + \Delta Q_f \Delta x_f}{\Delta t} + \Delta(Q_c V_c) + \Delta(Q_f V_f) + g(\overline{A_c} + \overline{A_f}) \Delta z + g(\overline{A_c} \overline{S_{fc}} \Delta x_c + \overline{A_f} \overline{S_{ff}} \Delta x_f) = M_f \Delta x_c + M_c \Delta x_f \quad (3-70)$$

Por otro lado la ecuación que relaciona M_f y M_c es:

$$M_f \Delta x_c + M_c \Delta x_f = 0 \quad (3-71)$$

La suma de todos los términos a la izquierda de la ecuación (3-70) es cero, debido a la ecuación (3-71); es decir, se conserva la cantidad de movimiento de la masa de agua. Si además se desprecia los incrementos de segundo orden en el primer término de la ecuación (3-70), ésta se convierte en:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(Q_c V_c) + \Delta(Q_f V_f) + g(\bar{A}_c + \bar{A}_f) \Delta z + g(\bar{A}_c S_{fc} \Delta x_c + \bar{A}_f S_{ff} \Delta x_f) = 0 \quad (3-72)$$

Reescribiendo los términos convectivos de la ecuación (3-72) con la ayuda de un factor de distribución de velocidades β , se define como:

$$\frac{(V_c Q_c + V_f Q_f)}{QV} = \frac{(V_c^2 Q_c + V_f^2 Q_f)}{V^2 A} = \beta \quad (3-73)$$

Ordenando y descomponiendo el incremento como la suma de los incrementos, se procede a describir:

$$\Delta(\beta QV) = \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) \quad (3-74)$$

Definiendo una fuerza equivalente a los dos últimos términos de la ecuación (3-72), definida como la fuerza que los contornos ejercen sobre el fluido se tiene:

$$g \bar{A} S_f \Delta x_e = g \bar{A}_c S_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f S_{ff} \Delta x_f \quad (3-75)$$

Donde:

Δx_e : Incremento de distancia equivalente

S_f : Pendiente motriz para toda la sección.

A : Área total mojada ($A = A_c + A_f$).

Para el cálculo de Δx_e se considera que la pendiente motriz para la sección es igual a la suma de la pendiente motriz del canal principal y la llanura de inundación $S_{fc} = S_{ff} + S_f$. Esta hipótesis es utilizada por HEC-RAS para obtener el incremento de distancia equivalente. Simplificando la aceleración de la gravedad y las pendientes motrices de la ecuación (3-75) se tiene:

$$\Delta x_e = \frac{\bar{A}_c \Delta x_c + \bar{A}_f \Delta x_f}{A} \quad (3-76)$$

Aplicando diferencias finitas a Δx_e , la ecuación (3-76) se expresa de forma explícita en función de magnitudes ya conocidas, según:

$$\Delta x_{ej} = \frac{(A_{ej} + A_{ej+1})\Delta x_{ej} + (A_{fj} + A_{fj+1})\Delta x_{fj}}{(A_j + A_{j+1})} \quad (3-77)$$

Reemplazando las ecuaciones (3-74) y (3-76) en (3-72) se obtiene la ecuación de conservación de momentum de forma más compacta:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(\beta QV) + g \overline{A} \Delta z + g \overline{A} S_f \Delta x_e = 0 \quad (3-78)$$

Agrupando los términos afectados por la gravedad y por el área, y dividiendo toda la expresión por Δx_e , se obtiene una expresión similar a la expresión original de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta QV)}{\Delta x_e} + g \overline{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \overline{S}_f \right) = 0 \quad (3-79)$$

La expresión de la ecuación de conservación de momentum definida hasta ahora permite considerar dos fuerzas actuando sobre el fluido: las fuerzas de presión y las que el contorno ejerce sobre el fluido. En la mayoría de los casos, estas dos son suficientes para describir el movimiento del fluido, pero hay situaciones en que es necesario considerar las fuerzas que se oponen al movimiento. Los casos más importantes son las estructuras en el cauce, como por ejemplo pilas y estribos de puentes, esclusas de navegación, etc. Estos elementos provocan una sobreelevación de la lámina de agua aguas arriba de la estructura que puede llegar a ser importante. Para considerar el efecto de estas fuerzas, se expresa la pérdida de energía dh_l que se produce en una distancia dx como una pendiente de energía local S_h , tal como se define:

$$S_h = \frac{dh_l}{dx} \quad (3-80)$$

La pendiente local puede sumarse al resto de términos que representan fuerzas actuantes sobre el fluido en la ecuación (3-46), y se convierte en:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + g \overline{A} \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad (3-81)$$

y su en diferencias finitas:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta QV)}{\Delta x_e} + g \overline{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \overline{S}_f + \overline{S}_h \right) = 0 \quad (3-82)$$

Para el régimen permanente hay muchas fórmulas obtenidas de manera experimental y que permiten obtener el valor de la pérdida de carga h_1 para diferentes casos y geometrías. Todas ellas se expresan como:

$$h_1 = C \frac{V^2}{2g} \quad (3-83)$$

El coeficiente C recoge los efectos de la velocidad media en la sección, la altura del agua y en general, la geometría de la estructura. Lógicamente estas magnitudes variarán en diferentes secciones de la estructura, pero por simplicidad, se asume que el coeficiente es constante. La localización donde se evalúa la velocidad media depende del método utilizado, pero generalmente es aguas arriba de la estructura por régimen supercrítico y aguas abajo por régimen subcrítico. Para considerar este efecto, HECRAS, en una etapa de preproceso anterior al cálculo en régimen no permanente, calcula para las estructuras una familia de curvas caudal y calado, suponiendo régimen permanente. Una vez iniciada la simulación, al haber una estructura, el programa obtiene el caudal y la altura aguas arriba o aguas abajo de la estructura (según corresponda, dependiendo del régimen), y a partir de la familia de curvas interpola la altura en el otro extremo de la estructura. Una vez obtenidos las dos alturas, en las dos secciones extremas de la estructura (y conociendo la separación entre las dos secciones, que es un dato geométrico introducido por el usuario), se calcula el término S_h a utilizarse en la ecuación (3-82).

Cabe destacar que con este procedimiento se utiliza una serie de fórmulas calibradas en condiciones de régimen permanente, con un caudal constante, a fin de evaluar el efecto que las estructuras generan sobre el río en condiciones de régimen no permanente, y con un caudal variable.

Otra modificación necesaria es considerar la introducción de una cantidad de movimiento adicional, al tener en el río la incorporación de otro río o afluente. Al no añadir una cantidad de momentum adicional, el término convectivo $\frac{\partial(V*Q)}{\partial x}$ de la ecuación (3-81) se hace grande y para compensarlo es necesario que aumente $\frac{\partial z}{\partial x}$, lo cual crea una sobreelevación aguas arriba. Este fenómeno es más relevante cuanto mayor sea la importancia relativa de la aportación de caudal por parte del afluente.

La cantidad de movimiento que hay que incorporar a la ecuación de balance viene dada por la siguiente expresión.

$$M_l = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x} \quad (3-84)$$

Donde:

Q_l : Caudal afluente.

V_l : Velocidad media del flujo afluente.

Δx : Incremento de distancia.

M_l : Cantidad de movimiento que el caudal afluente transmite al caudal principal.

ε : Coeficiente que indica el porcentaje de la cantidad de movimiento del caudal afluente que se transmite al caudal principal. Este coeficiente es función de la dirección relativa del afluente respecto del río principal.

La última modificación consiste en definir un coeficiente de distribución de caudal o flujo ϕ entre el cauce y los márgenes de inundación, el mismo que se define como.

$$\phi = \frac{Q_c}{Q_c + Q_f} \quad (3-85)$$

Se puede escribir los caudales en función de las pendientes motrices, según:

$$Q = K S_f^{1/2} \quad (3-86)$$

Donde el coeficiente K se llama transporte.

Sustituyendo el coeficiente K por el canal principal y la llanura de inundación la expresión (3-86) en la expresión (3-85), y considerando las pendientes motrices iguales (igual que para obtener la ecuación (3-76)), se puede simplificar y obtener la expresión de ϕ en función de K.

$$\phi = \frac{K_c}{K_c + K_f} \quad (3-87)$$

Este coeficiente ϕ permite escribir los caudales del canal principal y de la llanura de inundación en función del caudal total Q según:

$$Q_c = \phi Q \quad (3-88)$$

$$Q_f = (1 - \phi) Q \quad (3-89)$$

Reemplazando las ecuaciones modificadas en la ecuación (3-82) se tiene:

$$\frac{\Delta(\phi Q \Delta x_c + (1 - \phi) Q \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta Q V)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (3-90)$$

La ecuación (3-90) es la más general, pero en la mayoría de los casos se simplifica, pues el término a la derecha de la igualdad, el momentum entrante, sólo se considera en los casos de afluentes o sub afluentes, y el término S_h sólo se considera al tener una estructura que perturba la posición de la superficie libre del agua.

3.4.3. Formulación de las ecuaciones de Saint-Venant en diferencias finitas

Las dos ecuaciones de Saint Venant, tanto la ecuación de continuidad (3-24) como la ecuación de conservación de cantidad de movimiento (3-46), son no lineales, y si se aplica directamente el esquema en diferencias finitas, se obtendrá un sistema de ecuaciones no lineal. Algunos autores, como Amain y Fang (1970), Fread (1974, 1976) y otros, han resuelto este sistema no lineal utilizando el procedimiento iterativo de Newton-Raphson.

Pero al trabajar con sistemas de ecuaciones muy grandes, el método es relativamente lento, ya que presenta problemas de convergencia en las discontinuidades de la geometría y se vuelve inestable al acercarse a la altura crítica. Para evitar este problema, Preissman (según Liggett y Cunge, 1975) y Chen (1973) desarrollo la técnica para linealizar las ecuaciones de Saint-Venant, según las siguientes hipótesis:

- 1.- Si $(f * f \gg \Delta f * \Delta f)$ entonces $(\Delta f * \Delta f = 0)$ (Preissmann, según informes de Liggett y cuenge, 1975).
- 2.- Dada una función $g(Q, z)$, se aproxima $\Delta g(Q, z)$ mediante el primer término del desarrollo en serie de Taylor. Esto es:

$$\Delta g_j = \left(\frac{\partial g}{\partial Q} \right)_j \Delta Q_j + \left(\frac{\partial g}{\partial z} \right)_j \Delta z_j \quad (3-91)$$

Esta hipótesis se aplica a la pendiente motriz S_f , y el área A .

- 3.- Si el paso de tiempo Δt es pequeño, algunas variables (inestabilidades) pueden ser considerar explícitamente. Así, $(h_j^{n+1} \approx h_j^{\Delta n})$ o bien $(\Delta h_j \approx 0)$.

Esta hipótesis se aplica a la velocidad V , en el término convectivo, al factor de distribución de velocidad β , al incremento de distancia equivalente Δx_e y al factor de distribución de caudal ϕ .

Al aplicar el esquema de Preissman en diferencias finitas y las simplificaciones anteriores a las ecuaciones de Saint-Venant (3-65 y 3-90), se obtienen expresiones largas, y para su presentación se hace uso de las Tablas 3.2 y 3.3. En la Tabla 3.2 se detallan los términos de

la ecuación de continuidad (3-65) y en la Tabla 3.3 los términos de la ecuación de conservación de momentum (3-90).

Tabla 3.2: Aproximación de Diferencias Finitas de los Términos de la Ecuación de continuidad.

Término	Aproximación en diferencias Finitas
ΔQ	$(Q_{j+1} - Q_j) + \theta(\Delta Q_{j+1} - \Delta Q_j)$
$\frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c$	$0.5 \Delta x_{ej} \frac{\left(\frac{dA_c}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_c}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f$	$0.5 \Delta x_{fj} \frac{\left(\frac{dA_f}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_f}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f$	$0.5 \Delta x_{fj} \frac{\left(\frac{dS}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dS}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$

Tabla 3.3: Aproximación de Diferencias Finitas de los Términos de la Ecuación de conservación de la conservación de momentum.

Término	Aproximación en diferencias Finitas
$\frac{\Delta(\dots)}{\Delta t \Delta x_e}$	$\frac{\Delta Q_i \Delta x_{ej} \phi_j + \Delta Q_{i+1} \Delta x_{ej} \phi_{j+1} + \Delta Q_i \Delta x_{ej} (1 - \phi_j) + \Delta Q_{i+1} \Delta x_{ej} (1 - \phi_{j+1})}{2 \Delta x_{ej} \Delta t}$
$\frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e}$	$\frac{1}{\Delta x_{ej}} [\langle \beta V Q \rangle_{j+1} - \langle \beta V Q \rangle_j] + \frac{1}{\Delta x_{ej}} [\langle \beta V Q \rangle_{j+1} - \langle \beta V Q \rangle_j]$
$g \bar{A} \frac{\Delta z}{\Delta x_e}$	$g \bar{A} \left[\frac{z_{j+1} - z_j + \theta(\Delta z_{j+1} - \Delta z_j)}{\Delta x_{ej}} \right] + \theta g \Delta \bar{A} \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}}$
$g \bar{A} \bar{S}_f$	$g \bar{A} \bar{S}_f + 0.5 \theta g \Delta \bar{A} (\Delta S_{fj+1} + \Delta S_{fj}) + 0.5 \theta g \bar{S}_f (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$
$g \bar{A} \bar{S}_h$	$g \bar{A} \bar{S}_h + 0.5 \theta g \Delta \bar{A} (\Delta S_{hj+1} + \Delta S_{hj}) + 0.5 \theta g \bar{S}_h (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$
$\bar{A}$	$0.5(A_j + A_{j+1})$
$\bar{S}_f$	$0.5(S_{fj+1} + S_{fj})$
ΔA_j	$\left(\frac{\Delta A}{\Delta z}\right)_j \Delta z_j$
ΔS_{fj}	$\left(\frac{-2S_f}{K} \frac{dK}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{2S_f}{Q}\right)_j \Delta Q_j$
$\Delta \bar{A}$	$0.5(\Delta A_{j+1} + \Delta A_j)$

Las incógnitas en las dos ecuaciones son $\Delta Q_j, \Delta Q_{j+1}, \Delta Z_j$ y ΔZ_{j+1} .

Todos los términos de las ecuaciones de Saint-Venant son expresados en diferencias finitas, y se pueden reordenar y reagrupar según la incógnita que los multiplican. Entonces las dos ecuaciones de Saint-Venant se expresan como la suma de coeficientes que multiplican a las incógnitas igualados a otros coeficientes, tal como se muestra en la Tabla (3.4) para la ecuación de continuidad y en la Tabla (3.5) para la ecuación de conservación de cantidad de movimiento:

$$\alpha_1 \Delta Q_j + \alpha_2 \Delta Z_j + \alpha_3 \Delta Q_{j+1} + \alpha_4 \Delta Z_{j+1} = \alpha_5 \quad (3-92)$$

Tabla 3.4: Coeficientes que multiplican las incógnitas en la ecuación de continuidad.

Coeficiente	Expresión
α_1	$-\frac{\theta}{\Delta x_{ej}}$
α_2	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{ej}} \left(\left(\frac{dA_c}{dz} \right)_j \Delta x_{ej} + \left(\frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_j \Delta x_{\beta j} \right)$
α_3	$\frac{\theta}{\Delta x_{ej}}$
α_4	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{ej}} \left(\left(\frac{dA_c}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{ej} + \left(\frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{\beta j} \right)$
α_5	$-\frac{Q_{j+1} - Q_j}{\Delta x_{ej}} + \frac{Q_j}{\Delta x_{ej}}$

$$\gamma_1 \Delta Q_j + \gamma_2 \Delta Z_j + \gamma_3 \Delta Q_{j+1} + \gamma_4 \Delta Z_{j+1} = \gamma_5 \quad (3-93)$$

Tabla 3.5: Coeficientes que multiplican las incógnitas en la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.

Coef	Expresión
γ_1	$0.5 \frac{\Delta x_{ej} \phi_j + \Delta x_{\beta j} (1 - \phi_j)}{\Delta x_{ej} \Delta t} - \frac{\beta_j V_j \theta}{\Delta x_{ej}} + \theta g \bar{A} \frac{(S_{\beta j} + S_{hj})}{Q_j}$
γ_2	$\frac{-g \bar{A} \theta}{\Delta x_{ej}} + 0.5 g \theta \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_j - g \theta \bar{A} \left[\frac{S_{\beta j}}{K_j} \left(\frac{dK}{dz} \right)_j + \frac{S_{hj}}{A_j} \left(\frac{dA}{dz} \right)_j \right] + 0.5 \theta g (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \left(\frac{dA}{dz} \right)_j$
γ_3	$0.5 \frac{\Delta x_{ej} \phi_{j+1} + \Delta x_{\beta j} (1 - \phi_{j+1})}{\Delta x_{ej} \Delta t} - \frac{\beta_{j+1} V_{j+1} \theta}{\Delta x_{ej}} + \theta g \bar{A} \frac{(S_{\beta j+1} + S_{hj+1})}{Q_{j+1}}$
γ_4	$\frac{-g \bar{A} \theta}{\Delta x_{ej}} + 0.5 g \theta \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1} - g \theta \bar{A} \left[\frac{S_{\beta j+1}}{K_{j+1}} \left(\frac{dK}{dz} \right)_{j+1} + \frac{S_{hj+1}}{A_{j+1}} \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1} \right] + 0.5 \theta g (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \left(\frac{dA}{dz} \right)_{j+1}$
γ_5	$-\left[\frac{\beta_{j+1} Q_{j+1} V_{j+1} - \beta_j Q_j V_j}{\Delta x_{ej}} + g \bar{A} \left(\frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{ej}} \right) + g \bar{A} (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \right]$

3.4.4. Condiciones de contorno

El modelo HEC-RAS divide al río en pequeños “tramos”. Y para cada tramo se tiene n nodos (n secciones), en cada una de las cuales se tiene dos incógnitas (Altura de agua y caudal), con lo que se puede desarrollar $2(n-1)$ ecuaciones de diferencias finitas. Para resolver el sistema se requiere otras dos ecuaciones, una en el extremo aguas arriba y otra en el extremo aguas abajo.

Estas ecuaciones se derivan de las condiciones de contorno en cada tramo. Si el régimen es lento o subcrítico, se necesita una condición de contorno aguas abajo; mientras que, si el régimen es rápido o supercrítico, se necesita la condición de contorno aguas arriba.

3.4.4.1. Condiciones de contorno internas

Las condiciones de contorno internas son aquéllas que se aplican a los nodos interiores de los tramos, y principalmente son de dos tipos: Conexión entre tramos y de aportación de caudal. Y las más utilizadas son aquellas que definen las conexiones entre tramos. Éstas pueden ser simples, como las que conectan dos tramos de cálculo consecutivos, que en realidad son un mismo tramo, o pueden modelar separaciones o conjunciones de diferentes tramos. En este caso las dos condiciones que se imponen son:

Continuidad de caudal: Se indica que en un nodo, la suma de caudales que ingresan es igual a la suma de caudales que salen, pues en un nodo no hay almacenamiento situación que es representado por:

$$\sum_{j=1}^I Q_j = 0 \quad (3-94)$$

Donde I es el número de tramos conectados a la junta, y Q_j define a los caudales de los diferentes tramos, incluidos los respectivos signos, según el sentido del flujo: positivo, si el extremo en contacto con la junta es el de aguas abajo (caudal entrante) o negativo si el extremo conectado a la junta es el de aguas arriba (caudal saliente).

Esta condición se utiliza en tramos que están aguas arriba de divisiones del caudal o aguas abajo en la unión de los tramos. Para cada junta puede utilizarse sólo una ecuación de continuidad de caudal.

Continuidad de cota en la superficie libre: Esta condición impone continuidad en la lámina libre de un tramo a la siguiente, y puede ser expresado como:

$$Z_k = Z_c \quad (3-95)$$

Donde Z_k representa la cota de la superficie libre en el tramo k , y Z_c , representa la cota de la superficie libre común a todos los extremos de los tramos que se conectan con las juntas se consideran.

Esta condición se aplica como adicional a las juntas donde confluyen más de dos tramos. Se determina de un tramo donde se conoce el caudal, y se impone que la cota de la lámina libre de las demás tramos lo cumpla.

Existe otro grupo de condiciones de contorno que se aplican a los nodos interiores y que permiten considerar la aportación adicional del caudal, ya sea por un hidrograma de entrada, una aportación constante de caudal, el afloramiento de agua subterránea. Finalmente, si existen estructuras en el río que dispongan de compuertas, para regular el nivel, o estructuras que regulen el caudal hacia áreas de almacenamiento, se dispone de condiciones de contorno internas que permiten cuantificar el efecto de la apertura de las compuertas, ya sea apertura por tiempo o apertura por nivel.

3.4.4.2. Condiciones de contorno aguas arriba

Se necesita una condición de contorno aguas arriba para cada tramo que no esté conectada aguas abajo a otro tramo o un área de almacenamiento; es decir, a todos los extremos libres aguas arriba. El HEC-RAS permite utilizar varias condiciones de contorno para el extremo de aguas arriba de los tramos, y estas son:

Hidrograma: Un hidrograma es una función que proporciona el caudal en función del tiempo. Para un tramo dado, la expresión es:

$$\Delta Q_k = Q_k^{n+1} - Q_k^n \quad (3-96)$$

Donde los subíndices denotan el nodo que corresponde al extremo aguas arriba, y los superíndices hacen referencia al instante de tiempo considerado.

Altura de agua: Se puede fijar la posición de la lámina libre en función del tiempo (hay una relación biunívoca entre la altura y cota de la lámina libre, pues la posición de la solera del canal es conocida). Esta condición se expresa como:

$$\Delta z_k = z_k^{n+1} - z_k^n \quad (3-97)$$

Donde los subíndices denotan el nodo que corresponde al extremo aguas arriba y los superíndices hacen referencia al instante de tiempo considerado.

Esta ecuación se utiliza para modelar el comportamiento de los ríos que salen de un lago o embalse con la superficie libre conocida.

Combinación de caudal y altura: Esta última opción se utiliza cuando se tiene datos de aforo de avenidas hasta cierto caudal, pero se quiere analizar cuál sería el comportamiento si el caudal fuera más importante que lo que se tiene medido.

Entonces se utiliza esta condición mixta porque permite imponer la altura hasta un cierto caudal y al no tener más datos de campo, se impone el caudal.

3.4.4.3. Condiciones de contorno aguas abajo

Esta condición es necesaria para todos los tramos que no están conectados aguas abajo con ningún otro tramo ni con ningún área de almacenamiento. Entonces es posible imponer cuatro tipos diferentes de condición:

Altura de agua: La expresión es la misma en el caso de la condición de contorno aguas arriba. La ecuación (3-97) que se utiliza para modelar el comportamiento de los ríos que desembocan en estuarios, bahías o mares, donde el nivel está gobernado por fluctuaciones de carácter mareal, o también ríos que desembocan en lagos o embalses regulables, con nivel conocido.

Hidrograma: También se puede fijar un hidrograma como condición de contorno aguas abajo. Su expresión es la misma que la ecuación (3-96), con la única diferencia que el subíndice denota el nodo aguas abajo del tramo. Esta condición es muy útil si se dispone de la información, obtenida por ejemplo, de una estación de aforo. Entonces, sólo se calibra el modelo para esta avenida.

Curva caudal-altura: El requisito para utilizar esta condición es que la curva que determina la altura del agua en función del caudal sea monótona. Es decir, que dado un valor de caudal, sólo se tenga un solo valor para la altura. Esta situación se presenta en derrames libres (caídas de agua, aliviaderos, etc.), en régimen permanente y uniforme. Pero se debe tener cuidado al aplicar esta condición si no hay seguridad de que la curva refleje bien la realidad.

Una recomendación del HEC (1992) es que al imponer esta condición, se debe hacer bastante lejos del extremo aguas abajo (y fuera del tramo de estudio), para que se disipen los errores que se puedan haber introducido. La expresión matemática de esta condición es:

$$\Delta Q_k = \frac{Q_k^{n+1} - Q_k^n}{z_k^n - z_k^{n-1}} (y_k^{n+1} - y_k^n) \quad (3-98)$$

Combinación de caudal y altura: También se tiene la posibilidad de utilizar esta condición aguas abajo si se dispone de aforos.

Altura normal: Al conocer el valor de la pendiente de la solera en el nodo considerado, se puede usarlo en lugar de la pendiente motriz y para ello, usar la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n} S_f^{1/2} \quad (3-99)$$

Para obtener la altura normal (en régimen permanente), una buena aproximación puede ser considerar el valor de la pendiente de la lámina libre. Como la situación de régimen permanente es muy difícil que se produzca en la naturaleza, se debe tener cuidado al imponer esta condición de contorno.

Al igual que en el caso de la curva caudal-calado, la HEC (1992) recomienda aplicar esta condición lejos del área de estudio para no influir mucho en el resultado.

3.4.5. Condiciones iniciales

Las incógnitas del problema son, como, $\Delta Q_j, \Delta Q_{j+1}, \Delta Z_j$ y ΔZ_{j+1} .

Esto quiere decir que, en cada intervalo de tiempo, se calcula la variación de las magnitudes Q y z de cada nodo. Entonces es necesaria una condición inicial, que indique cuál es el valor de las magnitudes en cada nodo, al momento de comenzar la simulación.

HEC-RAS permite dos formas diferentes de introducir esta condición inicial: la primera es tomar como distribución de caudales y alturas la procedente de un estudio en régimen permanente, para un caudal constante. La segunda opción es tomar como condición inicial el resultado de otra simulación en régimen no permanente con la misma geometría. Esta última opción se utiliza para llevar a cabo simulaciones durante un periodo grande de tiempo, y para no realizar demasiados cálculos numéricos.

3.4.6. Régimen mixto

Se entiende por régimen mixto la existencia de tramos en que la altura es subcrítica y tramos en que la altura es supercrítica. En estas condiciones, por continuidad de la lámina libre, en algún punto del cauce la altura se iguala al calado crítica, caracterizado por tener un número de Froude igual a la unidad. Entonces, las magnitudes tienen variaciones muy grandes y se crean oscilaciones en la solución que tienen tendencia a crecer hasta que el modelo se vuelve completamente inestable. Para evitar estas inestabilidades, Fread (1986) inventó la técnica llamada técnica de la inercia parcial local o LPI (del inglés "Local Partial Inertia Technique"), que consiste básicamente en aplicar un coeficiente reductor σ los términos inerciales de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento. Este coeficiente reductor es función del número de Froude Fr , y depende de un valor umbral F_T , a partir del cual se eliminan completamente los términos inerciales, y un exponente m que afecta al número de Froude, para suavizar los efectos de los términos inerciales. Su expresión es:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_b \right) = 0 \quad (3-100)$$

Dónde:

$$\sigma = \begin{cases} F_T - F_r^m \leq F_T; m \geq 1 \\ 0; F_r > F_T \end{cases}$$

El valor de F_T debe estar entre 1.0 y 2.0. El valor de m puede variar desde 1.0 hasta 128. Los valores predeterminados son 1.0 y 10.0, respectivamente. Al aumentar el valor de F_T y de m , el método pierde estabilidad, pero gana precisión, mientras que al disminuir, lo que se consigue es hacer un método más robusto y más estable, pero menos preciso.

En el HEC-RAS este método por defecto está inactivo y para utilizarlo se debe activar al presentarse problemas de estabilidad debido a calados críticos.

3.4.7. Resolución numérica del sistema

Una vez planteadas las dos ecuaciones, para cada uno de los nodos de cálculo se añade las ecuaciones que modelan las condiciones de contorno, tanto internas como externas, éstos pueden ser ordenados y descompuestos en forma de producto matricial.

$$A\vec{x} = \vec{b} \quad (3-101)$$

El vector $\vec{x}$ es el vector que contiene las incógnitas ΔQ_j y Δz_j para cada nodo j , así que, si el río tiene n nodos, el vector $\vec{x}$ tendrá 2 componentes, las mismas que el término independiente. En cuanto a la matriz A , tendrá 2x2 componentes, pero como los términos de la matriz expresan relaciones entre las incógnitas según las ecuaciones, y generalmente cada ecuación afecta a nodos consecutivos, el resultado es que la matriz A tendrá coeficientes no nulos en las diagonales, pero la mayoría de los términos serán cero. Lo que hace que A no sea una matriz en banda, son las áreas de almacenamiento, los ríos de una red dendrítica y las condiciones de contorno, que incorporan a la matriz coeficientes no nulos fuera de las diagonales principales.

En la Figura 3.8 se muestra la disposición de los coeficientes en la matriz al considerar un río sin ramificaciones ni áreas de almacenamiento. Los coeficientes siguen la notación de las tablas 3-4 y 3-5, los términos nulos no se escriben para más claridad, los paréntesis denotan el número de fila y columna en la matriz, y el puntero j denota el número de nodo a que hace referencia el coeficiente o la incógnita.

La forma de la matriz A hace que sea computacionalmente costoso trabajar con la matriz completa. De hecho, para sistemas grandes es imposible almacenarla, incluso para sistemas pequeños, utilizar eliminación Gaussiana es excesivamente costoso, pues la mayoría de operaciones son con términos nulos.

La descomposición de la matriz tampoco es rentable, pues la matriz cambia para cada iteración temporal. La solución elegida es utilizar un almacenamiento en skyline para guardar la matriz, y un algoritmo de eliminación modificado para resolver el sistema lineal, con siete punteros, para reducir las operaciones innecesarias

CAPÍTULO IV

NORMATIVA APLICABLE

Pese a la gran cantidad de presas existentes en Bolivia no existe aún una normativa que clasifique las presas de acuerdo a su peligrosidad en caso de una posible falla y mucho menos, una guía técnica para la elaboración de los planes de emergencia en presas y embalses.

El presente trabajo utilizará las recomendaciones técnicas dadas por la Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) y la Guía Técnica Española para la clasificación de Presas en función del riesgo potencial ya que es una normativa completa, que está elaborada en base a la normativa propuesta por la ICOLD y que además está en el idioma español lo cual facilita su comprensión.

3.1.COMITÉ INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS (ICOLD)

La ICOLD fue fundada en París, la capital de Francia, el 6 de Julio de 1928, después de tres años de gestación promovida por diversas organizaciones alentadas por la ingeniería civil francesa. Los países fundadores fueron: Francia, Estados Unidos de América, Italia, Rumania, Suiza, y Reino Unido, sus objetivos esenciales, de acuerdo con sus estatutos, son el de favorecer el progreso en el proyecto, construcción y explotación de las grandes presas y sus estructuras asociadas recogiendo información relativa a ellas y estudiando los temas relacionados con estas estructuras especialmente en los aspectos técnicos, económicos, medioambientales y sociales.

En la actualidad está formada por 80 países miembros que se relacionan entre sí mediante sus Comités Nacionales.

Los criterios brindados por la Comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD con su boletín 99 “Dam Failures statistical analysis” publicado en 1998, donde se describen las posibles causas que pueden dar lugar a fallos graves o a la rotura de presas y boletín 111 “Dam Break Flood Analysis” publicado en 1955, en el que se describen y evalúan 27 modelos existentes en la actualidad, de los cuales únicamente algunos están normalmente extendidos en la práctica y son accesibles comercialmente”

HEC-RAS está incluido dentro de estos 27 modelos por lo que es un modelo válido para la rotura de presas según la ICOLD.

3.2. GUÍA TÉCNICA PARA CLASIFICACIÓN DE PRESAS EN FUNCIÓN DE SU RIESGO POTENCIAL

En la “Guía técnica para la clasificación de presas en función de su riesgo potencial desarrollada por el Ministerio de medioambiente con su dirección general de obras hidráulicas y calidad de las aguas desarrollada en España” [3], 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, que constituye el punto de arranque del nuevo planteamiento que en esa materia se desarrolla también el “Reglamento Técnico sobre la Seguridad de presas y embalses desarrollada por el Ministerio de medioambiente con su dirección general de obras hidráulicas y calidad de las aguas desarrollada en España” [4]. Donde se ha considerado también conveniente plantear con carácter orientativo una metodología general de aplicación que facilite todo el proceso de clasificación de presas.

3.2.1. Presas a clasificar

Dentro de las competencias de la Administración Hidráulica Española y a los efectos de la clasificación de presas prevista en la “Directriz Básica de Planificación de Protección Civil de España” [5] y en [4], 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 tales que la aplicación a ella de [5] y de los criterios de [3] puedan conducir a su clasificación en las categorías A o B.

El ámbito de aplicación para la clasificación de las presas se entenderá que es el siguiente:

1. Grandes Presas, que, según la aún vigente "Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas" española [6], vienen definidas por las características siguientes:

- Tener más de 15 m de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie de su cimientto.

- Tener una altura entre 10 y 15 m y originar un embalse de capacidad superior a 100.000 m³, o características excepcionales o cualquier otra circunstancia que permita calificar la obra como importante para la seguridad o la economía pública.

2. 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 m³/seg. Estos casos se incluyen como consecuencia de tomar en consideración la nueva definición de Grandes Presas que introduce el Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses.

3. También deberá aplicarse a todas aquéllas que, aun no siendo Grandes Presas según las definiciones anteriores, puedan dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo. Se incluyen estos casos en función de que ni [5] ni [4] establece límite inferior alguno a su aplicabilidad y este último prevé su propia aplicación a las presas no clasificadas como "gran presa" y que se encuentren clasificadas en las categorías A y B en función de su riesgo potencial.

3.2.2. Criterios para la definición de categorías

- "**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.

Del análisis del texto anterior y de los objetivos de [5] se desprenden las siguientes consideraciones y criterios básicos:

- El elemento esencial para la clasificación es el relativo a la población y a las vidas humanas con riesgo potencial de afección por la hipotética rotura de la presa. Para ello, [5] define esta población con riesgo de una forma cualitativa según la afección potencial sea de tipo grave a núcleos urbanos (categoría A), afecte a un número reducido de viviendas (categoría B) o pudiera afectar sólo incidentalmente a vidas humanas (categoría C). Como consecuencia debe partirse de que el elemento primordial en la clasificación es la afección potencial a las vidas humanas, por lo que éste es el primer aspecto que debe ser considerado en el proceso.
- Se trata de una clasificación que debe considerarse de tipo cualitativo y completa. Desde cualquier punto de vista debe haber dos valores frontera que deben permitir la clasificación en tres tramos. El límite inferior de una categoría debe corresponder al límite superior de la categoría siguiente.
- Presenta un listado de efectos agua abajo que no puede considerarse exhaustivo, aunque sí considera los aspectos más significativos. El listado establece los criterios genéricos a partir de los cuales las presas pueden clasificarse.
- Hay algunas afecciones potenciales que aparecen en los criterios que definen cada una de las categorías (daños materiales), mientras que otras sólo lo hacen en algunos (servicios esenciales).
- Utiliza sistemáticamente las conjunciones disyuntivas ("o") sin aparecer las conjunciones copulativas ("y") nada más que en la definición de la categoría C.
No se refiere por tanto a la evaluación de un efecto global, obtenido por ponderación de los efectos medidos desde distintos puntos de vista sino que, por contra, establece umbrales para distintos aspectos cuya simple superación conduce a una clasificación determinada, independientemente de los efectos desde otros puntos de vista.

- Sistemáticamente utiliza el condicional ("puede") por lo que no se refiere a estimaciones de daños sino de posibilidad de éstos. No plantea la necesidad de evaluar la conversión desde posibilidad de daños hacia daños estimados.

Como consecuencia de lo previsto en la Directriz y en el Reglamento Técnico y de las consideraciones anteriores, se establece que la clasificación de las presas se basará en una evolución progresiva de los daños potenciales, desde la categoría C hacia la A. Se entiende por análisis de la evolución progresiva el proceso según el cual en primer lugar se evalúa la posibilidad de incluir el aspecto considerado en la Categoría C, según su definición estricta. Caso de no responder a los criterios que definen la Categoría C, se establece que la presa debe incluirse en las Categorías B o A, repitiendo el proceso según los criterios definitorios de la Categoría B. Los criterios generales de clasificación son los siguientes:

CATEGORÍA C: Puede producir sólo 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.

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 sólo de manera no grave a alguno de los servicios esenciales de la comunidad.

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

Los aspectos a analizar son, por tanto:

- a) Riesgo potencial a vidas humanas. Población en riesgo.
- b) Afecciones a servicios esenciales.
- c) Daños materiales.
- d) 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.

3.2.3. Criterios básicos de valoración de afecciones

3.2.3.1. Riesgo potencial para vidas humanas. Población en riesgo.

3.2.3.1.1. Afecciones graves a núcleos urbanos

De acuerdo con la definición del Instituto Nacional de Estadística, 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 aquélla 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.

3.2.3.1.2. Número reducido de viviendas

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

3.2.3.1.3. 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.

3.2.3.2. Servicios esenciales

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

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

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

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

Se considerará como afección grave aquélla 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.

3.2.3.3. Daños materiales

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

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

- ✓ Daños a industrias y polígonos industriales.
- ✓ Daños a las propiedades rústicas.

- ✓ Daños a cultivos.
- ✓ Daños a las infraestructuras.

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

Para abordar estos casos, se presentan en la tabla 4.1 criterios orientativos de clasificación de los daños materiales, criterios que, en todo caso, han de ser consideradas conjuntamente con los valores de calados y velocidades asociados a la onda de rotura.

Tabla 4.1: Clasificación de los daños materiales

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MODERADOS	IMPORANTES	MUY IMPORTANTES
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas ¹	n° de instalaciones < 10	10 < n° de instalaciones < 50	n° 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

Fuente: Guía técnica para clasificación de presas en función de su riesgo potencial. Pág. II-9.

3.2.3.4. 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.).

En los siguientes puntos se recoge información necesaria de [3] y se resume los puntos más importantes a fin de tener en cuenta todas las características necesarias para realizar una simulación hidráulica de una rotura de presa.

3.3. TOPOGRAFÍA

La geometría del valle aguas abajo de la presa se obtendrá de la topografía existente, realizándose únicamente reconocimientos topográficos en los casos que sea estrictamente necesario a fin de obtener secciones transversales en los sitios más relevantes cuando se desea estudiar de la propagación de la onda y para la evaluación de los daños potenciales.

Las características geométricas del cauce se establecerán a partir de su topografía dependiendo de la escala y la equidistancia entre las curvas de nivel. Se considerará la morfología del cauce constante a través del tiempo, por lo que serán válidas las topografías existentes independientes de su fecha de realización. Obviamente no ocurre lo mismo en cuanto al punto de vista de evaluación de daños y de las características de los elementos singulares como puentes, azudes o también viviendas ubicadas en las cercanías del río.

El criterio orientativo de validez que se adopta se basa en exigir que todos los perfiles utilizados en el análisis estén definidos por un mínimo de tres curvas de nivel (2 equidistancias), lo que se traduce en disponer de valores similares a los presentados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Escalas topográficas mínimas de trabajo

CALADO MINIMO DE ANALISIS (m)	EQUIDISTANCIA MAXIMA (m)	ESCALA ASOCIADA
1	0,5	1:500
2	1,0	1:1.000
4	2,0	1:2.000
10	5,0	1:5.000
20	10,0	1:10.000 (1:25.000)
40	20,0	(1:50.000)

Fuente: Guía técnica para clasificación de presas en función de su riesgo potencial. Pág. II-17.

3.4. COEFICIENTES DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad se obtendrá generalmente de forma empírica con base en los datos bibliográficos y con inspección visual de los tramos, como por ejemplo el método

propuesto por el U.S.S.C.S. o los valores proporcionados por Ven Te Chow. Si existen datos de propagación reales de avenidas podrá realizarse una calibración, aunque hay que tener en cuenta la variación de la rugosidad con niveles mayores de inundación.

3.5. MODELACIÓN DE LA BRECHA DE ROTURA VS TIEMPO DE ROTURA

La brecha es la abertura que se forma en una presa cuando ésta falla. La forma geométrica de la brecha, sus dimensiones y el tiempo de formación son elementos de gran incertidumbre dentro del análisis de la rotura de una presa. Aun cuando las causas de una falla hayan sido identificadas, los mecanismos reales de la falla no son bien entendidos ni para las presas de tierra ni para las presas de gravedad. En los primeros intentos de predecir la descarga debido a una rotura de presa, era usual suponer que la presa fallaba completa e instantáneamente. Esta suposición, que facilitaba las técnicas matemáticas de tránsito utilizadas en esos momentos, era algo apropiada para las presas de arco pero no era correcta para las presas de tierra y las presas de gravedad.

Si bien este tema ha sido objeto de investigación y estudio durante las últimas décadas, aún se encuentra en un estado muy incipiente de desarrollo, debido a la complejidad física del fenómeno y a la escasez de registros históricos fiables de los parámetros que lo gobiernan.

El modo de rotura, la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común las roturas instantáneas en presas de hormigón o mampostería. Por otro lado la rotura es usualmente total en presas de bóvedas y parcial por medio de bloques en las presas de gravedad o contrafuertes. En cambio en las presas de materiales sueltos, la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la totalidad de la presa.

En la actualidad existen diversos modelos que simulan el fenómeno de formación y progreso de la brecha, siendo el más empleado el modelo de la progresión lineal, en el que se contemplan diversos parámetros geométricos y temporales.

Según [3] se recomienda se adopten los siguientes modos de rotura y parámetros:

a. Presas bóveda y arco

- Tiempo de rotura: 5 a 10 minutos (instantánea).

- Forma de rotura: se considera completa, sigue la forma de la cerrada, admitiéndose la geometrización trapecial.

b. Presas de gravedad y contrafuertes

- Tiempo de rotura: 10 a 15 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: Rectangular.

Profundidad de la brecha llega hasta el contacto con el cauce en el pie y el ancho es el mayor de 1/3 de la longitud de coronación o 3 bloques de construcción.

c. Presas de materiales sueltos (V = volumen de embalse, h = altura de presa)

- Tiempo de rotura:

$$T(\text{horas}) = \frac{4.8 * V^{0.5}(\text{Hm}^3)}{h(\text{m})} \quad \text{Ec. 5.1}$$

En caso que el tiempo T sea mayor a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser evaluado con especial detenimiento.

- Forma de la rotura: Trapecial

$$b(\text{m}) = 20 * (V(\text{Hm}^3) * h(\text{m}))^{0.25} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Donde la profundidad de la brecha llega hasta el contacto con el cauce en el pie.

- Taludes: 1:1 (H, V)

En caso de que existan dudas sobre la clasificación final puede ser conveniente realizar el análisis de sensibilidad de los parámetros señalados, siendo el juicio ingenieril el que adopte la formulación más adecuada. En general, la forma geométrica de la brecha es el parámetro menos importante, siendo el ancho final de la brecha y el tiempo de rotura los que pueden dar lugar a variaciones muy significativas.

Sin embargo la construcción de presas de escollera con pantalla de hormigón sobre el paramento aguas arriba, conocidas mundialmente como “Concrete Faced Rockfill Dams” (CFRD), es una técnica relativamente moderna.

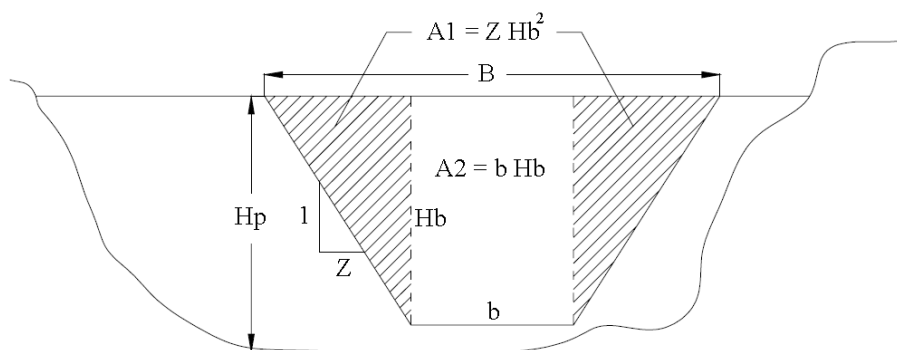
Por lo tanto, existen pocos antecedentes de rotura de las mismas, y en consecuencia, no resulta evidente predecir con cierta confiabilidad el mecanismo que podría desencadenar la falla. Adicionalmente, la formación de brecha y rotura de presa no es un proceso fácil de predecir, por lo tanto, tampoco fácil de modelar.

En el documento desarrollado por ALFONZO F; PEUSER G; BERTONI J Y MENAJOVSKY S. “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presas de tipo CFRD”, Universidad Nacional de Córdoba [9], donde se proponen relaciones de regresión entre los parámetros de la brecha.

Se recomienda la utilización de las expresiones aquí propuestas para estimar los parámetros de la brecha más probable en rotura de presas de tipo CFRD.

La forma final de la brecha será trapezoidal y su ancho medio de se obtendrá con la Ecuación de las ecuaciones recomendadas por [9].

Figura 4.1: Parámetros de la brecha de rotura



Fuente: “Universidad Nacional de Córdoba” con su publicación de “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presa de CFRD” Pag. 2

Donde:

- Se propone el ancho inferior de la brecha con el valor de $b = 75$ m.
- Se propone la pendiente del talud lateral de la brecha de $Z = 1.1$.
- Calcular $(A_1 + A_2)$ con la siguiente ecuación:

$$(A_1 + A_2) = 1.1 * H_p^2 + 75 * H_p$$

- Calcular la altura de la brecha con la siguiente expresión:

$$H_b = 0.9 * H_p$$

- Calcular el ancho medio de la brecha con la siguiente expresión:

$$W_b = \frac{(A_1 + A_2)}{H_b}$$

- Con el valor de W_b , H_b , Z y b , calculamos B .

3.6. ESCENARIOS DE ROTURA

En general es necesario considerar dos escenarios extremos, que corresponden, el primero, al caso de rotura en tiempo seco, sin coincidencia con avenidas y con el embalse situado en su máximo nivel de normal explotación, y, el segundo, al caso de rotura coincidente con avenidas. En este último caso los riesgos potenciales atribuibles a la rotura se evalúan como el incremento de daños potenciales que se presentan en dicho escenario respecto a los que ya se hubieran producido con el desagüe de la avenida considerada, en el supuesto de no rotura de la presa. La clasificación a asignar a la presa corresponde obviamente al escenario más desfavorable.

En términos generales, la metodología se basa en el análisis de los efectos agua abajo de tres situaciones o supuestos distintos:

- a) Rotura de la presa, sin coincidencia con ninguna avenida (rotura sin avenida y con el embalse en su máximo nivel normal de explotación).
- b) Rotura de la presa coincidente con la avenida máxima considerada (rotura en situación de avenida y con el nivel de embalse en coronación).
- c) Avenida máxima considerada, supuesta la no rotura de la presa (sólo avenida y desagando en las condiciones de proyecto).

En función del caso concreto de que se trate, el análisis puede iniciarse bien con la evaluación de riesgos y asignación de categoría correspondiente al escenario de rotura sin avenida (si se prevén daños altos), bien con el caso correspondiente al supuesto de rotura en situación de avenida (si se prevén daños reducidos).

Caso de haber iniciado el trabajo a partir del escenario sin avenida, en el caso de derivarse la clasificación en la categoría A, ésta será directamente adoptada.

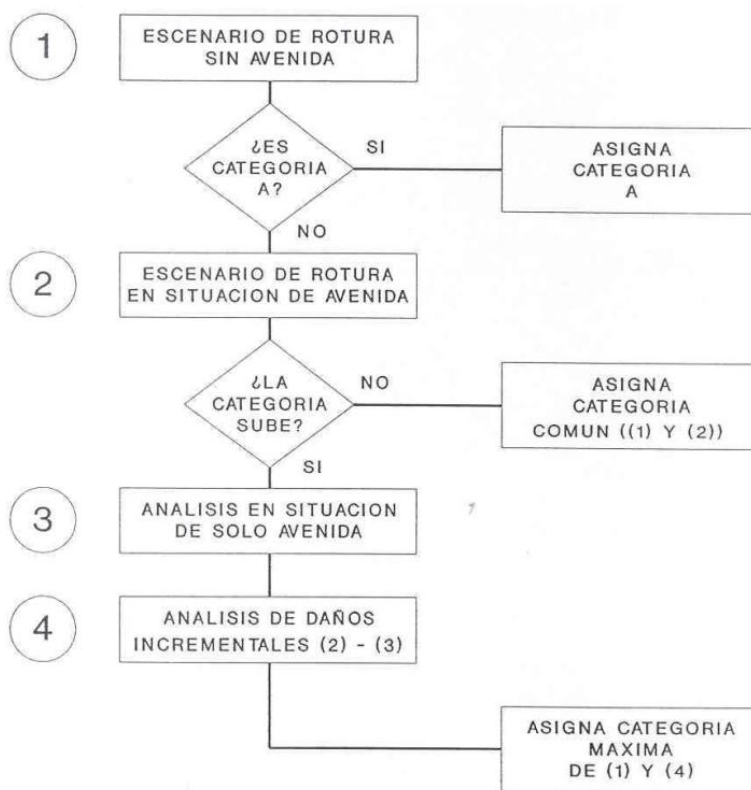
Del mismo modo, caso de haber iniciado el trabajo a partir del supuesto en situación de avenida, si la categoría que le corresponde, sin deducción de los daños atribuibles a la avenida, es la C, ésta será directamente adoptada.

En el caso de no darse ninguna de las dos situaciones anteriores, es preciso abordar el estudio según la metodología general, cuyo diagrama de bloques se presenta en la figura 4.2.

Como se desprende de dicha figura, el proceso se inicia con el análisis del escenario de rotura sin avenida. Si en este escenario la categoría en la que queda clasificada la presa es la A, esta será la categoría asignada. Si, por contra, resulta una clasificación inferior, es necesario realizar el análisis en el escenario de rotura en situación de avenida y comparar la clasificación que se deriva con la correspondiente al escenario de rotura sin avenida. Si en las dos situaciones la categoría es la misma (B o C), se asignará a la presa la categoría común.

En caso contrario es preciso analizar la situación en el supuesto de avenida sin rotura de la presa. Por comparación entre los dos supuestos de rotura en situación de avenida y presa sin rotura desaguando la avenida considerada, se pueden evaluar los efectos incrementales de la rotura y, por tanto, clasificar la presa. La clasificación final de la presa corresponderá a la mayor entre la asignada en el escenario de rotura sin avenida y la correspondiente a los efectos incrementales del escenario de rotura en situación de avenida respecto al supuesto de avenida sin rotura.

Figura 4.2: Proceso de clasificación



Fuente: Guía técnica para clasificación de presas en función de su riesgo potencial. Pág. III-5.

3.7.MÉTODOS PARA EL ESTUDIO DE LA 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

3.7.1. Selección del modelo para la simulación hidráulica

Para el análisis de rotura de presas existe gran variedad de modelos, algunos de ellos todavía en proceso de investigación y desarrollo. En el estudio de la ICOLD “Dam Break Flood Analysis en su boletín 111” [8] se presenta la descripción de 27 modelos, y de ellos, pocos están normalmente extendidos en la práctica. En general se recomienda el empleo de modelos hidráulicos de tipo completo; es decir, aquéllos que se basan en ecuaciones dinámicas de movimiento, a fin de considerar las características reales del movimiento en régimen variable de la propagación de la onda de avenida generada por la rotura de presa que es comúnmente llamada onda de rotura, así como los posibles efectos en las secciones hidráulicas aguas abajo de la presa.

HEC-RAS que es un método mixto hidrológico-hidráulico está incluido dentro de estos 27 modelos (ver tabla 4.3) por lo que es un modelo válido para la rotura de presas según la ICOLD.

Tabla 4.3: Modelos existentes recomendados por la ICOLD en su boletín 111.

Nº	Agencia	Nombre del modelo
1	USA / National Weather Service	DAMBRK (original)
2	USA / National Weather Service	SMPDBK (Simplifield Dambreak)
3	BOSS International	BOSS DAMBRK
4	HAESTAD METHODS	HAESTAD DAMBRK
5	Binnic & Partners	UKDAMBRK
6	Department of Weather Affairs and Forestry Pretoria, South Africa	DWAF-DAMBRK

7	USA / COE Hydrologic Engineering Center	HEC-programs (HEC-RAS)
8	Tams	LATIS
9	IWHR, PR China	DBK 1
10	IWHR, PR China	DBK 2
11	Royal Institute of Technology, Stockholm	TVDDAM
12	Cemagref	RUBAR 3
13	Cemagref	RUBAR 20
14	Cemagref	CASTOR
15	Delf Hydraulics	SOBEK
16	Delf Hydraulics	DELFT 2 D
17	Consulting Engineers Reiter Ltd.	DYX 10
18	ANU-Reiter Ltd	DYNET ANUFLOOD
19	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	RECAS
20	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	FLOOD 2D
21	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	STREAM
22	Danish Hydraulic Institute	MIKE 11
23	Danish Hydraulic Institute	MIKE 21
24	ETH Zürich	FLORIS
25	ETH Zürich	2D-MB
26	EDF-Laboratoire National Hydraulique	RUPTURE
27	EDF-Laboratoire National Hydraulique	TELEMAC-2D

Fuente: ICOLD, Bolletín 111- Dam Break Flood Analysis. Pág. 268.

Para la selección del modelo a utilizar, se recomienda tener algunas consideraciones importantes:

Tipo de modelo. Para las presas clasificadas como categoría A, el modelo a utilizar deberá ser hidráulico por tratarse de problemas de tipo complejo y se deberá estimar las alturas de agua y velocidades sin hacer simplificaciones a sus cálculos. Por otro lado, el modelo será dinámico, pues tendrá en cuenta la variable tiempo y analizará los regímenes de flujo no permanentes e incluso simulará la rotura de presas y analizará el tiempo de llegada de la onda de rotura. El modelo será completo cuando resuelve las ecuaciones dinámicas del movimiento. En resumen, únicamente pueden considerarse como válidos aquellos modelos que resuelven las ecuaciones de Saint Venant de movimiento gradualmente variable, usando métodos numéricos suficientemente contrastados y validados.

Tipo de régimen. Debido a que no se conoce a priori el tipo de régimen de flujo (subcrítico o supercrítico), el modelo permitirá el análisis simultáneo de los regímenes subcrítico y supercríticos con transición no fija.

Tratamiento del cauce seco. En algunos casos será preciso analizar escenarios en que la situación inicial corresponde a un cauce seco y/o desaguando un caudal varios órdenes de magnitud inferior al caudal punta final, lo que da lugar a la necesidad de tratar una singularidad (llenado del cauce seco) o bien a problemas numéricos de convergencia que no todos los programas existentes son capaces de resolver. Debido a esto, no es posible establecer un criterio fijo, en algunos casos se puede suponer un caudal base inicial ficticio suficientemente pequeño para no incidir en los resultados y suficientemente grande para evitar los problemas numéricos. En todo caso es necesario tener en cuenta estos aspectos antes de iniciar el uso de un modelo.

Tipo de Flujo. En general, es preferible el uso de modelos unidimensionales a los bidimensionales, debido a que los primeros proporcionan una precisión suficiente; mientras que, los segundos, aparte de introducir un gran complejidad modelística, resolviendo más variables, necesitan más datos básicos (topografía a menor escala 1/1000, rugosidades , etc), y suelen obligar a simplificaciones adicionales para tener en cuenta la segunda dimensión. En muchos casos, para el análisis unidimensional, es necesario tomar en consideración, de manera aproximada, los efectos bidimensionales. Los programas actuales suelen abordar este problema mediante dos técnicas diferentes:

- a.- La consideración específica de llanuras de inundación que implica la asunción de la existencia de determinadas áreas que únicamente son capaces de almacenar agua sin participar en el movimiento y se relacionan únicamente con un tramo del cauce.
- b.- Las denominadas aproximaciones quasibidimensionales, que en general, presentan mayor exactitud en el análisis e implican el establecimiento de distintas conexiones unidimensionales simplificadas que reducen el fenómeno bidimensional a otro unidimensional pero con estructura mallada.

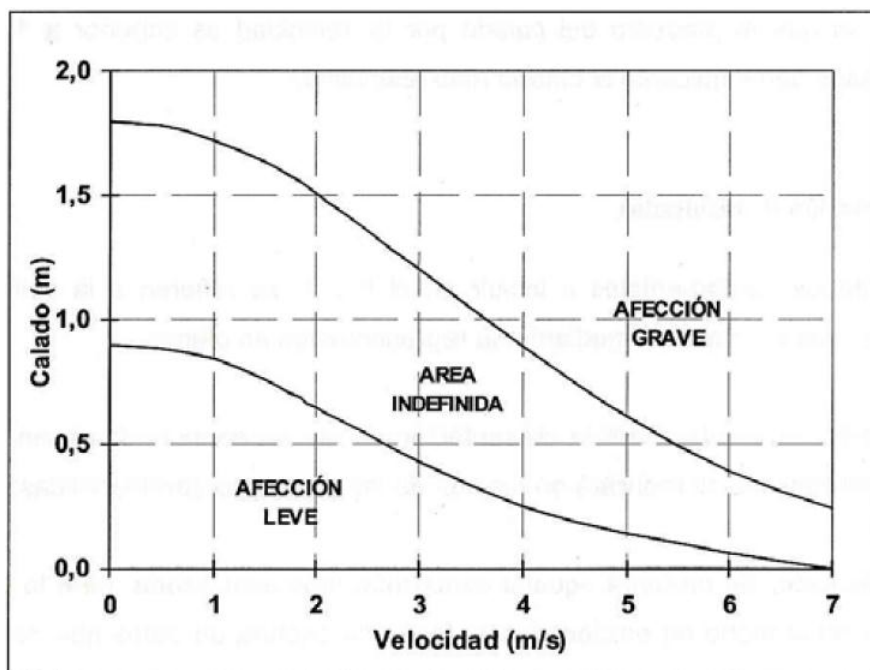
Tratamiento del lecho móvil. Los modelos de lecho móvil son excesivamente complejos, de difícil aplicación a situaciones reales y no están implementados en los programas de cálculo accesibles. Por lo tanto, se considera suficiente la utilización de modelos con lecho fijo. En los casos en que se observa la incidencia importante de los procesos de erosión-sedimentación, ellos deberán analizarse cualitativamente y de forma aproximada sus efectos.

Otros aspectos. El modelo deberá ser de preferencia, de fácil manejo, desde este punto de vista, se tendrá en cuenta, la amigabilidad, el tipo y forma de introducción de datos, la potencia de los posibles preprocesadores, las posibilidades de comprobación de datos y de seguimiento del proceso de cálculo, la potencia de los posibles postprocesadores y la forma de presentación de los resultados.

3.8. ANÁLISIS DEL RIESGO

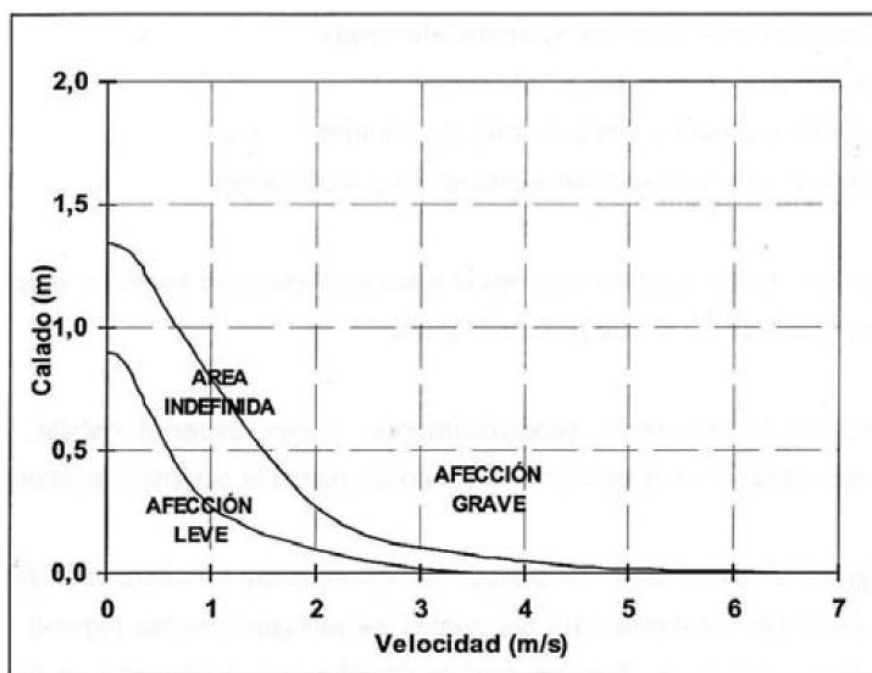
Las afecciones y daños potenciales estarán en función de las variables hidráulicas obtenidas con la modelación de la propagación de la onda de rotura teniendo que evaluar, en general, los efectos de la altura y la velocidad. Para ello se emplean ecuaciones empíricas entre productos de la altura, la velocidad y las afecciones, o curvas como las mostradas en las Figura 4.4 y 4.5 Según [3], en estas figuras se indican los límites de afección a vidas, en núcleos urbanos y viviendas o en campo abierto, según los valores de las alturas y velocidades.

Figura 4.3: Riesgo para vidas humanas en función de la altura y la velocidad del agua en áreas de viviendas o núcleos urbanos



Fuente: Ministerio de medio ambiente de España, Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presa. Pág. II-20.

Figura 4.4: Riesgo para vidas humanas en función de la altura y la velocidad del agua en campo abierto.



Fuente: Ministerio de medio ambiente de España, Guía Técnica para la elaboración de los planes de emergencia de presa. Pág. II-21.

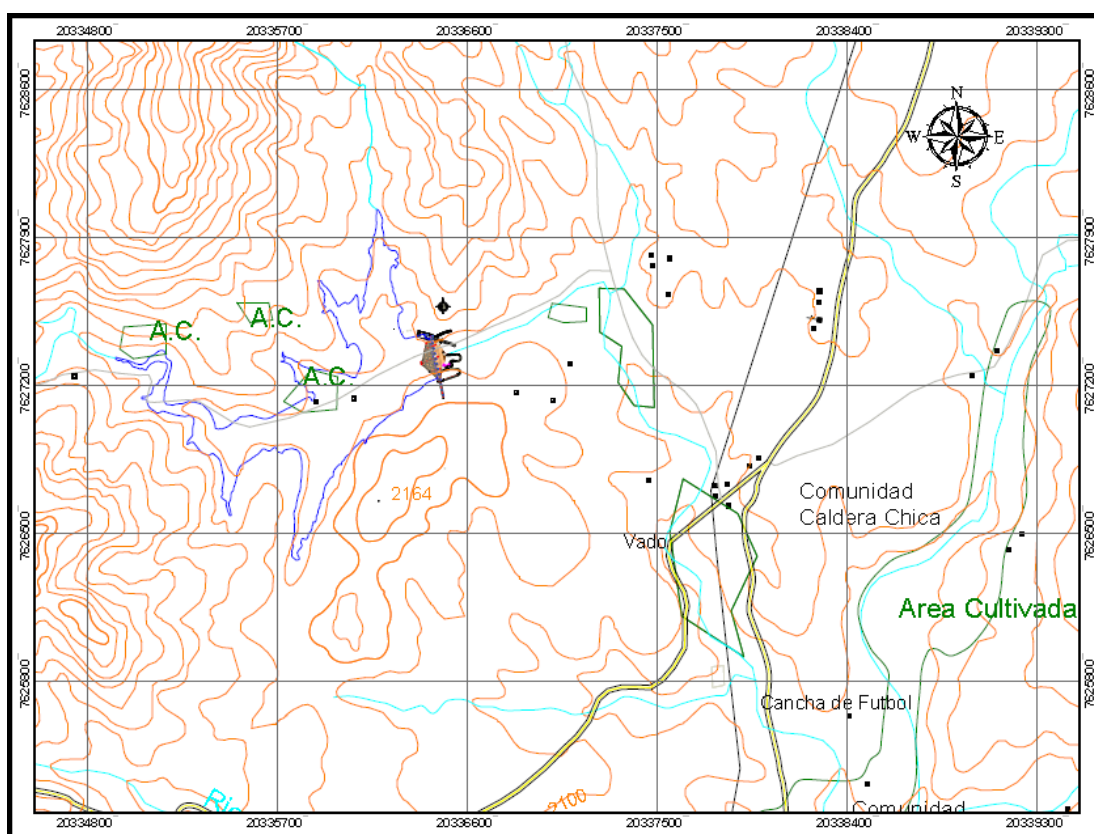
Estas áreas de afección se deberán reflejar en el estado actual de ocupación, principalmente en lo referente a viviendas, estructuras habitadas y servicios esenciales.

CAPÍTULO V

ÁREA DE ESTUDIO

Para realizar la simulación del comportamiento del flujo debido a la rotura de una presa, se escogió como elemento de estudio a la Presa de Calderas ubicada en el municipio de Cercado, provincia Cercado del departamento de Tarija, y para simular la inundación provocada por la propagación de la onda de rotura, se consideró las características topográficas de la presa de Calderas y valle aguas abajo, tal como se muestra en la Figura 5.1.

Figura 5.1: Ubicación del área de estudio



Fuente: Elaboración

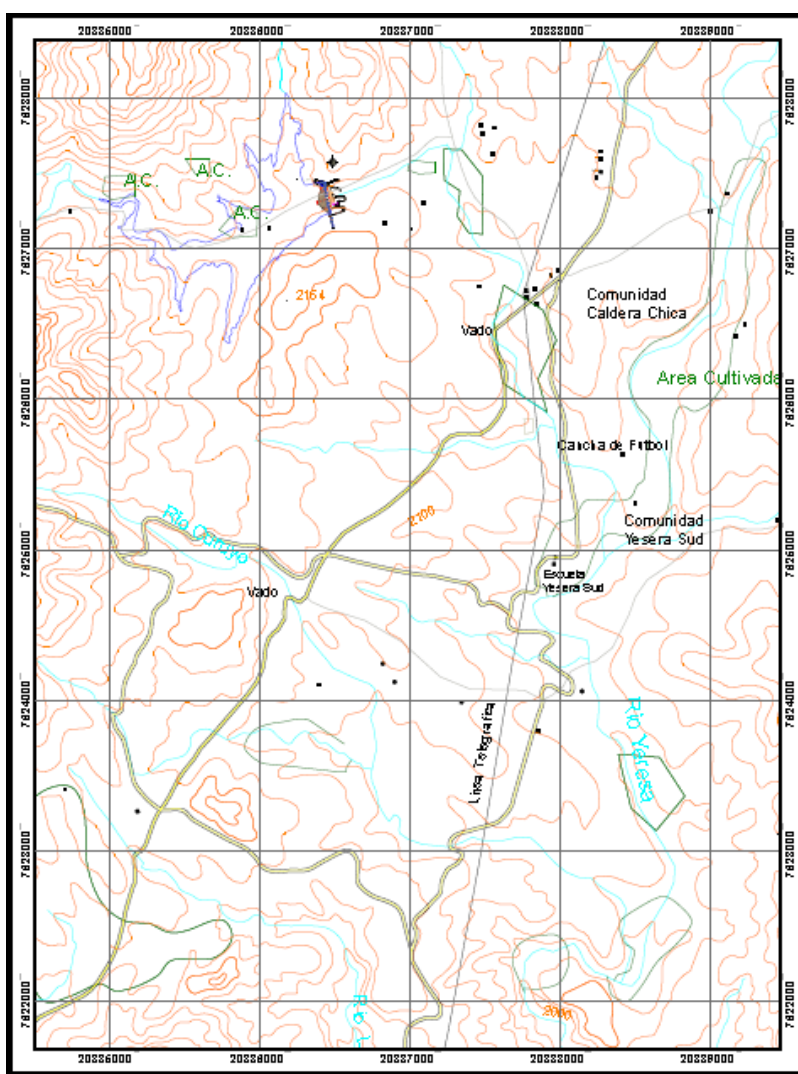
A continuación, se detallan los elementos principales para realizar el modelamiento de ruptura de presa.

5.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Ubicación: El embalse de Calderas se encuentra ubicado sobre el Río Calderas, entre las coordenadas geográficas 21° 24' a 21° 33" de latitud sur, y 64° 32' a 64° 38' de longitud oeste. A 1.7 km aguas arriba de la población de la comunidad Caldera Chica y a 3.7 km de la población de la comunidad de Yesera Sud, provincia de Cercado, departamento de Tarija.

Extensión: El área de estudio a considerarse en el modelamiento hidráulico está delimitado desde el embalse y presa Calderas hasta la confluencia del río Yesera y el río Curuyo. Tal como se muestra en la Figura 5.2.

Figura 5.2: Ubicación y extensión del área de estudio



Fuente: Elaboración propia.

5.2. GEOMETRÍA DE LA PRESA Y EMBALSE

La Presa de Calderas fue construida en el año 2008 y puesta en servicio en el año 2010, es una presa de enrocado, de altura total 32,90 m, con una longitud de corona de 205,00 m, implantada en un angosto del cauce del río Calderas que dejó aguas arriba la posibilidad de embalsar, tanto las aguas de la cuenca del río Calderas, como de aquellas que se conducen con un canal de trasvase desde el río Yesera.

Su cuerpo principal se encuentra compuesto de enrocado, debidamente compactado para evitar cedimientos, está integrada por otras obras complementarias: un paramento impermeable aguas arriba fundado sobre un plinto, un vertedero de demasías, una rápida, un salto de esquí, dos tomas sumergidas que dan lugar a los dos canales primarios de distribución hídrica y otras obras y equipos accesorios.

Figura 5.3: Presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

El aliviadero de superficie comprende un vertedero lateral sin control de entrada, ubicado fuera del cuerpo de la presa e implantado en la margen izquierda del angosto.

Figura 5.4: Aliviadero de la presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

La cresta del vertedero del aliviadero se encuentra con cota 2084,44 m.s.n.m y tiene una longitud de 30,00 m, determinada con un estudio de laminización 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.

Figura 5.5: Cresta del aliviadero



Fuente: Elaboración propia.

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. El diseño de la cubeta está basado en un método de integración numérica aplicado al principio de conservación de la cantidad de

movimiento, que permite establecer en detalle el comportamiento hidráulico de la misma bajo el efecto del caudal de salida. La forma de la cubeta del vertedero es aproximadamente semitrapezoidal de ancho 10,00 m y con una pendiente constante (del 3%) en toda su longitud.

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 será una obra que necesite de un mantenimiento proporcional al comportamiento hidrológico de la subcuenca del río Calderas durante el periodo 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. La pendiente de la rápida es del 20,5%.

Figura 5.6: Rápida y Salto de Sky de la presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

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: $197,81 \text{ m}^3/\text{s}$, 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.

El Salto de esquí, es la estructura final del aliviadero de superficie, está diseñado de $H^\circ A^\circ$ y se encuentra a continuación de La Rápida, descansando sobre un bloque de $H^\circ C^\circ$. 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.

El descargador de fondo está compuesto por dos tuberías de PRFV (Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio) DN 600 mm, paralelas entre sí, dispuestas de manera rectilínea a lo largo del talweg del río Calderas. Las tuberías están rodeadas por una estructura de hormigón armado que las protege de posibles golpes durante la construcción del cuerpo de la presa.

Figura 5.7: Descargador de fondo de la presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

Las tomas para riego son dos y están constituidas cada una por dos tuberías de PRFV (Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio), instaladas en ambas márgenes del angosto, a cota 2.070,00 m.s.n.m, en coincidencia con el nivel del embalse muerto.

Figura 5.8: Obras de toma de la presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

Debido a que el volumen de agua que aporta la cuenca del río Calderas no es suficiente para llenar el embalse de Calderas se vio la manera de traer agua de la cuenca aledaña del río Yesera la cual se trasporta por un canal de trasvase hasta el lugar de emplazamiento de la presa, tiene una longitud total de 8,62 km y capacidad máxima de transporte de 0,86 m³/s.

A lo largo de su longitud tiene sección rectangular con dimensiones variables en función de las pendientes previstas que varían entre el 0,12 % y el 0,70 %.

Esta obra une la obra de toma en el río Yesera con el embalse de Calderas.

Figura 5.9: Canal de trasvase de la presa de Calderas



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.1: Tabla de características generales de la presa de Calderas, obras convexas y de datos hidrológicos.

PRESA

TIPO DE PRESA:	PRESA DE ENROCADO CON PARAMENTO IMPERMEABLE DE H°A°. PARAPETO DE H° DE 1,00 M DE ALTURA.
VOLUMEN DEL CUERPO DE LA PRESA	158.329 m³.
COTA DE CORONAMIENTO:	2.087,34 M.S.N.M.
DATOS DE CORONAMIENTO:	LARGO: 205,00 M. ANCHO: 4,50 M. PAVIMENTO RÍGIDO E = 0,15 M.
TALUD DE PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA	1: 1,8
TALUD DEL PARAMENTO DE AGUAS ABAJO	1: 1,6
IMPERMEABILIZACIÓN: PAQUETE DEL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA:	LOSA DE H°A° DEL PARAMENTO AGUAS ARRIBA. E = 0,20 M. ESTRATO DE ARCILLA. CORTE HORIZONTAL DEL ESTRATO: 5,00 M. ESTRATO DE TRANSICIÓN DE GRAVA ARCILLOSA. CORTE HORIZONTAL DEL ESTRATO: 4,00 M.
PLINTO DEL PARAMENTO DE H°A° DE AGUAS ARRIBA	LARGO TOTAL: 247 M. TRES SECCIONES TRANSVERSALES: 1) 3,00 X 1,00 M. LTOT 1 = 125,35 M. 2) 2,00 X 1,00 M. LTOT 2 = 76,15 M. 3) 1,00 X 1,00 M. LTOT 3 = 45,50 M.

EMBALSE

UTILIZACIÓN:	PARA EL RIEGO DE 1.229 ha
NIVEL NORMAL DE EMBALSE (A LA COTA DEL VERTEDERO):	2.082,04 m snm
MÍNIMO NIVEL DEL EMBALSE:	2.054,44 m snm
MÍNIMO NIVEL DE OPERACIÓN DE TOMAS PARA RIEGO:	2.073,80 m snm (Nivel mínimo establecido por la operación de la toma de MI)
NIVEL DEL EMBALSE MUERTO:	2.070,00 m snm
VOLUMEN TOTAL DE EMBALSE:	5,00 10⁶ m³
VOLUMEN DEL EMBALSE MUERTO:	0,54 10⁶ m³
VOLUMEN ÚTIL:	4,46 10⁶ m³
PERÍMETRO DEL EMBALSE:	8,4 km (cota 2.082,04)
SUPERFICIE DEL ESPEJO DEL LAGO:	51,14 ha (cota 2.082,04)
MÁXIMO NIVEL DE AGUA:	1.000 AÑOS: 2.083,63 m snm

ALIVIADERO DE SUPERFICIE.

TIPO:	LATERAL DE SUPERFICIE
CAUDAL DE DISEÑO PARA T=1.000 AÑOS	197,81 m³/s
UBICACIÓN:	EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL ANGOSTO.
COMPONENTES Y DIMENSIONES PRINCIPALES:	VERTEDERO: Longitud 30 m. Cota de cresta: 2084,44 m snm. CANAL COLECTOR LATERAL: Longitud: 20,50 m. Sección: Trapezoidal. Ancho de solera 10 m. Pendiente: 3% TRONCO DE TRANSICIÓN Y DE CONTROL: Longitud: 15 m. Ancho: 10 m. Pendiente: 3% RÁPIDA: Longitud: 105 m (proyecc. horizontal). Ancho: 10 m. Pendiente: 21,5%. SALTO DE ESQUÍ: Longitud: 7 m (proyecc. Horizontal). Radio: 10 m. Angulo: 42° 08' 02". Dientes separadores de caudal 5 elementos espaciados a 1 m. Divergencia lineal de los muros laterales: de 10 m en la sección inicial a 12 m en la sección final.

MOVIMIENTO DE TIERRAS.

EXCAVACIÓN Y RETIRO DE MATERIAL METEORIZADO:	7.100 m³
EXCAVACIÓN MANUAL EN ROCA:	1.283 m³
EXCAVACIÓN EN ROCA CON EXPLOSIVOS:	3.760 m³
RELLENOS:	158.329 m³
HORMIGÓN:	4.752 m³
TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN:	14 Meses

Fuente: Estudio a diseño final Tesa sistema de riego Calderas TOMO I.

5.3. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA, HIDRÁULICA, METEOROLÓGICA

Las subcuencas de los ríos Calderas y Yesera, ubicadas muy cerca de la ciudad de Tarija, recaen enteramente en el departamento de Tarija, en la parte superior del Valle del río Santa Ana. Ambas integran la cuenca superior del río Bermejo (ver figura 5.10).

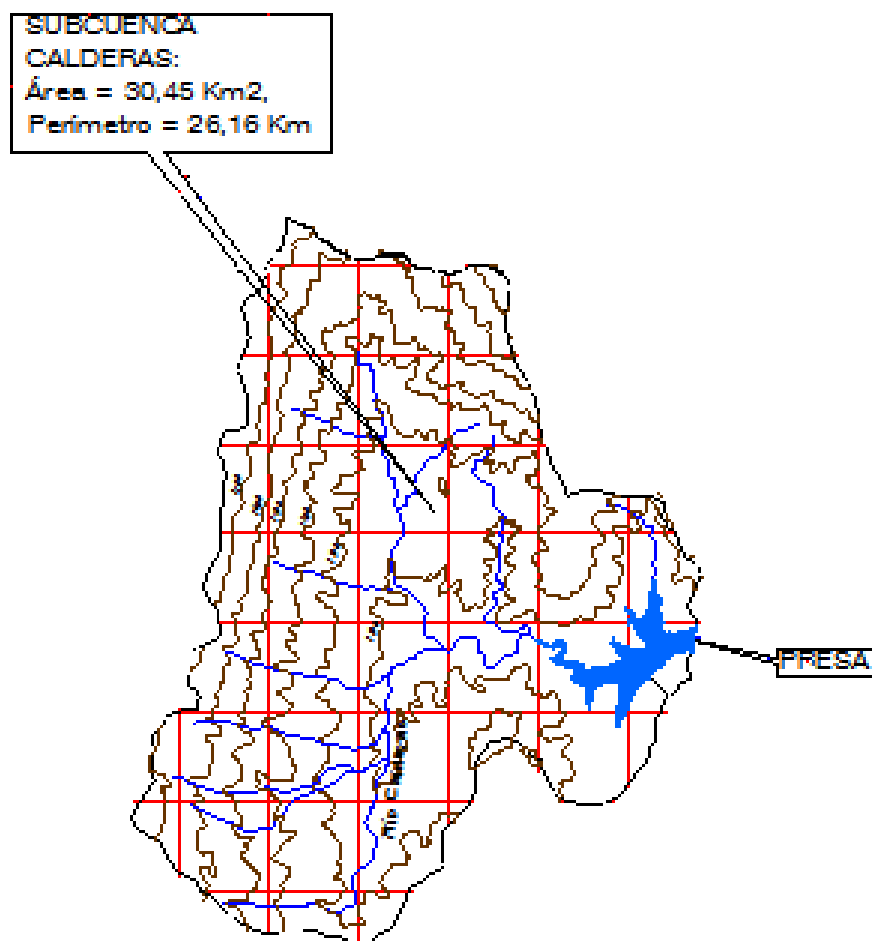
- La subcuenca de aporte del río Calderas hasta la sección de la presa (30,45 km²).

5.3.1. Subcuencas del río Calderas

La subcuenca del río Calderas, en la sección de emplazamiento de la presa de regulación tiene una superficie de 30,45 km². La subcuenca tiene forma muy compacta.

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

Figura 5.10: Subcuenca del río Calderas



Fuente: Estudio a diseño final Tesa sistema de riego Calderas TOMO III.

5.4. VALLE AGUAS ABAJO

5.4.1. Características del río Calderas

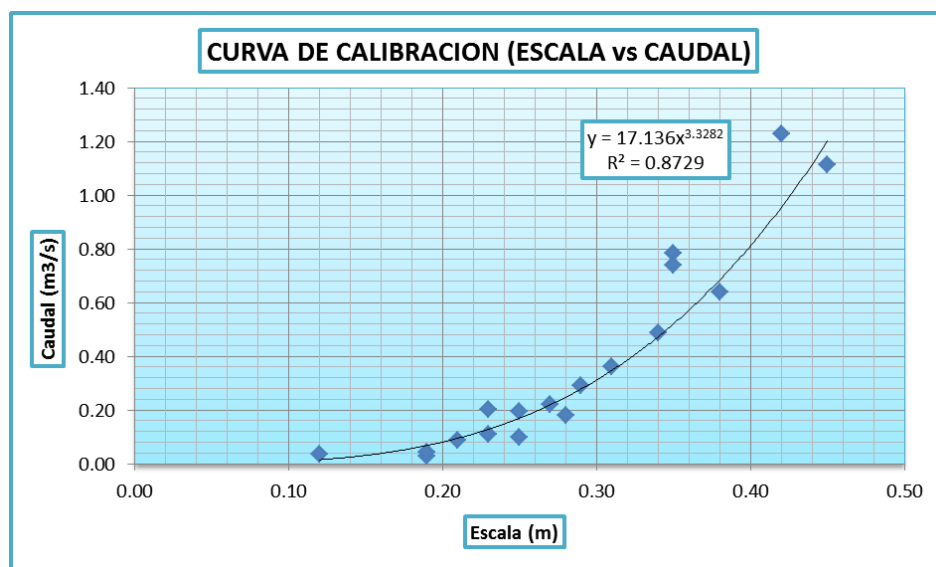
Según el estudio de Factibilidad del embalse de Calderas, antes de la construcción de la presa existió una estación de aforos instalada por el SENAMHI que tuvo 7 años de registros de escalas, desde 2002 al 2008. Tal como se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Escala media en la estación de aforo sobre el río Calderas

ESCALA MEDIA (m)													
Estación: CALDERAS										Lat. S.: 21° 27' 55"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 33' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 2.085 m.s.n.m.			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
2002	0.11	0.34	0.32	0.16	0.08	0.10	0.10	0.07	0.00	0.15	0.07	0.03	0.13
2003	0.18	0.26	0.28	0.12	0.12	0.12	0.07	0.00	0.03	0.07	0.07	0.09	0.12
2004	0.34	0.21	0.24	0.14	0.09	0.10	0.10	0.06	0.02	0.04	0.04	0.15	0.13
2005	0.31	0.41	0.24	0.18	0.11	0.13	0.13	0.04	0.00	0.00	0.11	0.29	0.16
2006	0.39	0.37	0.29	0.20	0.12	0.05	0.01	0.05	0.00	0.04	0.00	0.09	0.13
2007	0.38	0.32	0.23	0.09	0.08	0.07	0.05	0.03	0.00	0.00	0.08	0.33	0.14
2008	0.41	0.31	0.39	0.23	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
MEDIA	0.30	0.32	0.28	0.16	0.09	0.08	0.06	0.03	0.01	0.04	0.06	0.16	0.13

Fuente: Senamhi.

Gráfico 5.1: Curva de calibración de la estación de aforo



Fuente: Elaboración Propia.

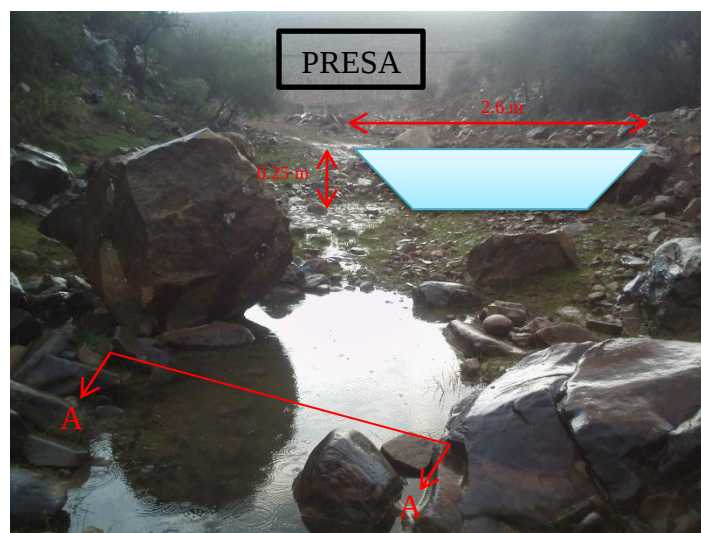
Tabla 5.3: Escala media en la estación de aforo sobre el río Calderas

CAUDALES MEDIOS MESUALES (m³/s)													
Estación: CALDERAS										Lat. S.: 21° 27' 55"			
Provincia: CERCADO										Long. W.: 64° 33' 39"			
Departamento: TARIJA										Altura: 2.085 m.s.n.m.			
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MEDIA
2002	0.01	0.46	0.40	0.04	0.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.08
2003	0.05	0.19	0.24	0.01	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04
2004	0.47	0.10	0.14	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.07
2005	0.33	0.86	0.15	0.05	0.01	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.29	0.15
2006	0.73	0.64	0.28	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15
2007	0.68	0.39	0.13	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.43	0.14
2008	0.88	0.35	0.75	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
MEDIA	0.45	0.43	0.30	0.05	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	0.12

Fuente: Elaboración Propia.

Los valores de la Tabla 6.3 indican que el río Calderas trajo caudales en periodos de diciembre a julio y en épocas de estiaje el caudal prácticamente es nulo. El río Calderas es regulado desde enero de 2010 por el embalse de Calderas, su caudal medio anual de $0.12 \text{ m}^3/\text{s}$. Las aguas reguladas son favorables para la época de estiaje y son posteriormente utilizadas para el riego de las comunidades de Caldera Chica y Yesera sud. La altura del agua para las secciones transversales aguas abajo de la presa, no pasan del medio metro y la longitud del espejo de agua varía de 2 a 3 metros tal como se muestra en la Figura 5.11.

Figura 5.11: Características del río Calderas 100 m aguas abajo de la presa



Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 5.11 se indica la sección A-A, transversal al río, que muestra las características geométricas del cauce principal.

Esta sección está a 100 metros de la presa, y se observa una sección similar a lo largo del cauce para los primeros 300 metros aproximadamente.

Figura 5.12: Características del río Calderas 300 m aguas abajo de la presa



Fuente: Elaboración Propia.

5.4.2. Descripción del valle formada por el río Calderas

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 las subcuencas de Calderas y Yesera. Esto determina cuencas que tienen la característica de ser prevalentemente impermeables, 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.

Las dos subcuencas de Calderas y de Yesera, pequeñas y de cabecera, pertenecen al sistema fluvial del Río de la Plata. Sus redes de drenaje están constituidas por varias quebradas de

fuerte pendiente. La mayor densidad de drenaje la tiene la cuenca del río Yesera, que tiene una mayor ramificación de incisiones y cauces menores.

Desde el punto de vista fisiográfico, los dos valles, que son muy estrechos, tienen 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. En el fondo del valle del río Yesera se presentan sitios con pendientes suaves. En las partes altas las pendientes son fuertes y, por ello, el problema de la erosión y el arrastre de sedimentos es alto.

La cobertura vegetal es poco densa. Varía desde la paja, pastos y musgo que se encuentran en las partes altas de las cuencas y entre las cotas 2.700 y 3.000, 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.

Figura 5.13: Forma del valle aguas abajo de la presa.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5.14: Forma del valle aguas abajo de la presa hasta la confluencia con el río Yesera.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 5.15: Forma del valle aguas abajo del río Yesera.



Fuente: Elaboración Propia.

5.5. TOPOGRAFÍA PARA EL MODELO

Para obtener la geometría del valle formado aguas abajo de la presa de Calderas, se utilizó el levantamiento topográfico del vaso de almacenamiento de Calderas obteniéndose el mapa de curvas de nivel a escala 1:1000.

Para delimitar las cuencas del río Caldera se utilizó las cartas geográficas 6629-I Y 6629-II a escala 1:50000 proporcionada por el IGM (Instituto Geográfico Militar) y además se extrajo curvas de nivel a 10 metros de una imagen satelital RASTER.

Para generar un Modelo Digital de Elevación (DEM) del valle con la gran llanura de inundación, se optó por fusionar las curvas del levantamiento topográfico del vaso de almacenamiento (1:1000), las del IGM (1:50000) y la obtenida de la imagen RASTER. La información final es la que se utilizará en el modelamiento de la inundación.

5.6. RUGOSIDAD

Los valores del coeficiente de rugosidad fueron obtenidos empíricamente con los datos bibliográficos existentes y con inspecciones visuales realizadas en los tramos de estudio, por ejemplo los valores proporcionados por Ven Te Chow que son mostrados en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (Ven Te Chow)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.110	0.150	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de <i>n</i> es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025		0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035		0.100

Fuente: Ven Te Chow (2004), Hidrología en Canales Abiertos. Pág. 110,111.

De la Tabla 5.4 se utilizarán los valores del coeficiente de rugosidad de Manning según el tipo de terreno de estudio. Se debe tener en cuenta la variación de la rugosidad con niveles mayores de inundación; por lo tanto, es recomendable adoptar posiciones conservadoras y para ello se aumenta los valores empleados tradicionalmente en la propagación de avenidas naturales.

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN DEL MODELO Y ANALISIS DE RESULTADOS

Para realizar el modelamiento numérico de una rotura de presa se requiere algunos elementos previos como son las características geométricas de la presa, una topografía a escala adecuada de la zona de estudio, valores de rugosidad del valle aguas abajo, las condiciones iniciales y de contorno del río en estudio, además, se necesitará de una extensión del software ArcGIS, llamado HEC-GeoRAS que ha sido desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC-RAS) con la colaboración del Instituto que desarrolló el ArcGIS (ESRI).

6.1. SIMULACIÓN DE LA ONDA DE AVENIDA GENERADA POR ROTURA DE PRESA

Se detallan a continuación a modo de resumen los pasos a seguir para realizar una simulación de rotura de presa con las herramientas descritas en el apartado anterior. A lo largo del presente capítulo se desarrollan todos los puntos que aparecen en el siguiente listado:

a) PREPROCESO:

- Crear archivo ArcGIS.
- Añadir un Modelo Digital del Terreno en formato TIN (Triangulated Irregular Network).
- Dibujo del cauce.
- Dibujo de “banks”: delimitación del cauce principal.
- Dibujo de “flowpaths”: zonas por donde prevemos que le circulará preferentemente tanto por el cauce principal como por las llanuras de inundación.
- Creación de secciones transversales.
- Creación de cauce 3D a partir del cauce que hemos creado en planta con la TIN.
- Creación de secciones transversales 3D (de forma análoga).
- Crear archivo para exportar a HEC-RAS.

b) CÁLCULO CON HEC-RAS:

- Importar geometría desde HEC-RAS.

- Simular presa con brecha de rotura.
- Simular presa con brecha de rotura.
- Editar los datos necesarios para el cálculo en régimen variable (condiciones de contorno, caudal de entrada, duración de la simulación, etc.).
- Realizar simulación con HEC-RAS.
- Exportar resultados de HEC-RAS a ArcGIS.

c) POST-PROCESO:

- Abrir el fichero de resultados desde ArcGIS.
- Crear mapas de inundación y de velocidades.
- Combinar datos de calado y velocidad para obtener mapas de riesgo.

6.1.1. Pre-Proceso

Esta parte del modelamiento se realiza con el software ArcGIS utilizando la herramienta Hec-GeoRas, tal como se muestra en la Figura 6.1, que servirá para la obtención e introducción de los datos necesarios al HEC-RAS.

Figura 6.1: La herramienta Hec-GeoRas.



Fuente: Elaboración Propia.

En la barra Hec-GeoRAS se muestra la opción RAS Geometry, que sirve para realizar el Pre-Proceso del modelamiento hidráulico.

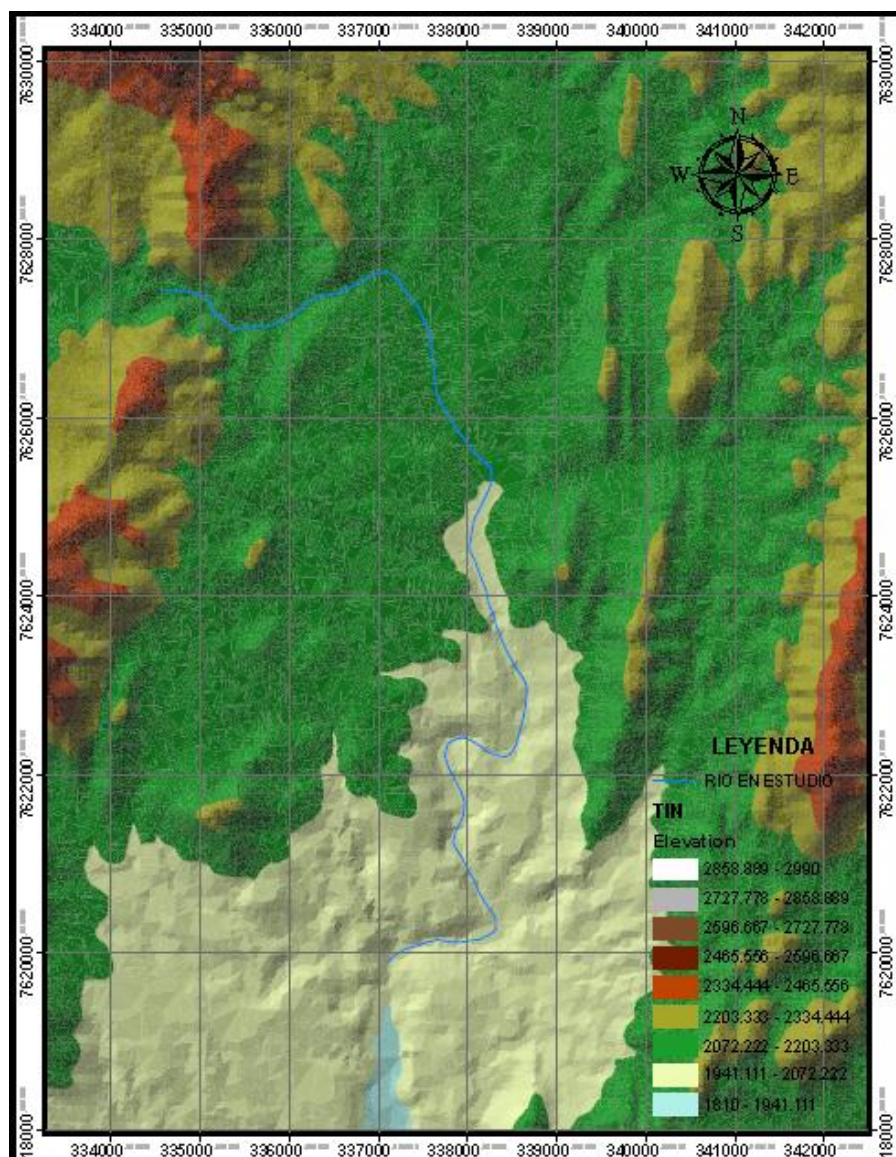
A continuación se describe los pasos necesarios para realizar el Pre-proceso del modelamiento hidráulico.

- Modelo digital del terreno en formato TIN.

La creación del modelo digital del Elevación DEM en formato TIN (Triangular Irregular Network o red de triángulos irregulares) de la zona de estudio se hace con las curvas de

nivel adecuadas. Este DEM será una representación digital aproximada de la zona de estudio, tal como se muestra en la Figura 6.2.

Figura 6.2: Modelo digital de elevación en formato (TIN) de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración Propia.

- Dibujo del cauce

Se tiene que definir el eje del río “Stream Centerline” que se desea estudiar, para esto se traza una poli línea, dibujando el tramo del río. La línea del cauce se dibuja de aguas arriba hacia aguas abajo siguiendo el cauce principal. Si se tiene afluentes, el procedimiento es similar para cada tramo, y por último, a cada tramo se le deberá declarar el nombre del río y el tramo estudiado.

- Delimitación del cauce principal

Se delimita el cauce principal del río “Banks”, esto es por donde normalmente circula el flujo de agua, y se hace con la finalidad de diferenciar los coeficientes de rugosidad de Manning para el río y las llanuras de inundación. Al dibujar los Banks, se traza polilíneas a la izquierda y derecha del río siguiendo el cauce trazado anteriormente.

La forma del trazado del Stream Centerline y los Banks se muestran en la Figura 6.3.

Figura 6.3: Trazado del cauce principal del río y su eje.



Fuente: Elaboración propia.

- Delimitación de las zonas límites de inundación “Flowpaths”

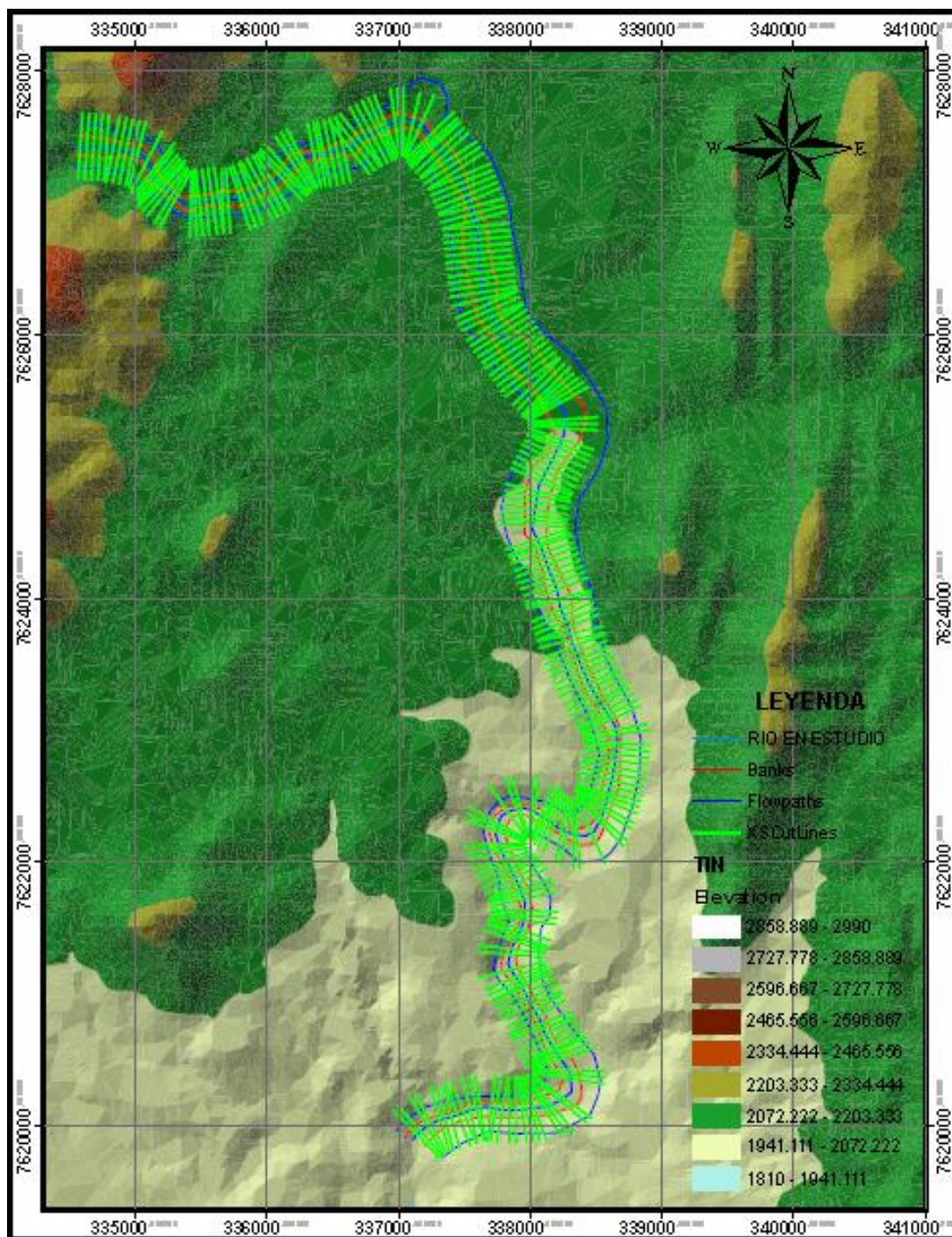
Los flowpaths son las líneas que definen el flujo de agua, tanto del margen izquierdo, como del derecho, y del centro del río. Los flowpaths son importantes pues delimitan la zona del cauce principal y la llanura de inundación.

- Creación de secciones transversales “XS CutLines”

Se definen cada una de las secciones transversales, dibujando líneas de izquierda a derecha a través del cauce principal, dentro de los límites de la llanura de inundación. Cada sección transversal deberá ser perpendicular al cauce y estas líneas no se deberán cruzar. Es importante que la distancia entre secciones sea muy estrecha para garantizar un buen detalle del estudio.

En la Figura 6.4 se muestran los principales elementos trazados para definir la geometría y topografía de la zona de estudio, y que son necesarios para realizar el pre-proceso del modelamiento hidráulico.

Figura 6.4: Elementos necesarios para definir la geometría y topografía de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

Para la simulación se ha logrado crear el cauce, los Banks, los flowpaths y las secciones transversales, pero todos ellos están en 2D. HEC-RAS requiere datos de las secciones y el cauce en 3D. Para esto se hace uso de la herramienta Hec-GeoRAS que permite genera datos en 3D a partir de los datos en 2D (Stream Centerline y XS CutLines).

Los datos obtenidos en el pre proceso como los Banks, flowpaths, Stream Centerline y XS CutLines en 3D se exportan al HEC-RAS para el respectivo análisis hidráulico. Estos datos se exportan como un Geodatabase con información detallada (atributos) de la geometría del valle en estudio, además esta información está correctamente georeferenciada.

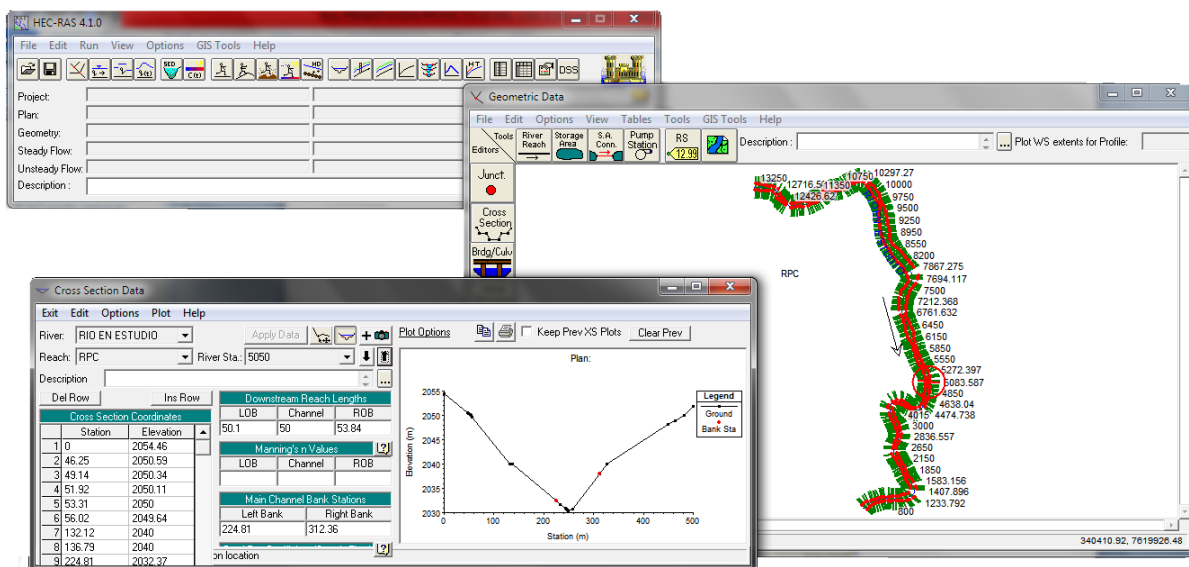
6.1.2. Cálculo hidráulico en el HEC-RAS

Los datos generados en el pre-proceso serán importados al HEC-RAS para su posterior análisis hidráulico. A continuación, se describen los pasos necesarios para realizar el modelamiento hidráulico en régimen no permanente, y para ello se utilizará el software HEC-RAS.

- Importación de datos geométricos

Los datos geométricos como Banks, flowpaths, Stream Centerline y XS CutLines en 3D, se importan al HEC-RAS, de la forma que se observa en la Figura 6.5.

Figura 6.5: Datos geométricos cargados en el HEC-RAS.



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.5 se observa las secciones transversales creadas en el pre-proceso (XS CutLines), cada una de éstas tiene un número que la distingue, y es la distancia desde la última sección aguas abajo hacia aguas arriba, cada sección tiene sus cotas de elevación, los límites del cauce principal, entre otros atributos. La flecha en la figura indica la dirección del cauce.

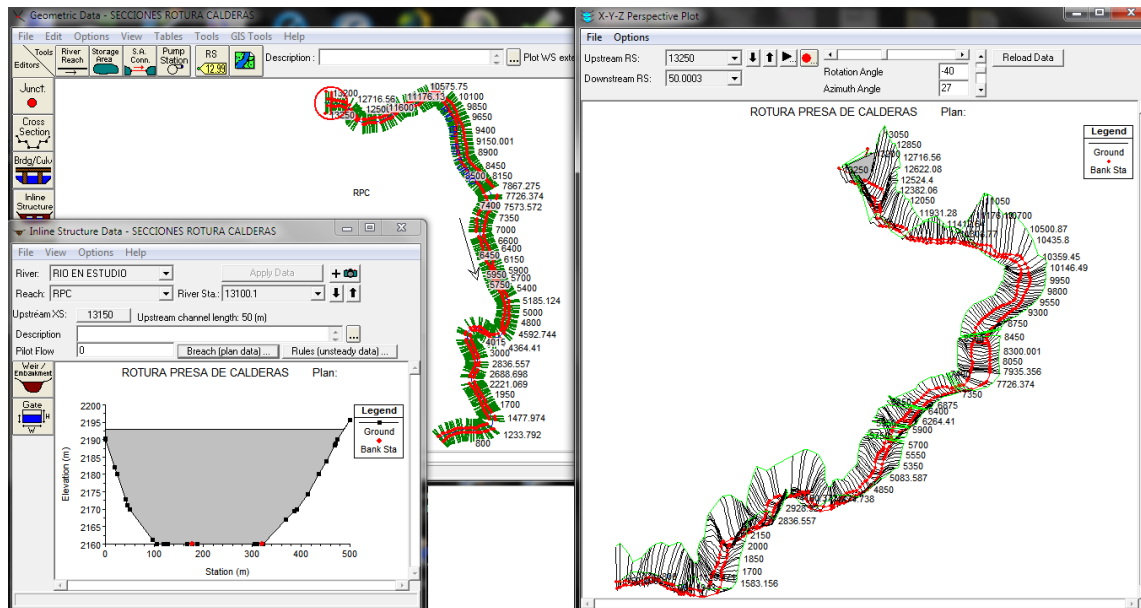
Luego del ingreso de datos, se deberá editar las secciones transversales; eliminando las que tengan inconsistencias y añadiendo otras según sea el caso. Para esto último se utilizará la opción de interpolación que tiene el HEC-RAS en la ventana de Geometric Data/Tools/ XS interpolation.

- Creación de la presa y brecha de rotura

Se deberá ingresar la ubicación de la presa y sus dimensiones como el ancho constante de la presa, pues en HEC-RAS no considera taludes.

Las dimensiones de la presa que se ingresa en HEC-RAS son obtenidos de los datos geométricos reales tomadas en campo de la forma que se observa en la Figura 6.6.

Figura 6.6: Vista frontal y 3D de la presa. Información requerida por el HEC-RAS



Fuente: Elaboración propia.

Para obtener las dimensiones y el tiempo de desarrollo de la brecha de rotura se utilizó las ecuaciones empíricas recomendadas por [3] y [9] su aplicación, se describe a continuación:

El tiempo que toma para formarse la brecha de rotura se obtendrá con la Ecuación (6.1) recomendada por la guía para la clasificación de presas y embalses de España.

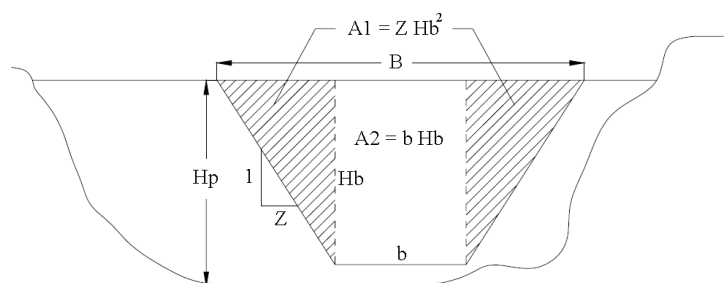
$$T(\text{horas}) = \frac{4.8 * (V(\text{Hm}^3))^{0.5}}{H_p(\text{m})} \quad \text{Ec. 6.1}$$

Reemplazando los datos hidráulicos (volumen del embalse $V = 5 \text{ Hm}^3$ y Altura de la presa $H_p = 32.90 \text{ m}$) de la presa, se obtiene el tiempo de formación de la brecha en horas.

$$T(\text{horas}) = \frac{4.8 * (5 \text{ Hm}^3)^{0.5}}{32.9 \text{ m}} = 0.326 \text{ hr}$$

La forma final de la brecha será trapezoidal y su ancho medio de se obtendrá con la Ecuación de las ecuaciones recomendadas por la “Universidad Nacional de Córdoba” con su publicación de “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presa de CFRD”

Figura 6.7: Parámetros de la brecha de rotura



Fuente: “Universidad Nacional de Córdoba” con su publicación de “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presa de CFRD” Pag. 2

Dónde:

- Se propone el ancho inferior de la brecha con el valor de $b = 75 \text{ m}$.
- Se propone la pendiente del talud lateral de la brecha de $Z = 1.1$.
- Calcular $(A_1 + A_2)$ con la siguiente ecuación 6.2:

$$(A_1 + A_2) = 1.1 * H_p^2 + 75 * H_p \quad \text{Ec. 6.2}$$

$$(A_1 + A_2) = 3658.151 \text{ m}^2$$

- Calcular la altura de la brecha con la siguiente expresión 6.3:

$$H_b = 0.9 * H_p \quad \text{Ec. 6.3}$$

$$H_b = 29.61 \text{ m}$$

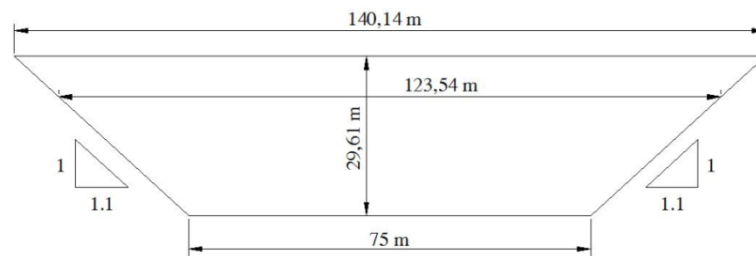
- Calcular el ancho medio de la brecha con la siguiente expresión 6.4:

$$W_b = \frac{(A_1 + A_2)}{H_b} \quad \text{Ec. 6.4}$$

$$W_b = 123.54 \text{ m}$$

- Con el valor de W_b , H_b , Z y b , calculamos B .

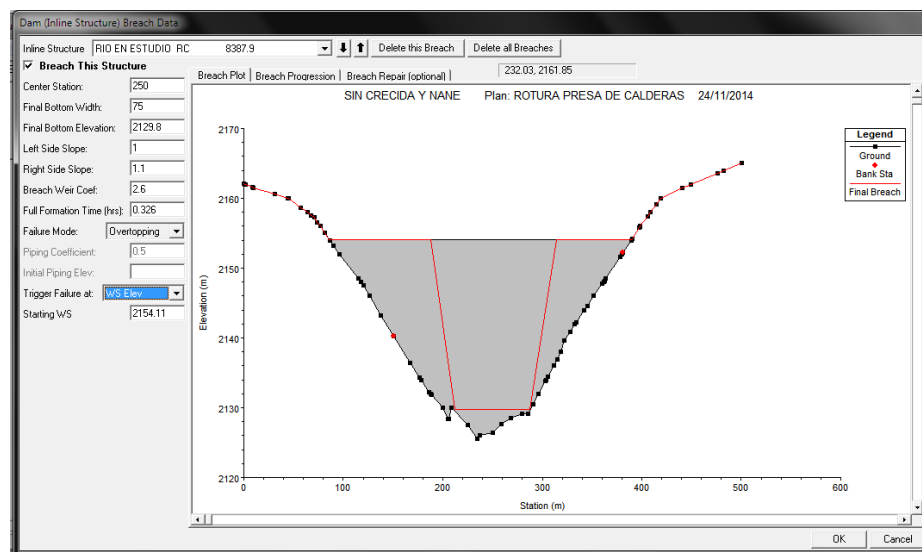
Figura 6.8: Característica de la brecha de rotura según “Universidad Nacional de Córdoba”



Fuente: Elaboración propia.

Los datos calculados, sobre las características de la brecha de rotura, se introducen al HEC-RAS de la manera que se muestra en la Figura 6.9.

Figura 6.9: Introducción de los parámetros de rotura al HEC-RAS



Fuente: Elaboración propia.

HEC-RAS tiene la opción de modelar dos bajo distintos Momentos de rotura:

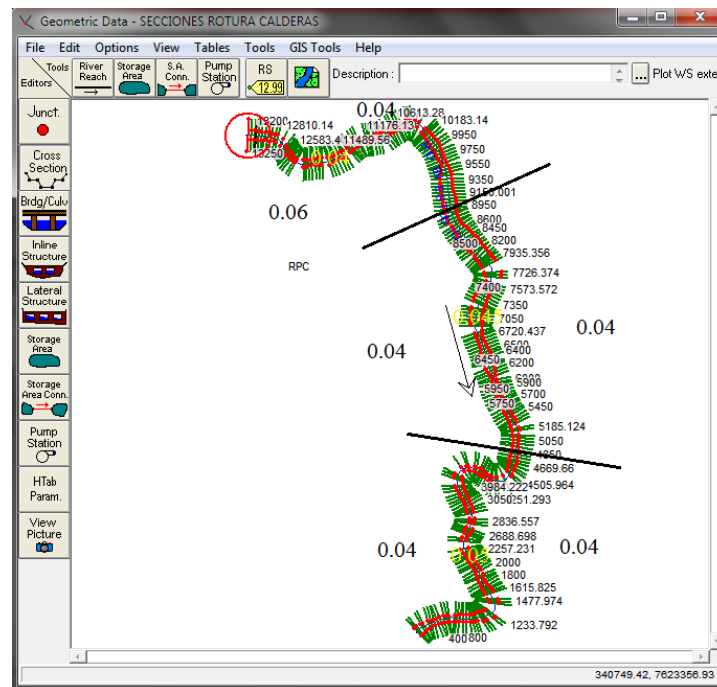
Tenemos la opción de fijar una altura de agua, un momento de rotura o una combinación de altura de agua durante un cierto tiempo.

Para los cuales se modelara bajo los escenarios de rotura que necesitamos para poder realizar la clasificación de la presa expuestos en el capítulo IV.

- Coeficientes de Manning y Condiciones iniciales:

Una vez introducidos los datos referentes a la geometría, el siguiente paso es introducir los valores de Manning para el cauce y las llanuras de inundación, para esto se utilizarán la Tabla 5.4 y los coeficientes de rugosidad publicado por Ven Te Chow. En este caso, HEC-RAS recomienda utilizar estos valores para su aplicación en el modelamiento, (ver el manual de referencia del HEC-RAS, Capítulo. 3). Para los coeficientes de Manning se tomaron distintos valores para tres zonas específicas, la primera va desde el embalse de Calderas hasta la sección 6247, cercano a la comunidad de Caldera Chica, el segundo tramo desde la sección 6247 hasta la sección 3829; cercano al poblado Yesera Sud, y el último tramo desde la sección 3829 hasta la sección 100, cercano al cruce con el río Curuyo. Los valores de los coeficientes se muestran en la Figura 6.10.

Figura 6.10: Valores del coeficiente de Manning para las distintas zonas de estudio.



Fuente: Elaboración propia.

Los coeficientes de rugosidad se tomarán realizando trabajos de inspección de campo a fin de analizar los tipos de terreno y compararlos con los valores propuestos por Ven Te Chow.

Como condiciones iniciales HEC-RAS necesita datos del caudal inicial para cada tramo del sistema de drenaje. En este caso se utilizara, para el cauce principal, como condición un caudal de 1 m³ /s, el cual se introducirá en la primera sección aguas abajo de la presa. No se tomará en cuenta los tributarios del río Calderas debido a que el caudal pico de la onda de rotura es varios niveles mayores.

- Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno son necesarias para definir los niveles de agua de partida, tanto aguas arriba como aguas abajo. Para ello, los datos ingresados como condiciones de contorno son: pendiente de 5.75 % aguas abajo y un nivel inicial de agua, aguas arriba, con una cota de 2154.11 msnm para el primer escenario y 2159.38 para el segundo escenario de rotura según [3].

Se ingresará como condición de contorno, aguas arriba, un hidrograma con un valor inicial constante de 1 m³ /s para cada hora. Este hidrograma servirá de base para los hidrogramas resultantes que el HEC-RAS genera luego de la simulación de rotura de presa.

Es imprescindible conocer las condiciones que el HEC-RAS requiere para realizar sus cálculos, si el régimen de flujo es rápido (supercrítico), es necesario conocer, al menos una condición, aguas arriba, si el régimen de flujo es lento (subcrítico), es necesario conocer, al menos una condición, aguas abajo, si se prevé que en el tramo en estudio se darán dos tipos de régimen (mixto), entonces será necesario establecer condiciones iniciales en los dos extremos.

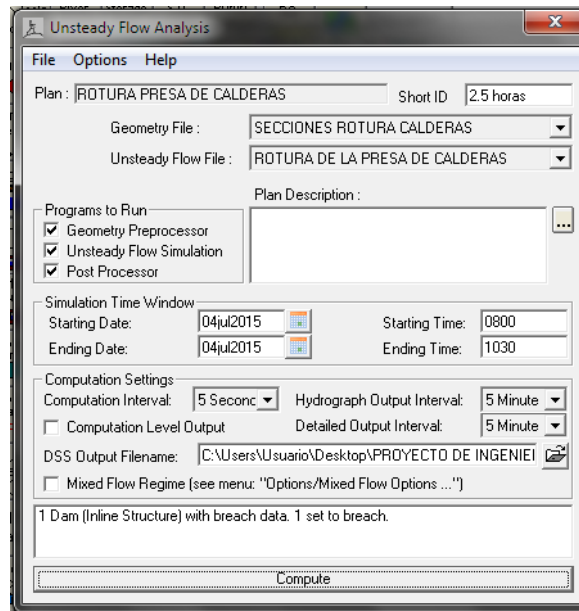
El comportamiento del fluido generado por la rotura de presa es sumamente complejo; por tanto, se considera un régimen mixto para la simulación, tal como es el caso de este estudio.

- Simulación hidráulica

Cuando los datos de geometría, caudales, condiciones de contorno, entre otros, ya fueron ingresados, se está en condición de realizar la simulación hidráulica de una rotura de presa.

Sin embargo, antes de realizar la simulación se requiere ingresar los datos del perfil de estudio según la Figura 6.11.

Figura 6.11: Ingreso de datos para el cálculo de la simulación en régimen no permanente.



Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 6.12 se muestra el ingreso de datos para la simulación hidráulica como el modo de cálculo para régimen mixto (Mixed Flow Regime), la fecha donde se realiza la simulación, los tiempos de inicio y fin de la simulación, el intervalo de cómputo (Computing Interval) y por último, el intervalo de tiempo para los hidrogramas de salida.

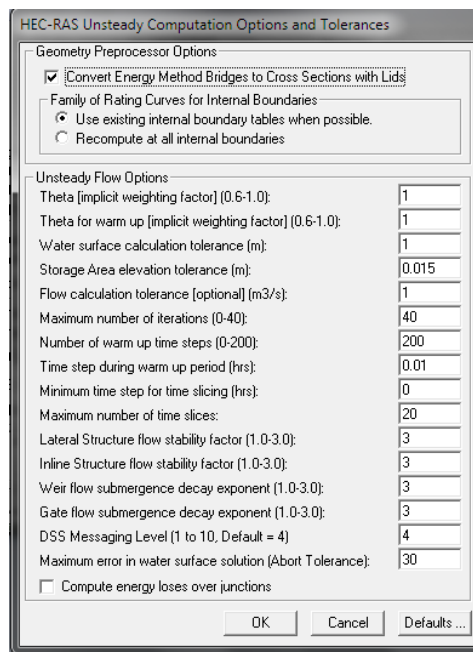
- Calibración de los resultados

HEC-RAS es una herramienta muy versátil y por más deficiente que sea la geometría o erróneas o irreales las condiciones de contorno, siempre producirá resultados. Por este motivo, una vez ejecutada la primera simulación, es necesario realizar lo que se llama “el ajuste del modelo”; es decir, la verificación y contraste de los datos obtenidos.

En el Capítulo II (ítem 2.5.3.2) se describieron los factores que intervienen en la estabilidad y precisión numérica del modelo HEC-RAS; y en resumen, a continuación se describe las consideraciones que se debe tener para realizar la calibración del modelo y de los resultados.

Es necesario editar algunas secciones transversales ya que el ancho del fondo del canal es demasiado grande, por la escala topográfica utilizada, y genera inestabilidad en los resultados. Con esta edición se obtienen mejores secciones transversales con cauces pequeños y acorde con un caudal inicial de 1 m³ /s. Luego se procedió a interpolar las secciones que tenían demasiado espacio entre ellas, cada 10 y 15 metros, y según las características del cauce, por último, considerando las ecuaciones de Saint-Venant discretizadas, se analizaron las opciones y tolerancias de cómputo que se muestra en la Figura 6.12. De este modo, en el modelo hidráulico se variaron los valores de los parámetros buscando lograr un modelo estable y lo más aproximado posible al escenario real, tal como se muestra en la Figura 6.12.

Figura 6.12: Parámetros y tolerancias de cálculo a ingresar para obtener un modelo aproximado y estable.



Fuente: Elaboración propia.

6.1.3. Post-Proceso

Esta parte del modelamiento, se realiza con el software ArcGIS utilizando la herramienta Hec-GeoRAS y la opción RAS Mapping que permite importar la información del HEC-RAS, a fin de realizar el análisis SIG y prepara los mapas de peligro y riesgo.

El Post proceso consiste en importar el archivo con los resultados del modelamiento hidráulico exportado por el HEC-RAS, luego se extraen los MDT de las alturas de agua y

velocidades con los tiempos deseados, y finalmente, se analizan las alturas y velocidades sobre la topografía

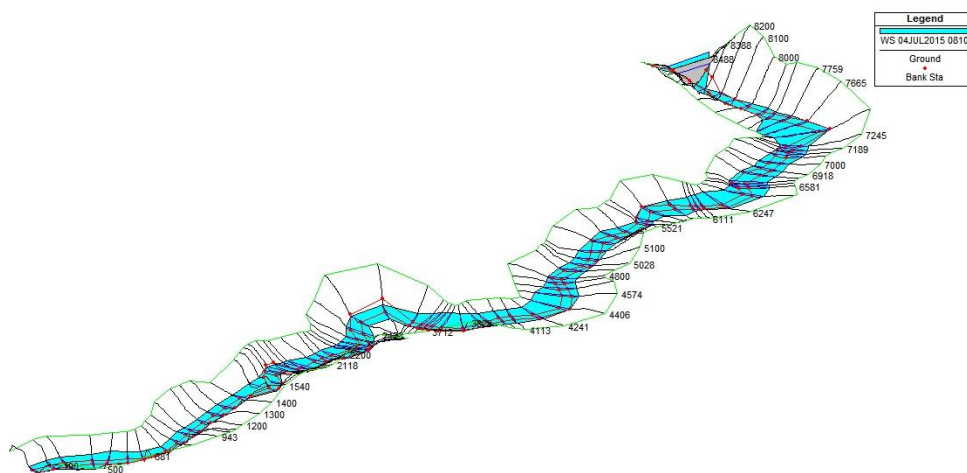
A continuación se presenta los principales resultados de la aplicación de la metodología al cálculo hidráulico de la rotura a la presa de Calderas, considerando dos escenarios de rotura considerados los más críticos al momento de analizar el riesgo potencial por rotura y sus respectivos análisis de calibración. El primer escenario considera la “Rotura sin avenida y embalse a su nivel normal de explotación”. El segundo escenario considera la “Rotura en situación de avenida y el nivel del embalse en la coronación”. En los resultados se incluyen figuras como el perfil longitudinal del eje hidráulico y secciones transversales para los dos escenarios de rotura. En las principales secciones, cada figura presenta distintos tiempos de rotura para el inicio de la simulación 0 minutos, 5 minutos, 10 minutos, 15 minutos y para 20 minutos. Además, se realizará la clasificación de la presa para el caso más desfavorable debido a la rotura de la presa.

6.2. ESCENARIOS DE ROTURA DE PRESA

De acuerdo a los escenarios propuestos por [3], a continuación se muestra el progreso de la brecha de rotura en la presa, teniendo en cuenta que la formación total de la misma se produce a las 0.33 horas de iniciada la rotura.

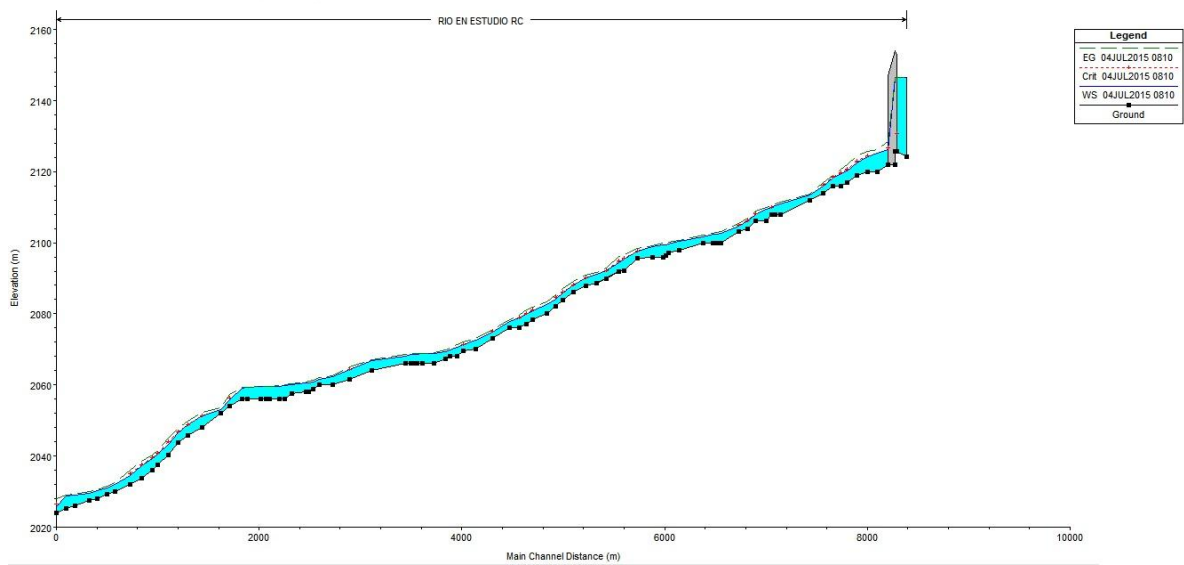
6.2.1. Rotura sin avenida y embalse a su nivel normal de explotación

Figura 6.13: Vista isométrica de la llanura de inundación para el 1er. escenario.



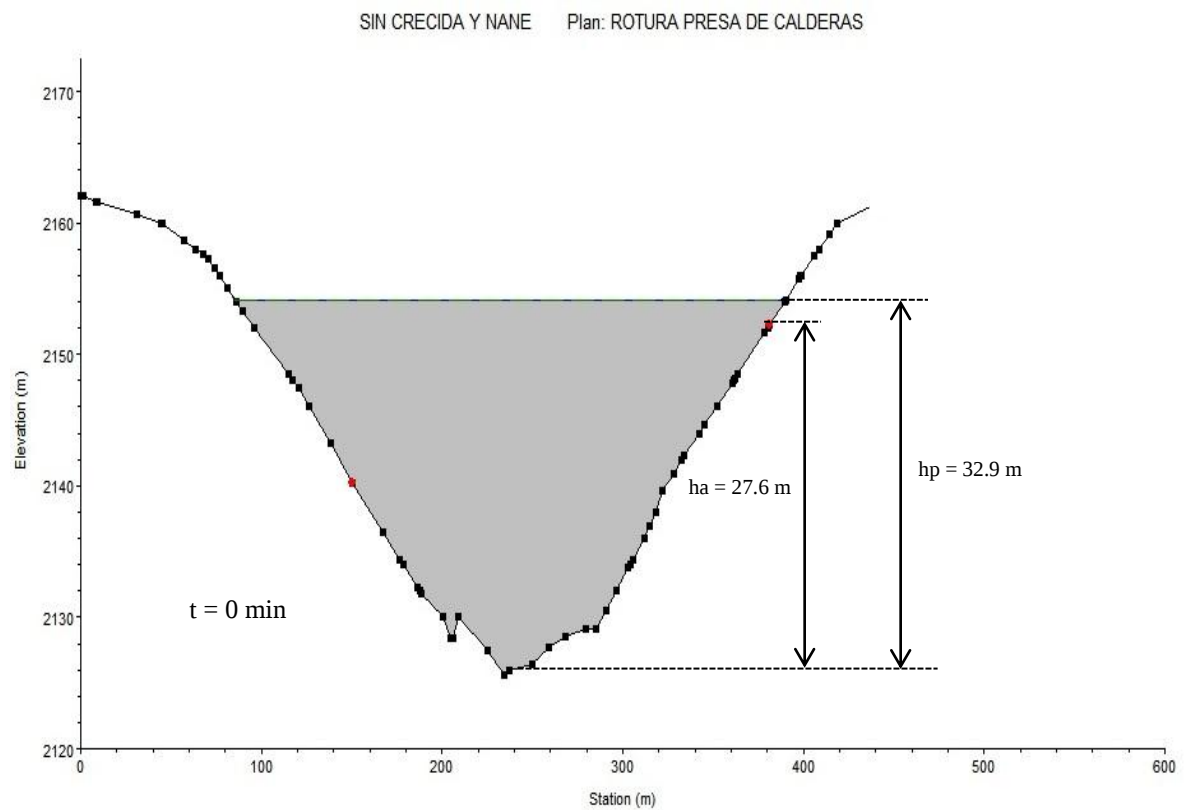
Fuente: Elaboración propia

Figura 6.14: Perfil longitudinal del eje hidráulico para el 1er. escenario.



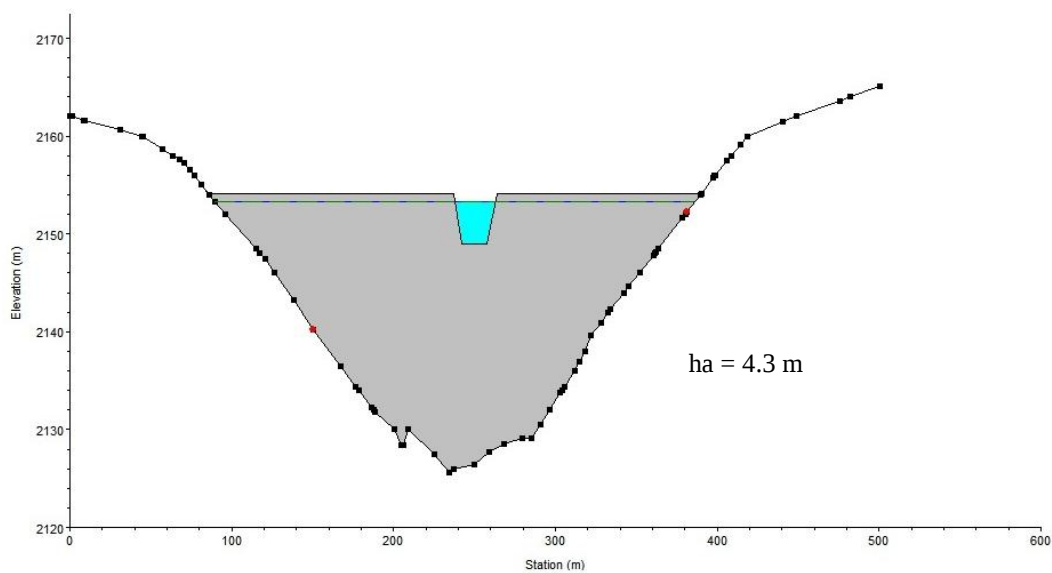
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.15: Vista frontal de la presa y altura del agua para el 1er. escenario.



Fuente: Elaboración propia.

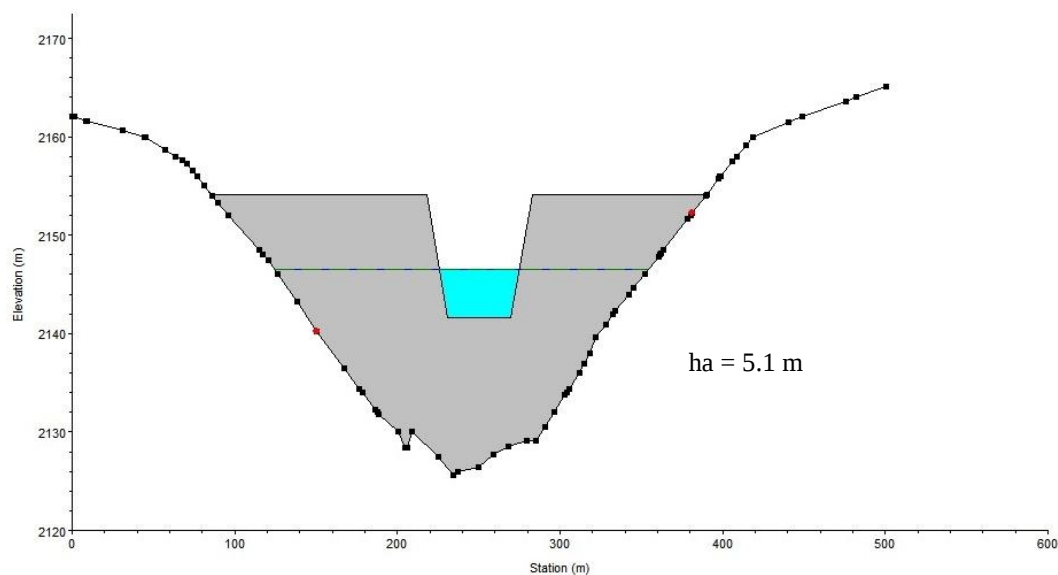
Figura 6.16: Progreso de la brecha de rotura para el 1er. escenario a los 5 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 5 min. Se observa una pequeña abertura de forma trapezoidal en la parte superior de la presa.

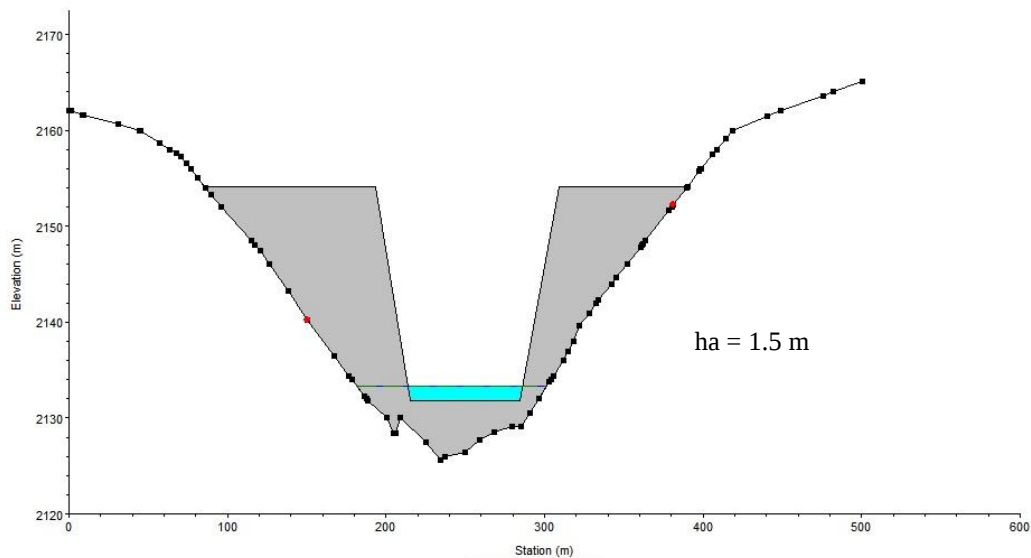
Figura 6.17: Progreso de la brecha de rotura para el 1er. escenario a los 10 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 10 min. Se observa una abertura mediana de forma trapezoidal en la presa.

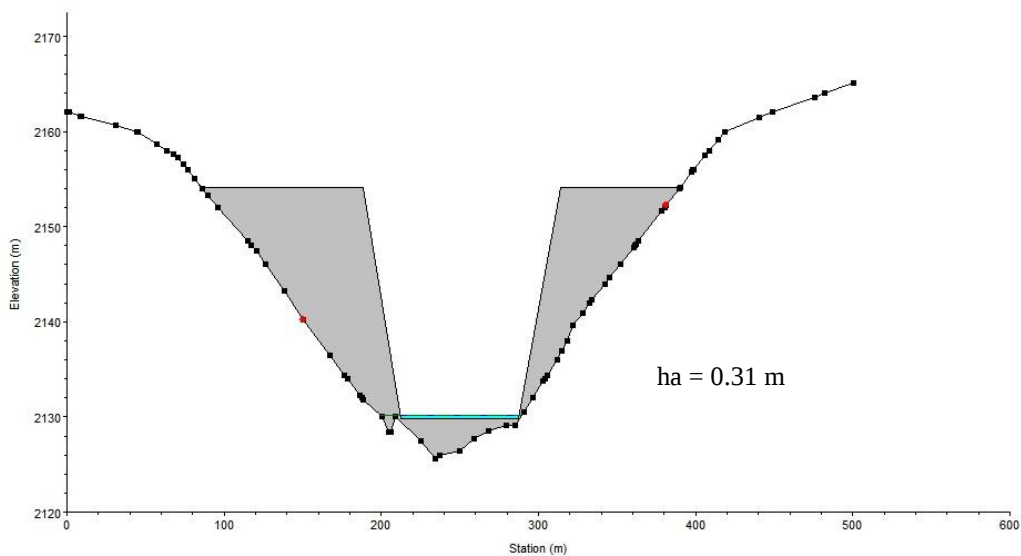
Figura 6.18: Progreso de la brecha de rotura para el 1er. escenario a los 15 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 15 min. Se observa la brecha de forma trapezoidal casi completamente formada en la presa.

Figura 6.19: Progreso de la brecha de rotura para el 1er. escenario a los 20 min.

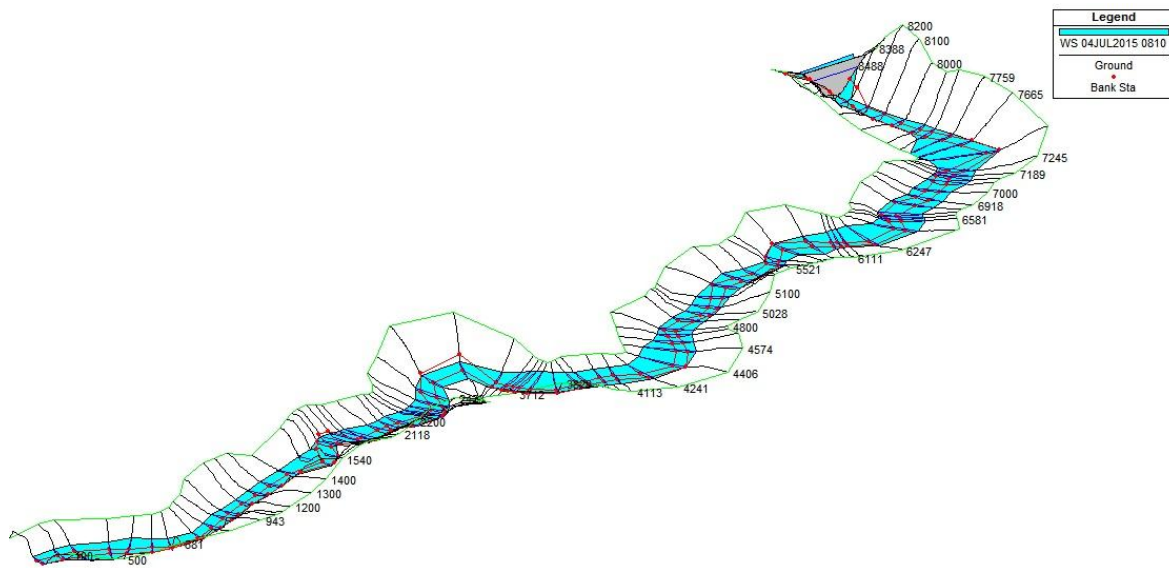


Fuente: Elaboración propia.

A los 20 min. Se observa la brecha de forma trapezoidal formada totalmente en la presa.

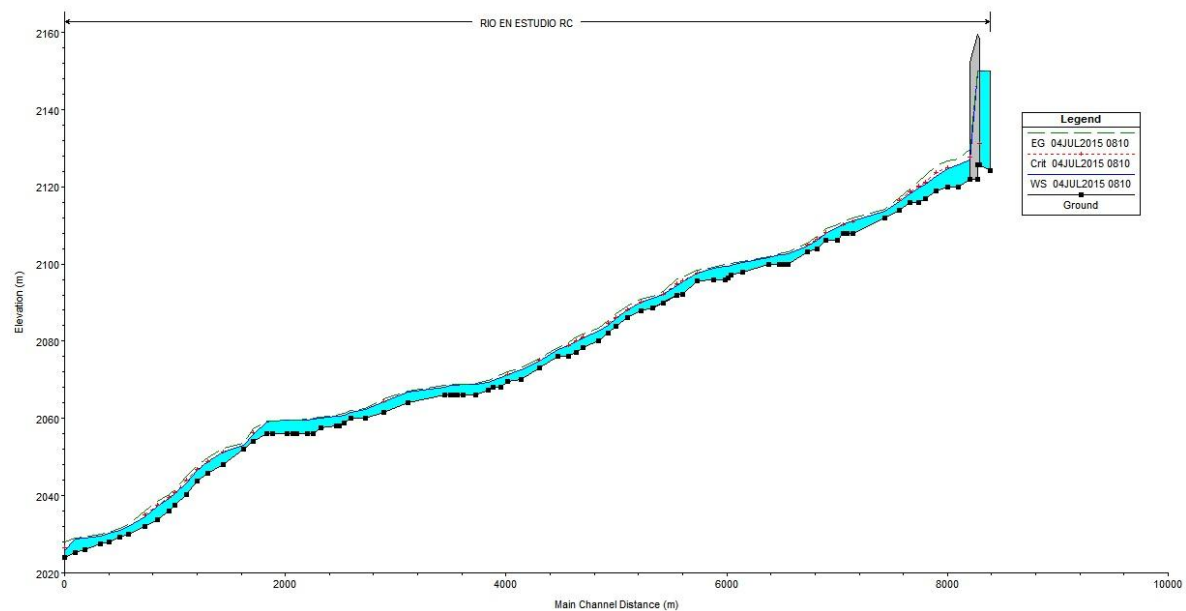
6.2.2. Rotura en situación de avenida y el nivel del embalse en la coronación

Figura 6.20: Vista isométrica de la llanura de inundación para el 2do. escenario.



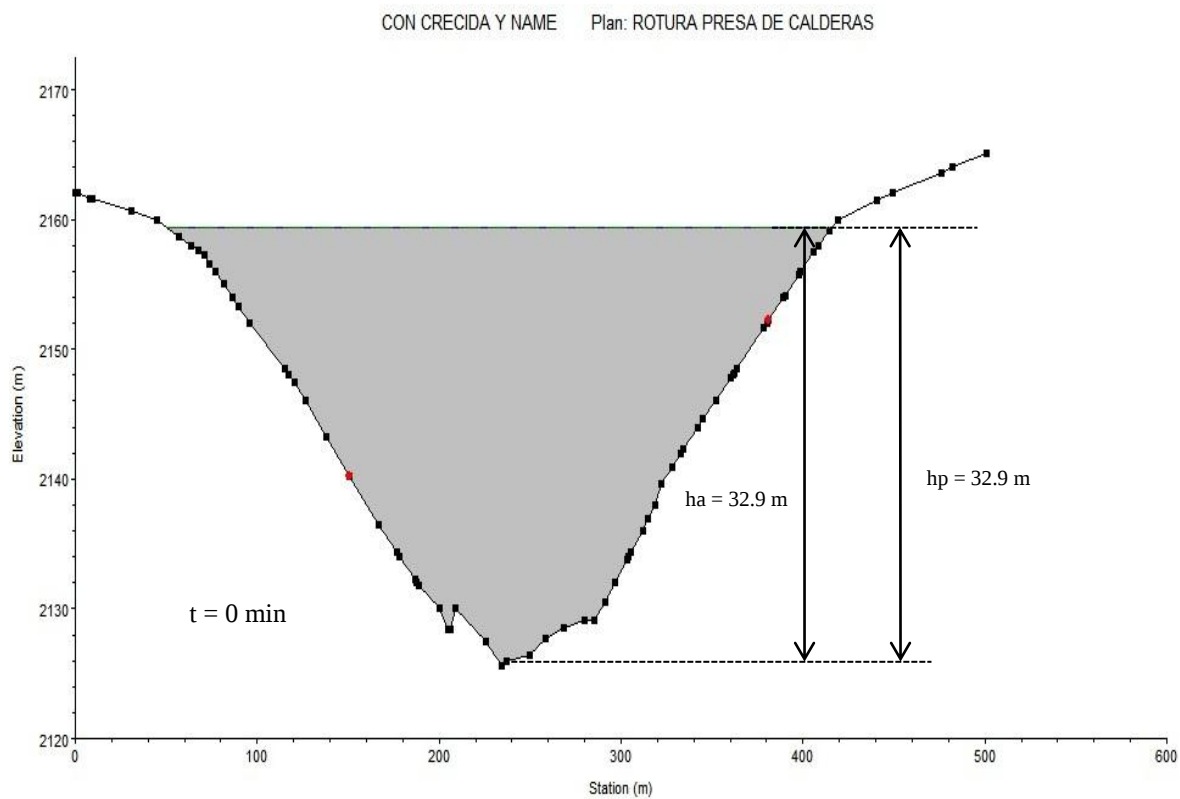
Fuente: Elaboración propia

Figura 6.21: Perfil longitudinal del eje hidráulico para el 2do. escenario.



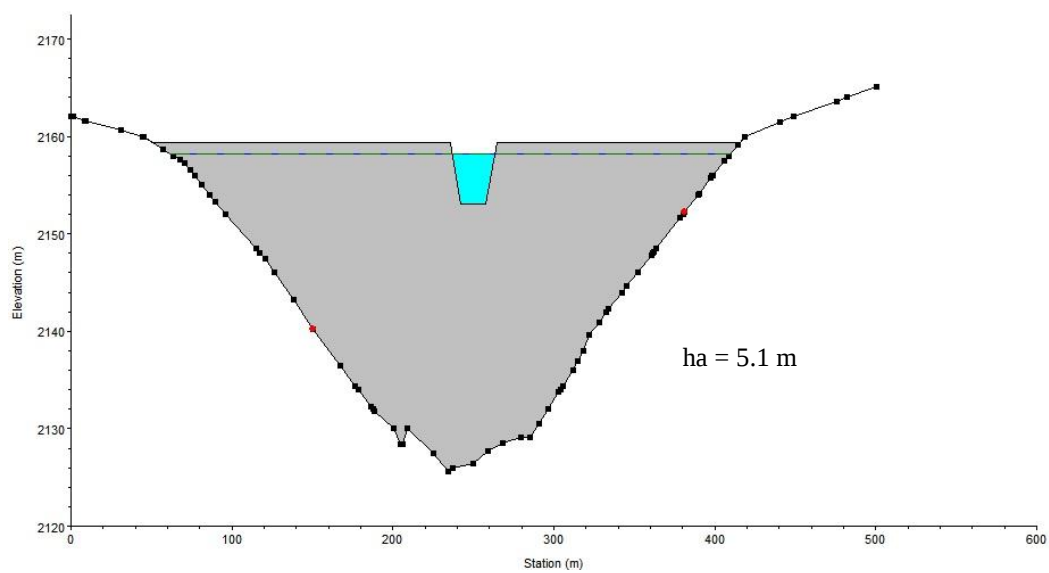
Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.22: Vista frontal de la presa y altura del agua para el 2do. escenario.



Fuente: Elaboración propia.

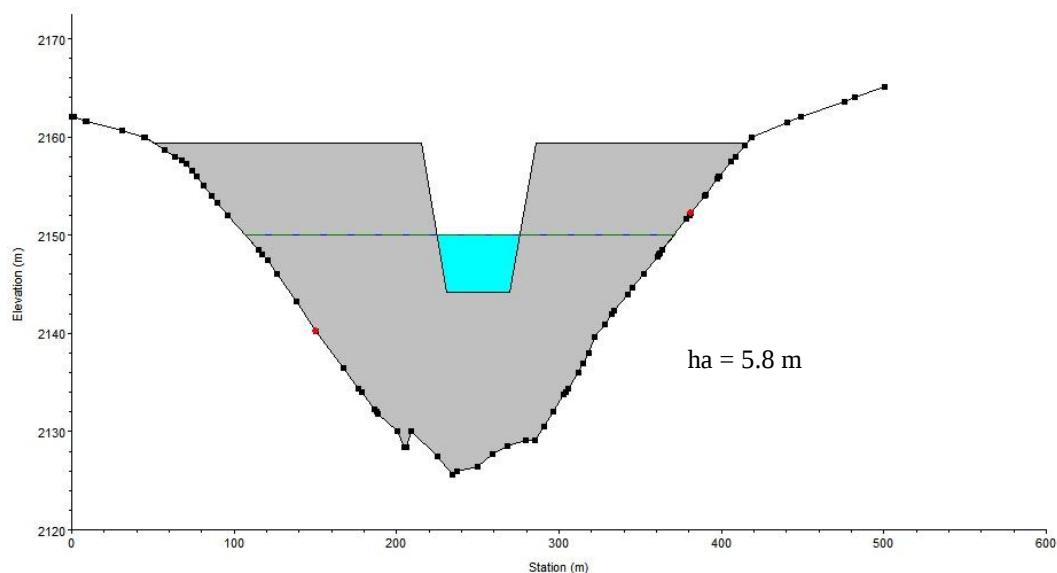
Figura 6.23: Progreso de la brecha de rotura para el 2do. escenario a los 5 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 5 min. Se observa una pequeña abertura de forma trapezoidal en la parte superior de la presa.

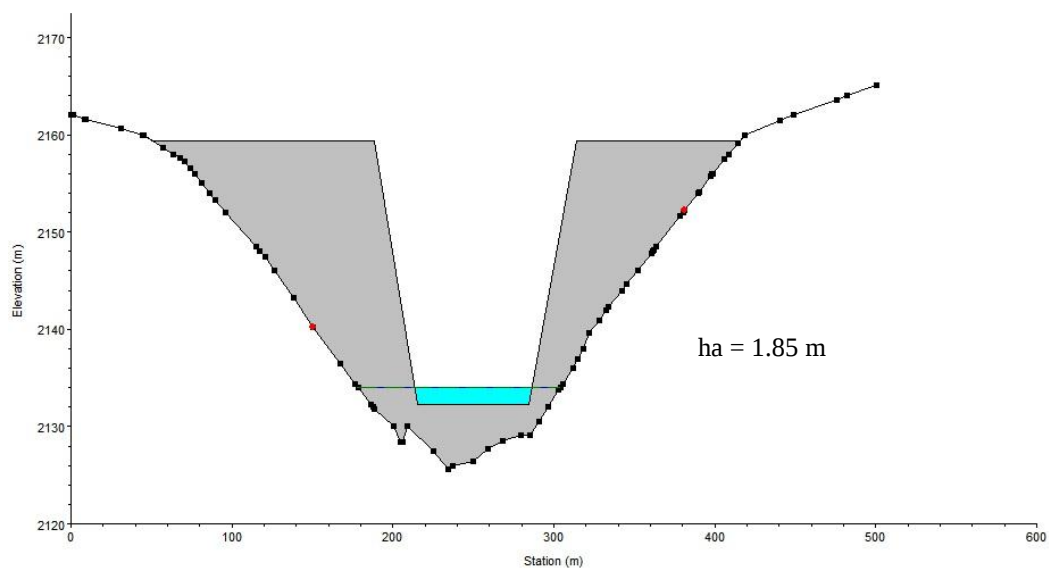
Figura 6.24: Progreso de la brecha de rotura para el 2do. escenario a los 10 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 10 min. Se observa una abertura mediana de forma trapezoidal en la presa.

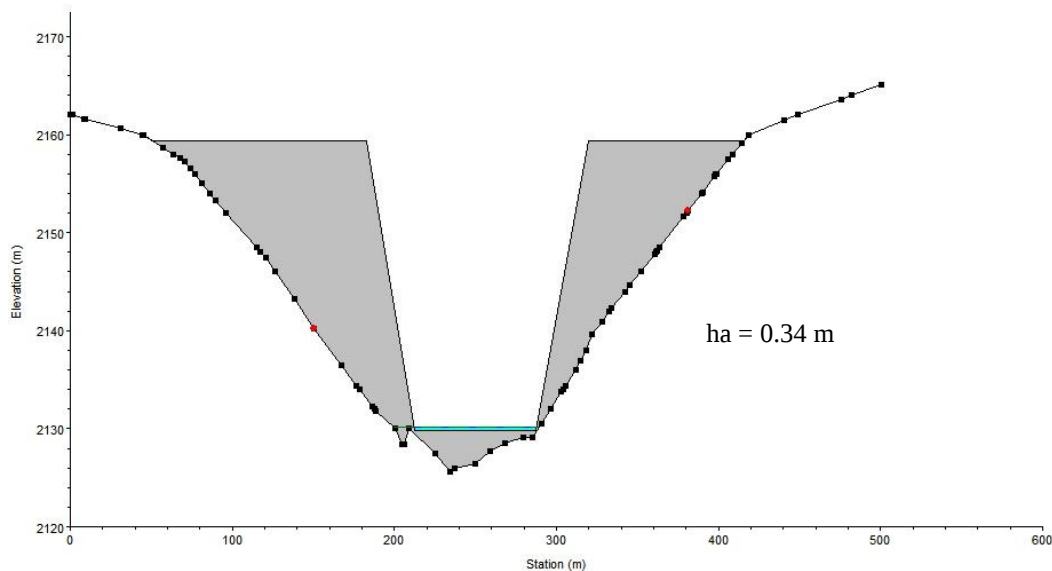
Figura 6.25: Progreso de la brecha de rotura para el 2do. escenario a los 15 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 15 min. Se observa la brecha de forma trapezoidal casi completamente formada en la presa.

Figura 6.26: Progreso de la brecha de rotura para el 2do. escenario a los 20 min.



Fuente: Elaboración propia.

A los 20 min. Se observa la brecha de forma trapezoidal formada totalmente en la presa.

En las anteriores figuras se observa la variación de la altura de agua en función del desarrollo de la brecha. A los 19.8 min la brecha se forma completamente y se observa una altura de agua de 0.31 m en el primer escenario y 0.34 para el segundo escenario.

El segundo escenario muestra mayor altura de agua, ya que inicialmente se consideró distintos niveles de agua para el primero el nivel es el nivel de aguas normales embalsadas (NANE = 2154.11 m.s.n.m) y el segundo coincide con el nivel de aguas máximas embalsadas (NAME = 219.38m.s.n.m). Esta diferencia entre niveles de agua hace que el segundo escenario sea un poco más violento que el primero.

6.2.3. Hidrogramas:

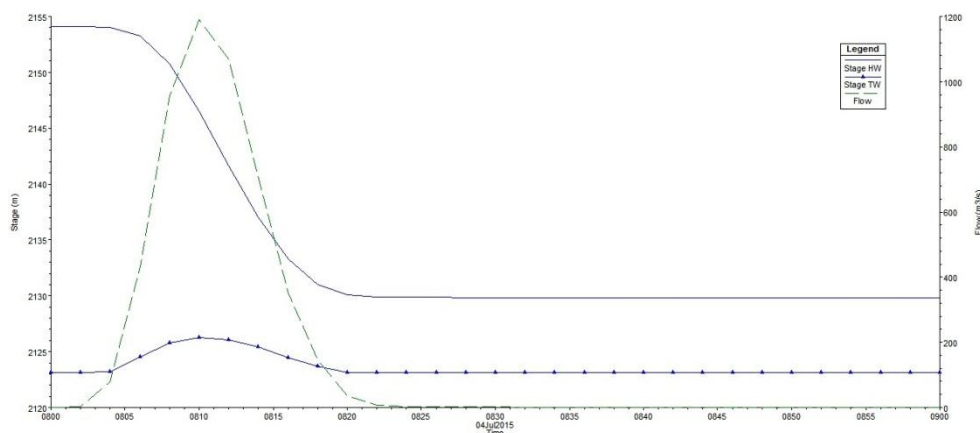
Los hidrogramas siguientes son los obtenidos luego del modelamiento, estos pertenecen a las secciones transversales más importantes.

La variación de los caudales y altura de agua en función del tiempo se observa en los hidrogramas mostrados a continuación.

a) Primer Escenario:

En la figura 6.27 se observa el hidrograma en la sección 8388 (ubicación de la presa), donde se observa la variación del caudal en función del tiempo (Flow), el nivel de agua (Stage HW) y el nivel de agua en la sección siguiente aguas abajo (Stage TW).

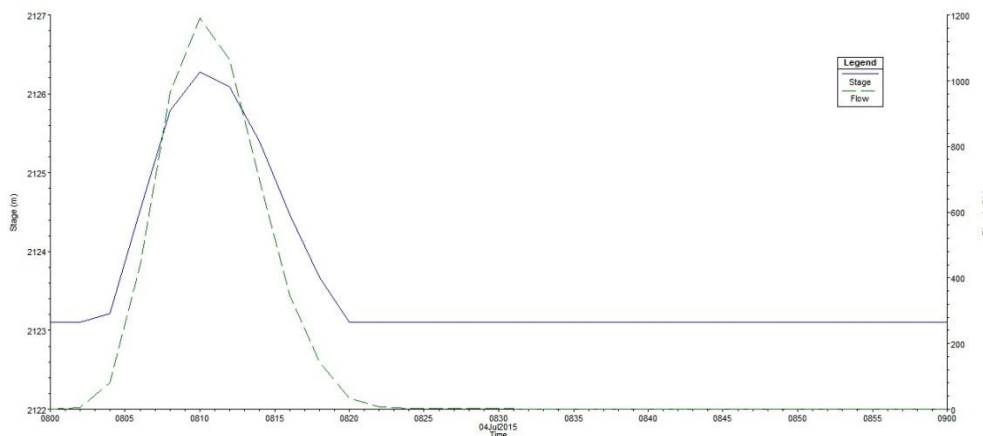
Figura 6.27: Hidrograma en la sección 8388 (Presa).



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 6.28 se observa el hidrograma para sección 8300 ubicada aguas abajo de la presa donde se observa la variación del caudal en función del tiempo (Flow) y el nivel del agua (Stage).

Figura 6.28: Hidrograma en la sección 8300 aguas abajo de la presa.

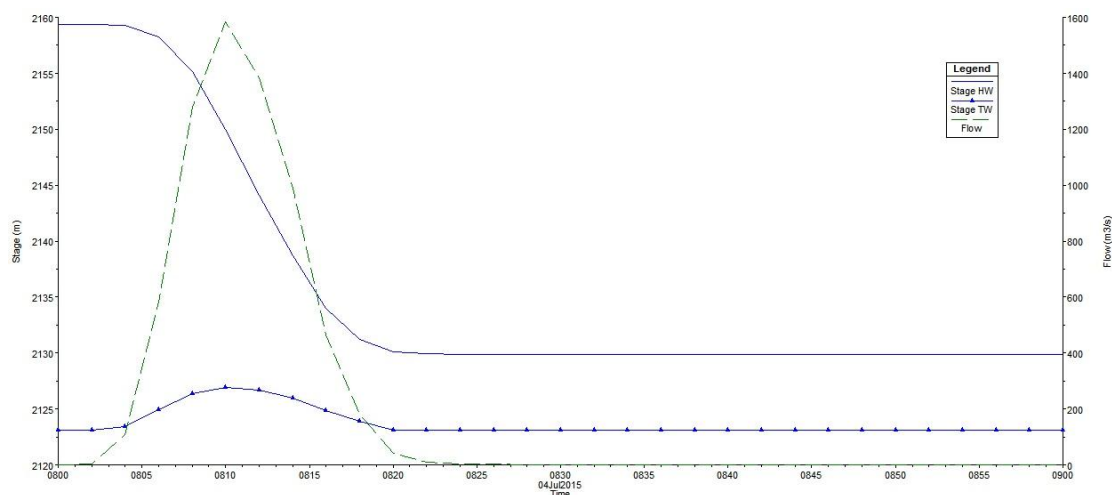


Fuente: Elaboración propia.

b) Segundo Escenario:

En la figura 6.29 se observa el hidrograma en la sección 8388 (ubicación de la presa), donde se observa la variación del caudal en función del tiempo (Flow), el nivel de agua (Stage HW) y el nivel de agua en la sección siguiente aguas abajo (Stage TW).

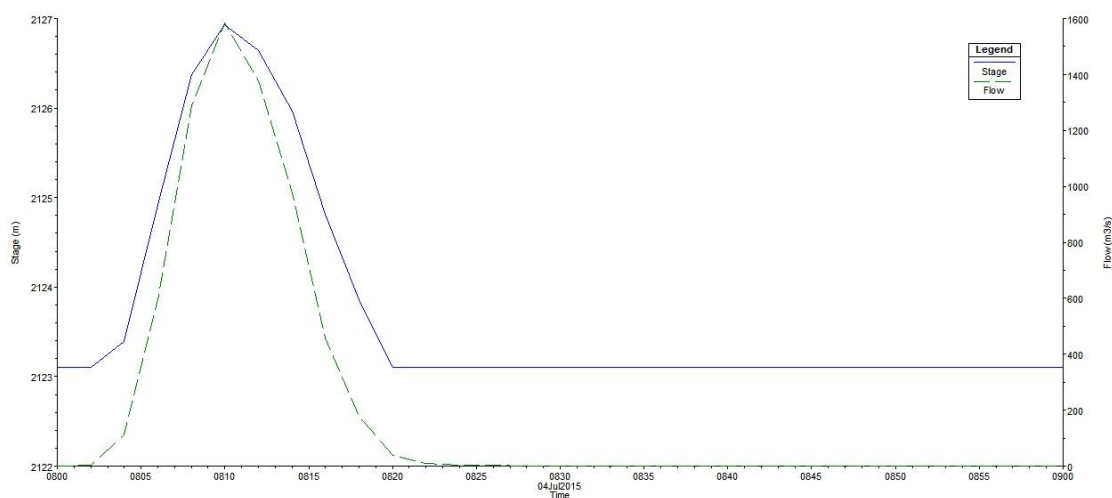
Figura 6.29: Hidrograma en la sección 8388 (Presa).



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 6.30 se observa el hidrograma para sección 8300 ubicada aguas abajo de la presa donde se observa la variación del caudal en función del tiempo (Flow) y el nivel del agua (Stage).

Figura 6.30: Hidrograma en la sección 8300 aguas abajo de la presa.



Fuente: Elaboración propia.

6.3. ALTURAS Y VELOCIDADES

A continuación se muestra el análisis del desarrollo de la onda de avenida en las secciones transversales más importantes; es decir, sección aguas abajo de la presa, en los lugares más críticos más propiamente an los poblados de Caldera Chica y Yesera Sud.

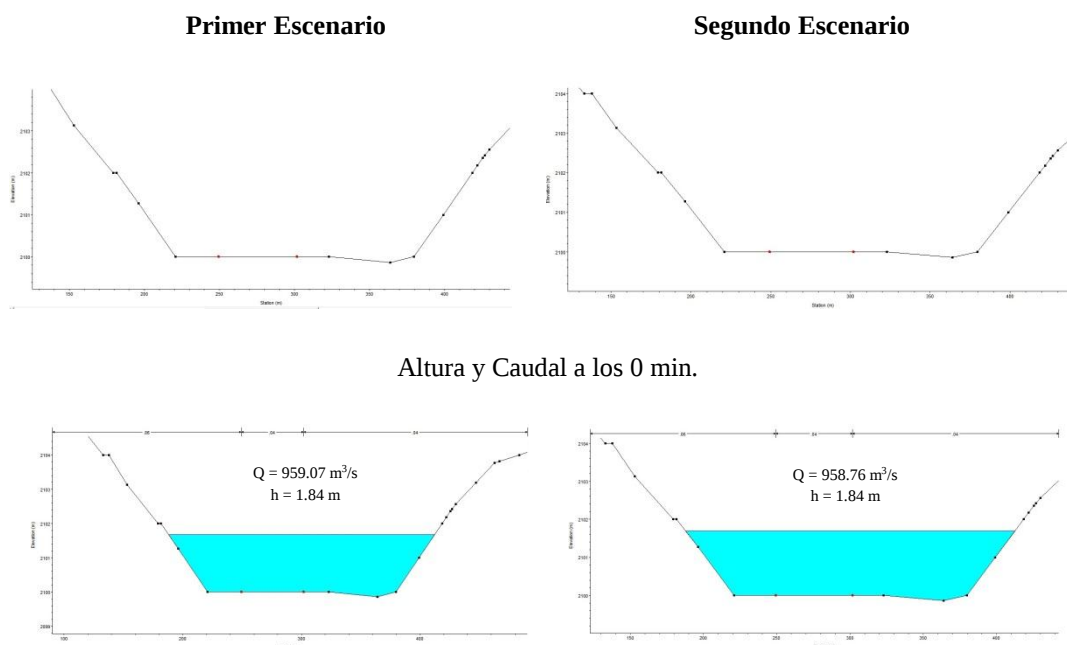
En estas secciones se muestra la variación con respecto al tiempo de los parámetros hidráulicos más importantes (Altura h , Caudal Q y Velocidad V) Para los dos escenarios.

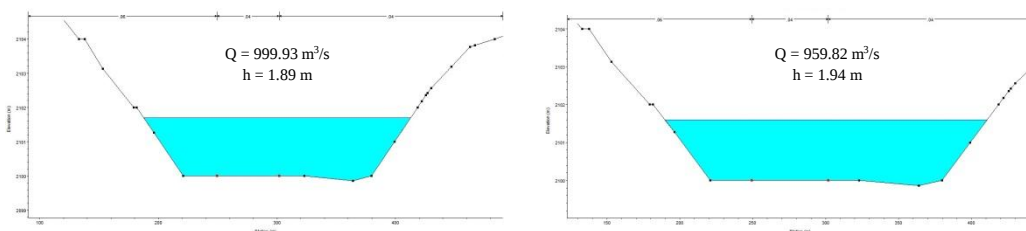
En la figura 6.31 se observa la variación de la altura en función del tiempo para los dos escenarios de rotura en la sección 6481 próxima al poblado de Caldera Chica. Para el primer escenario la altura de agua aumenta hasta 1.96 m a los 15 min, luego empieza a disminuir. Para el segundo escenario, la altura máxima de agua es de 2.26 m a los 15 min de iniciada la rotura.

Para los distintos tiempos de rotura se puede observar que la altura máxima y el caudal máximo lo presenta el segundo escenario de rotura (Rotura en situación de avenida y el nivel del embalse en la coronación).

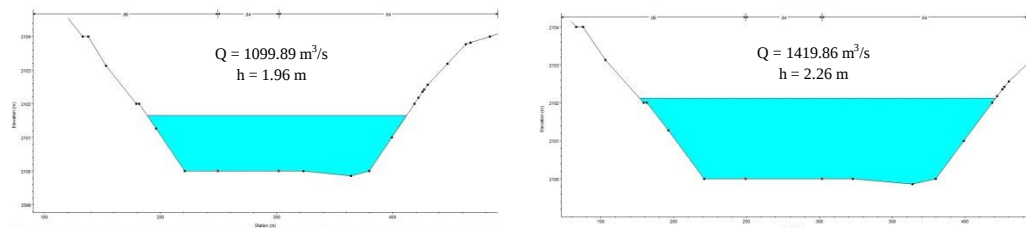
SECCIÓN 6481: Sección aguas abajo de la presa (Poblado de Caldera Chica).

Figura 6.31: Variación de la altura de agua y el caudal en la sección 6481. Considerando los dos escenarios.

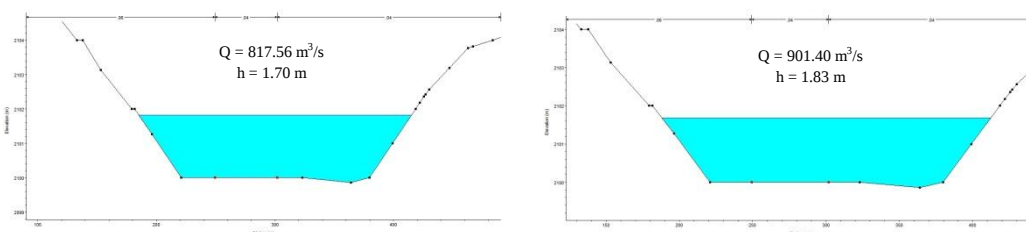




Altura y Caudal a los 10 min.



Altura y Caudal a los 15 min.



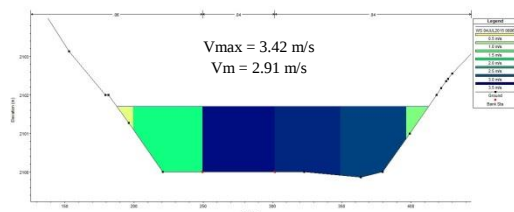
Altura y Caudal a los 20 min.

Fuente: Elaboración propia.

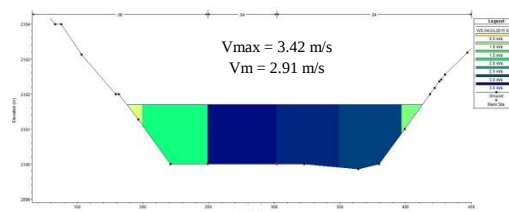
En la figura 6.32 se muestra la sección 6481 y la distribución de velocidades en función del tiempo para los dos escenarios.

Figura 6.32: Distribución de velocidades en función del tiempo, en la sección 6481.

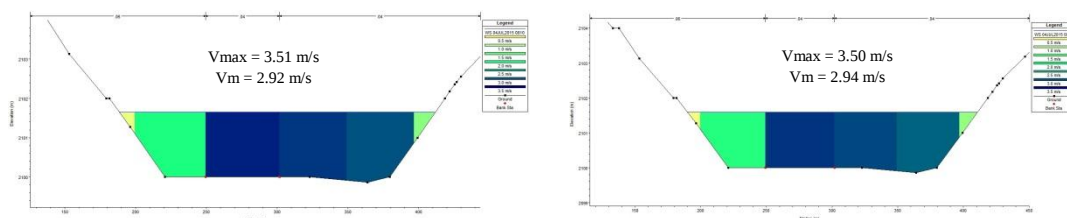
Primer Escenario



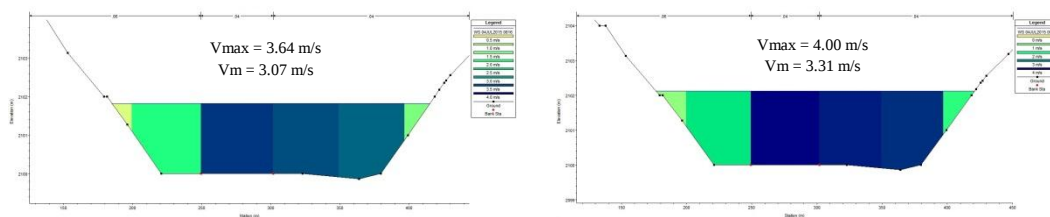
Segundo Escenario



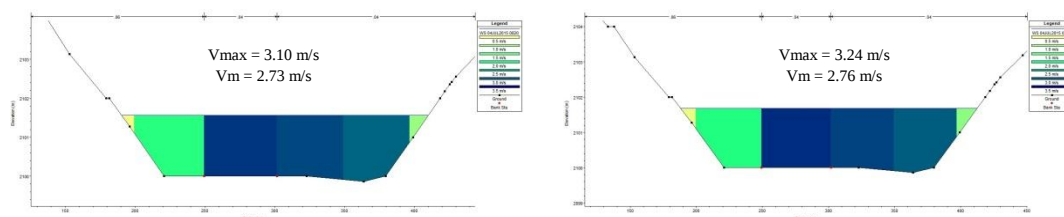
Distribución de velocidades en la sección a los 5 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 10 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 15 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 20 min.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 6.33 se observa la variación de la altura en función del tiempo para los dos escenarios de rotura en la sección 5521 próxima al poblado de Yesera Sud. Para el primer escenario la altura de agua aumenta hasta 2.21 m a los 20 min, luego empieza a disminuir. Para el segundo escenario, la altura máxima de agua es de 2.53 m a los 15 min de iniciada la rotura.

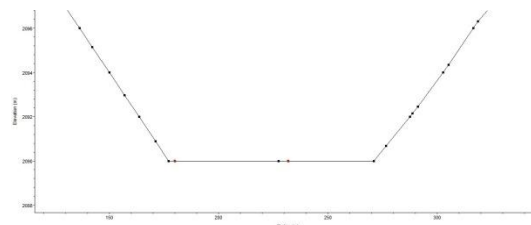
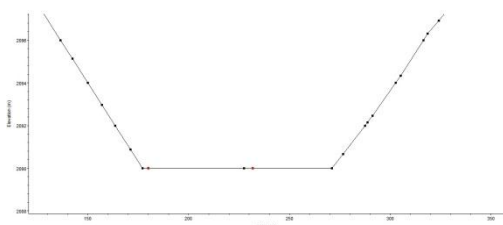
Para los distintos tiempos de rotura se puede observar que la altura máxima y el caudal máximo lo presenta el segundo escenario de rotura (Rotura en situación de avenida y el nivel del embalse en la coronación).

SECCIÓN 5521: Sección aguas abajo de la presa (Poblado de Yesera Sud).

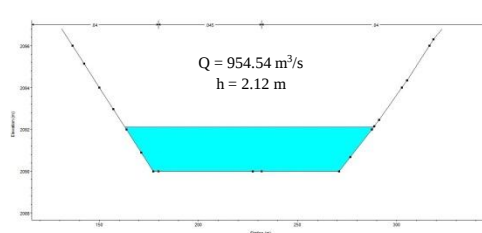
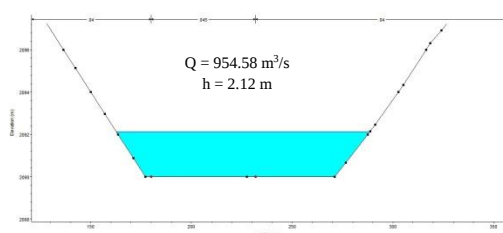
Figura 6.33: Variación de la altura de agua y el caudal en la sección 5521. Considerando los dos escenarios.

Primer Escenario

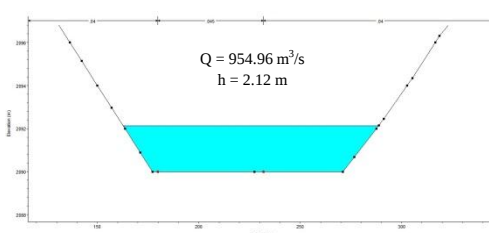
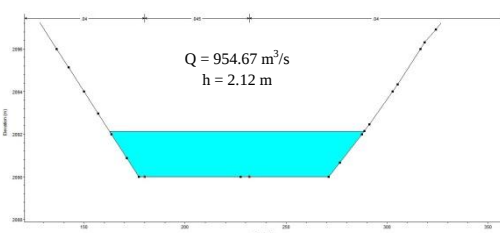
Segundo Escenario



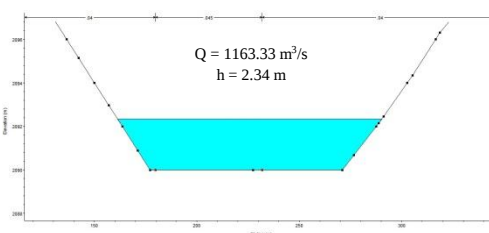
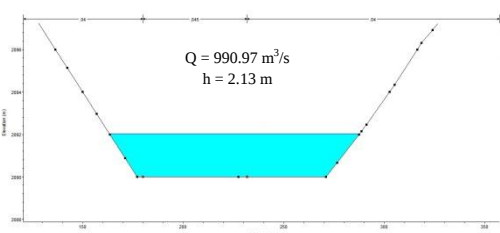
Altura y Caudal a los 0 min.



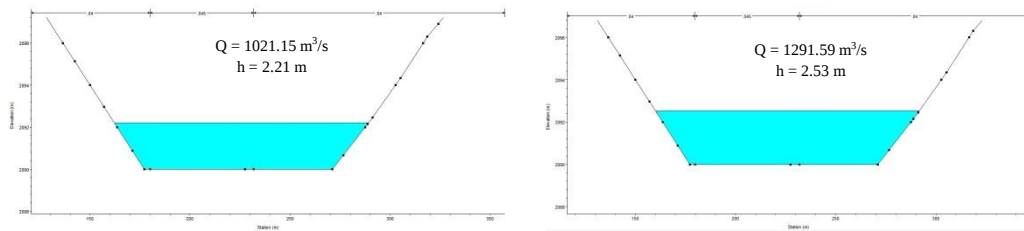
Altura y Caudal a los 5 min.



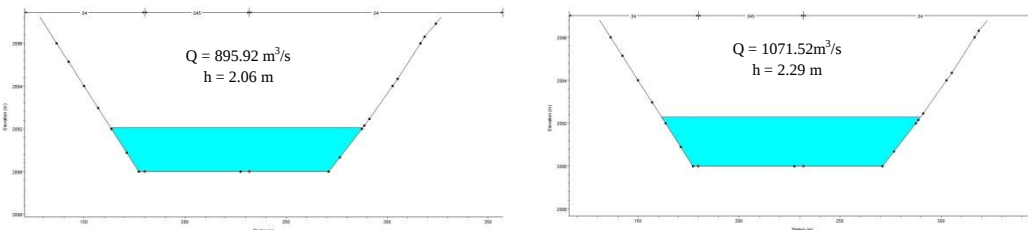
Altura y Caudal a los 10 min.



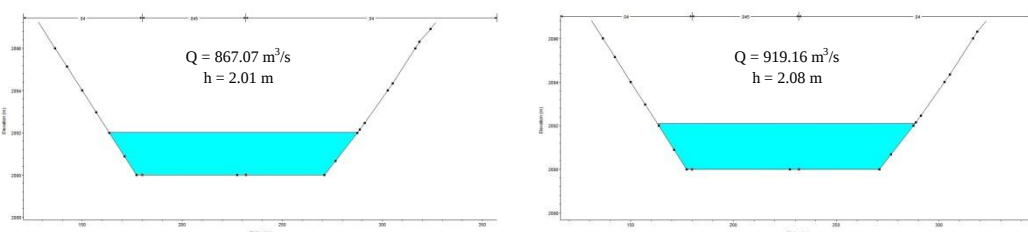
Altura y Caudal a los 15 min.



Altura y Caudal a los 20 min.



Altura y Caudal a los 22 min.



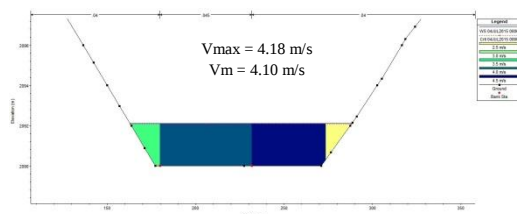
Altura y Caudal a los 24 min.

Fuente: Elaboración propia.

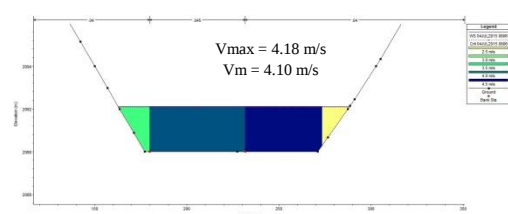
En la figura 6.34 se muestra la sección 5521 y la distribución de velocidades en función del tiempo para los dos escenarios.

Figura 6.34: Distribución de velocidades en función del tiempo, en la sección 5521.

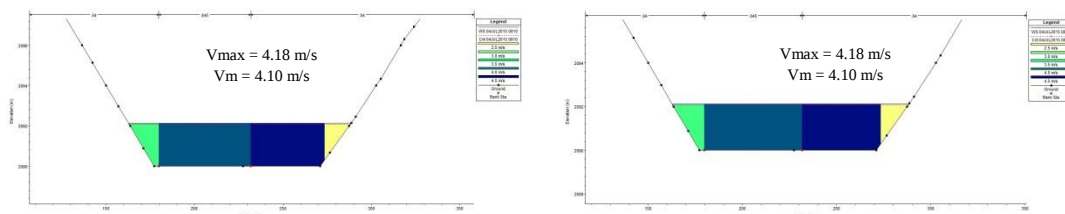
Primer Escenario



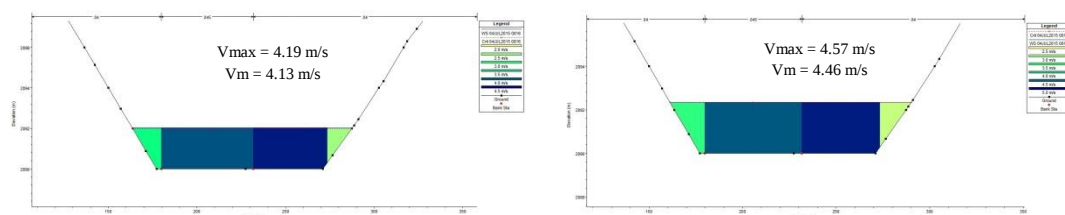
Segundo Escenario



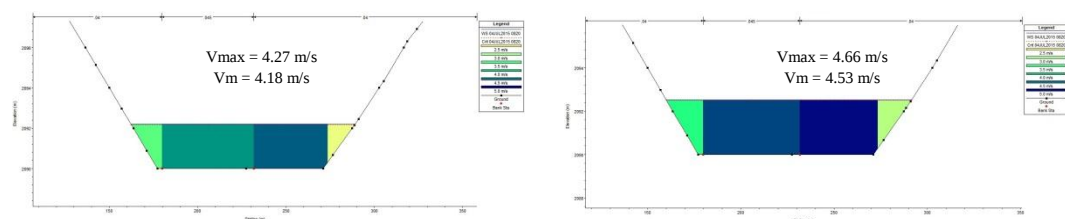
Distribución de velocidades en la sección a los 5 min.



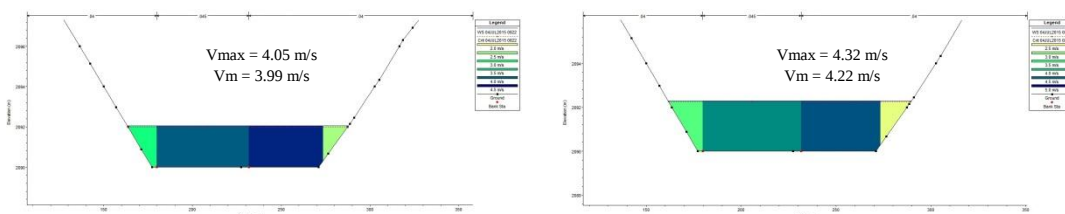
Distribución de velocidades en la sección a los 10 min.



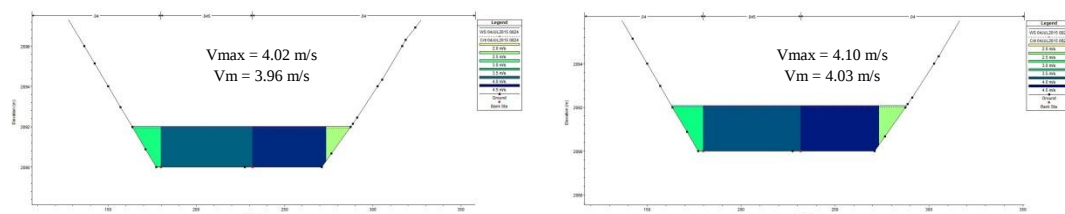
Distribución de velocidades en la sección a los 15 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 20 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 22 min.



Distribución de velocidades en la sección a los 24 min.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 6.1 se muestra un resumen con las características más importantes de las secciones descritas anteriormente. En la tabla se observa la variación del Caudal, la altura de agua y la velocidad tanto máxima como media.

Tabla 6.1: Características más importantes de las secciones en estudio.

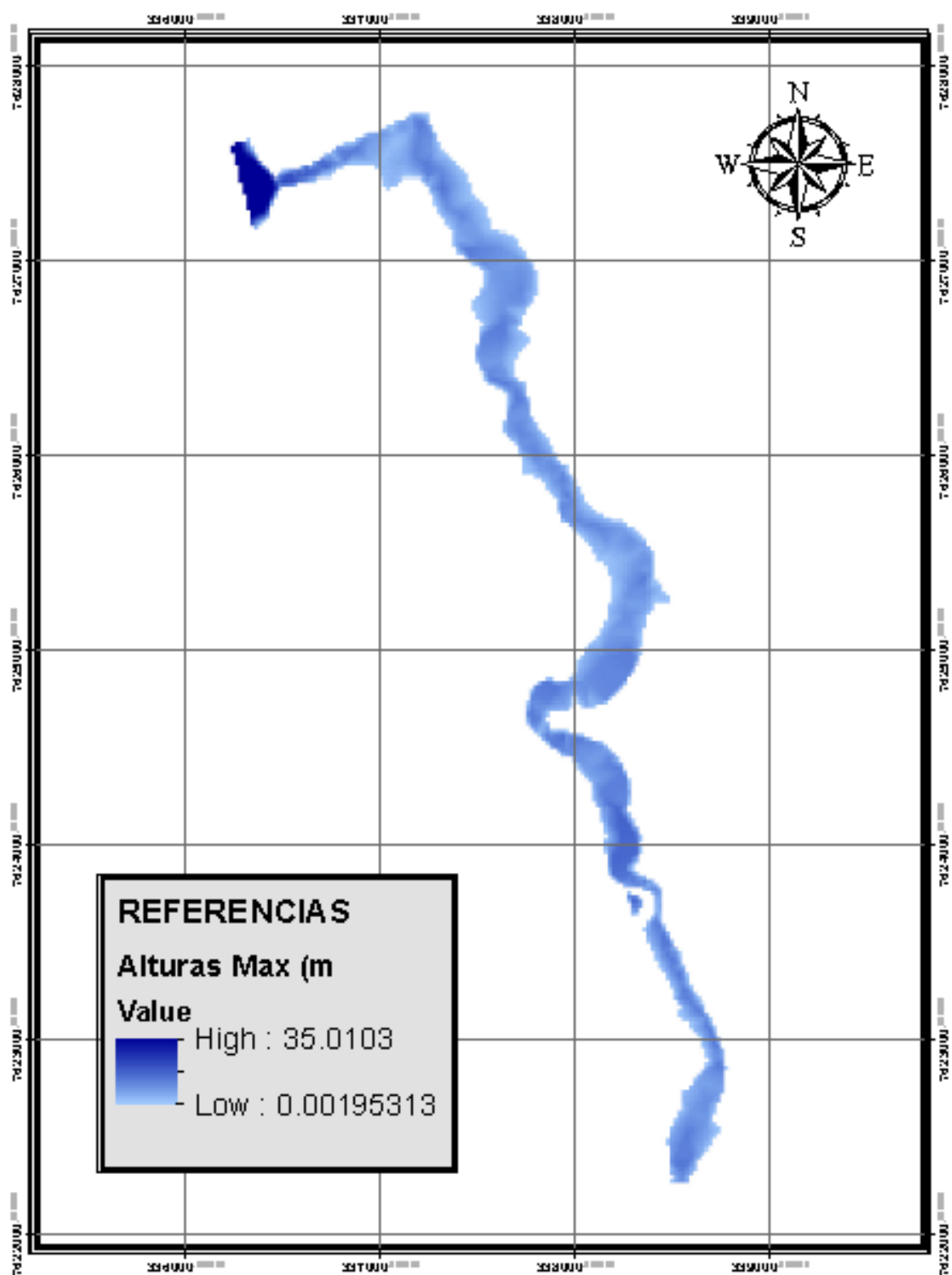
1er. Escenario	Sección	6481 (Poblado de Caldera Chica)				5521 (Poblado de Yesera Sud)			
	Tiempo	Qmax. (m ³ /s)	Hmax. (m)	Vmax. (m/s)	Vm. (m/s)	Qmax. (m ³ /s)	Hmax. (m)	Vmax. (m/s)	Vm. (m/s)
	5	959.07	1.84	3.42	2.91	954.58	2.12	4.18	4.10
	10	999.93	1.89	3.51	2.92	954.67	2.12	4.18	4.10
	15	1099.89	1.96	3.64	3.07	990.97	2.13	4.19	4.13
	20	817.56	1.70	3.10	2.73	1021.15	2.21	4.27	4.18
	25					895.92	2.06	4.05	3.99
2do. Escenario	Sección	6481 (Poblado de Caldera Chica)				5521 (Poblado de Yesera Sud)			
	Tiempo	Qmax. (m ³ /s)	Hmax. (m)	Vmax. (m/s)	Vm. (m/s)	Qmax. (m ³ /s)	Hmax. (m)	Vmax. (m/s)	Vm. (m/s)
	5	958.76	1.84	3.42	2.91	954.54	2.12	4.18	4.10
	10	959.82	1.94	3.50	2.94	954.96	2.12	4.18	4.10
	15	1419.86	2.26	4.00	3.31	1163.33	2.34	4.57	4.46
	20	901.40	1.83	3.24	2.76	1291.59	2.53	4.66	4.53
	25					1071.52	2.29	4.32	4.22

Fuente: Elaboración propia.

6.4. RASTER DE ALTURAS Y VELOCIDADES

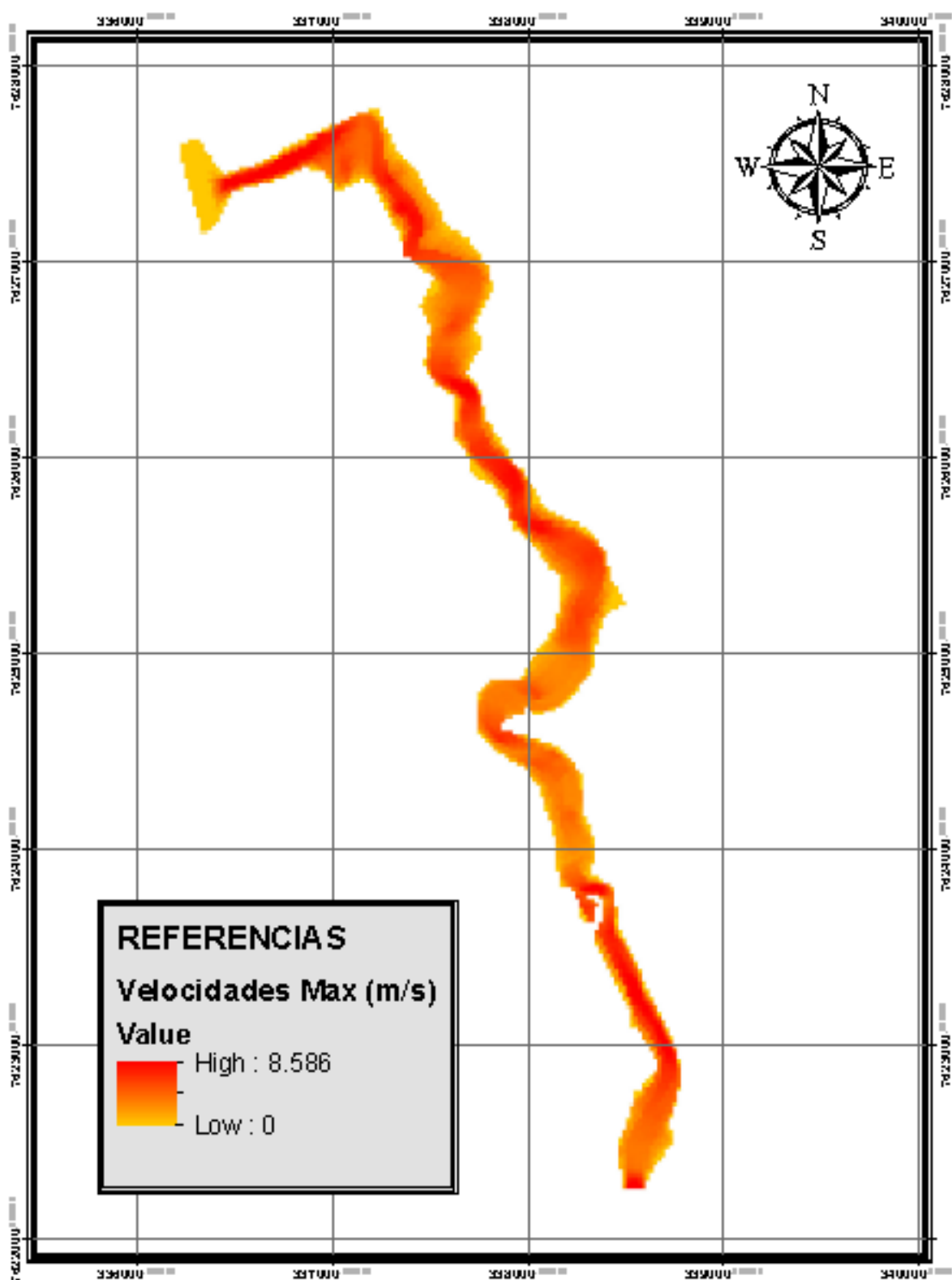
Para una mejor visualización de las zonas inundadas, se utilizara los Raster de velocidad y alturas generadas en el post-proceso, tal como se observa en las siguientes figuras.

Figura 6.35: Raster de alturas máximas obtenidas en el Post-Proceso.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.36: Raster de velocidades máximas obtenidas en el Post-Proceso.



Fuente: Elaboración propia.

Para delimitar la inundación se utiliza los polígonos, obtenidos en el post –proceso y que delimitan los Raster estos se sobreponen en los mapas topográficos o imágenes satelitales de los poblados de Caldera Chica y Yesera Sud.

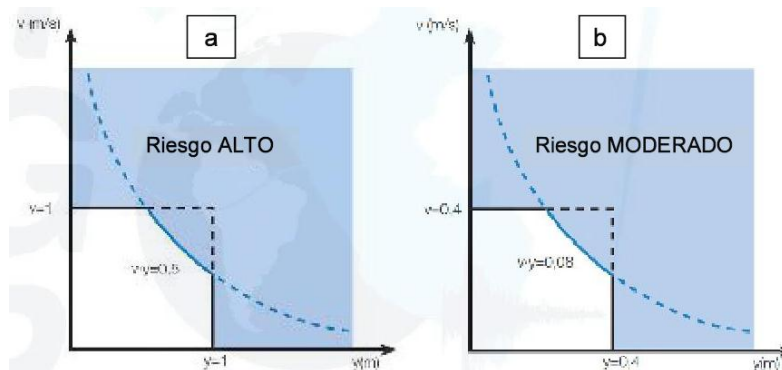
6.5. ESTIMACIÓN DEL RIESGO POR INUNDACIÓN

Es importante tener en cuenta los mapas de riesgo por inundación e implantar un plan de emergencia por rotura de presa.

La inundación por rotura de presa, en el caso de Calderas es del tipo dinámico debido a esto, la afección y los daños generados están en función de variables hidráulicas como la altura del flujo de agua y su velocidad para una sección determinada y un tiempo determinado.

El criterio utilizado en este trabajo para determinar el riesgo de inundación por rotura de presa es el adoptado por la Agencia Catalana del Agua en su publicación “Recomendacions tècniques per als estudis d’inundabilitat d’àmbit local”, donde se presenta los gráficos y se definen los criterios para determinar el riesgo moderado y alto según la velocidad y la altura del agua, tal como se observa en la Figura 6.37.

Figura 6.37: Criterio para determinar los tipos de riesgo.



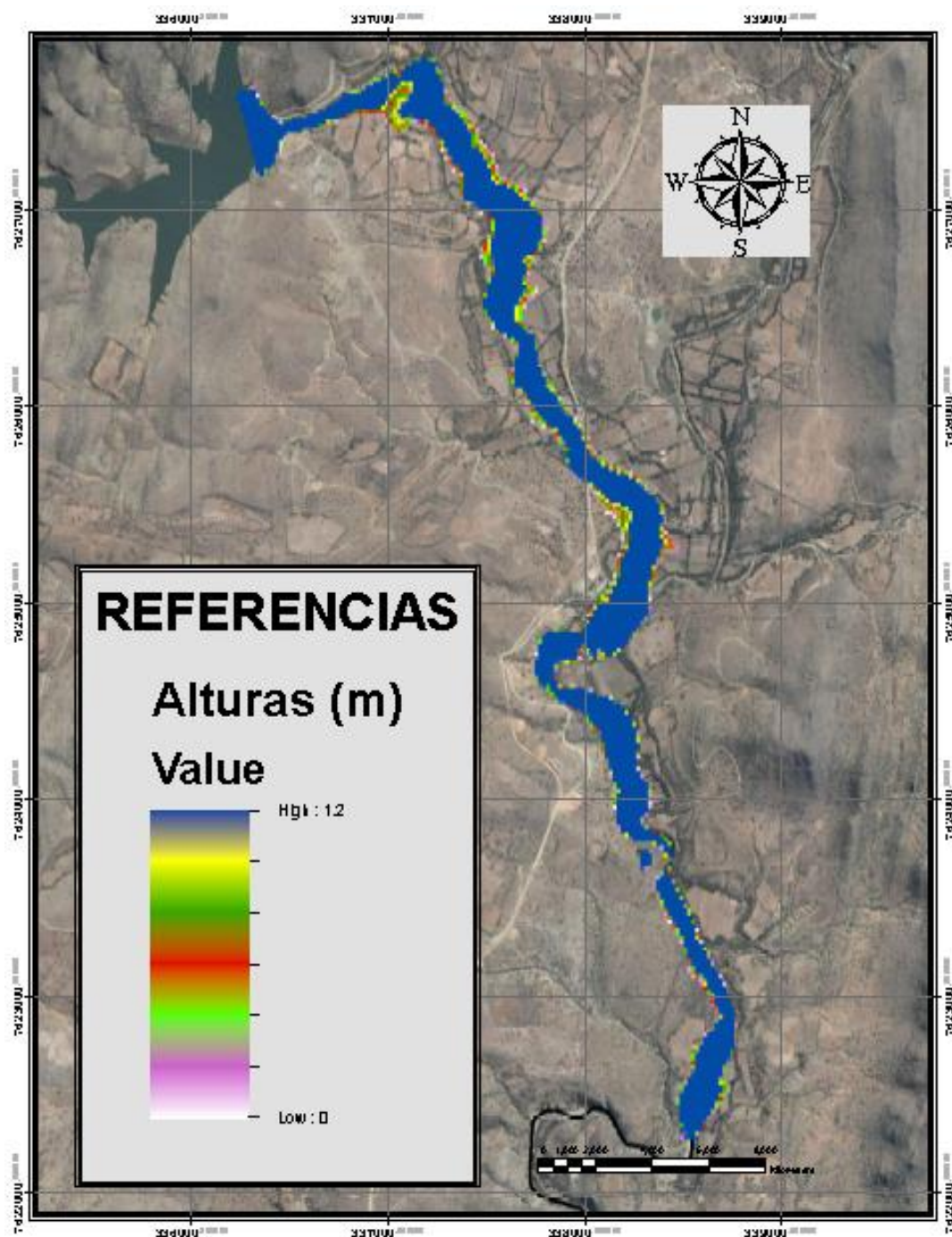
Fuente: Agencia Catalana del agua.

Para obtener envolventes de los mapas de riesgo en cada instante será necesario analizar los raster de alturas y velocidades para los niveles máximos, luego se evaluará las alturas de

agua > 1m y velocidades > 1m/s (zona de riesgo alto) y las alturas > 0.4m y velocidades > 0.4m/s (zona de riesgo moderado).

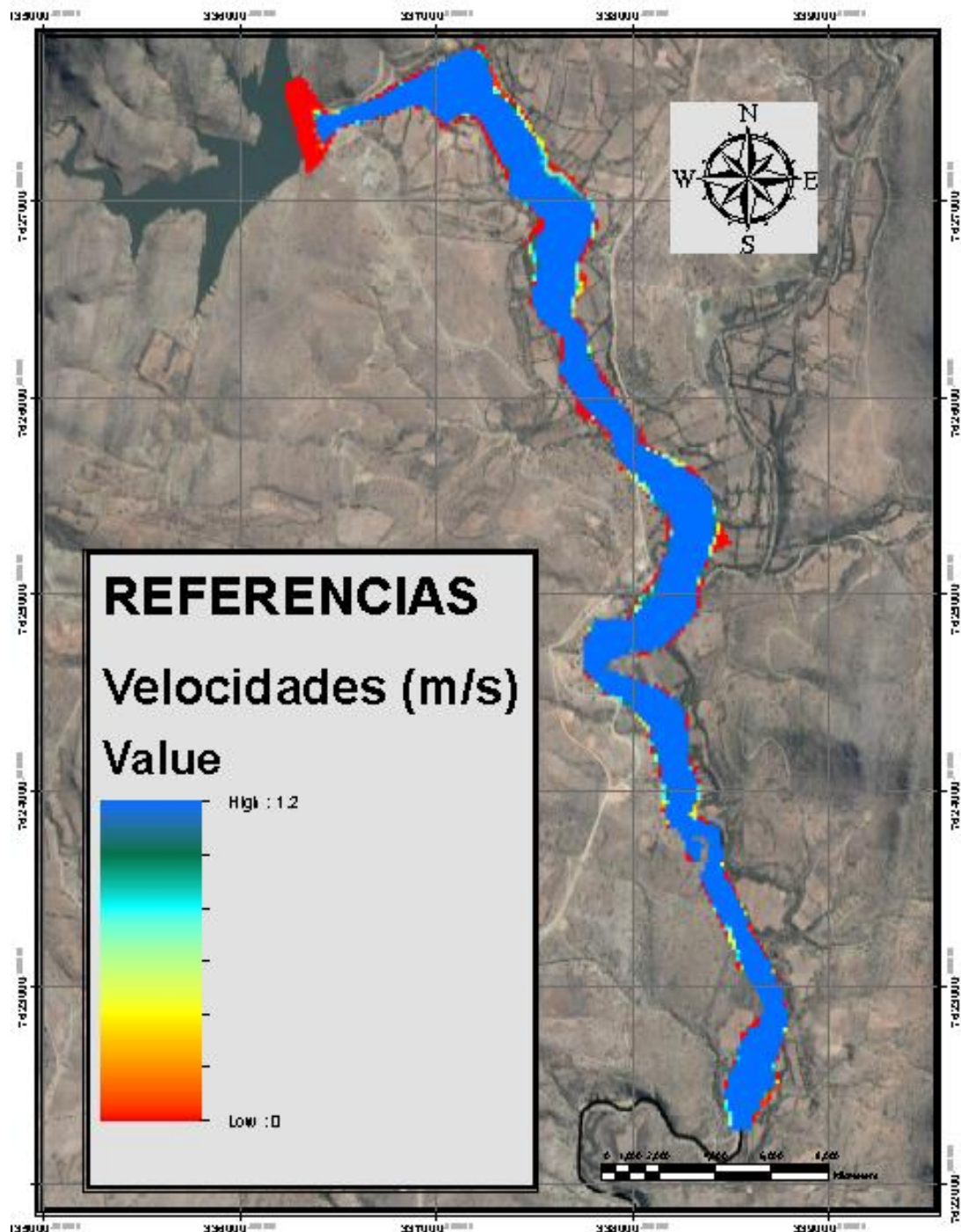
Por medio de los rasters de alturas y velocidades se pudo obtener los mapas de riesgo tanto para las alturas como para las velocidades los cuales se muestran a continuación:

Figura 6.38: Mapa de riesgo en función de las alturas para toda el área en estudio.



Fuente: Elaboración propia.

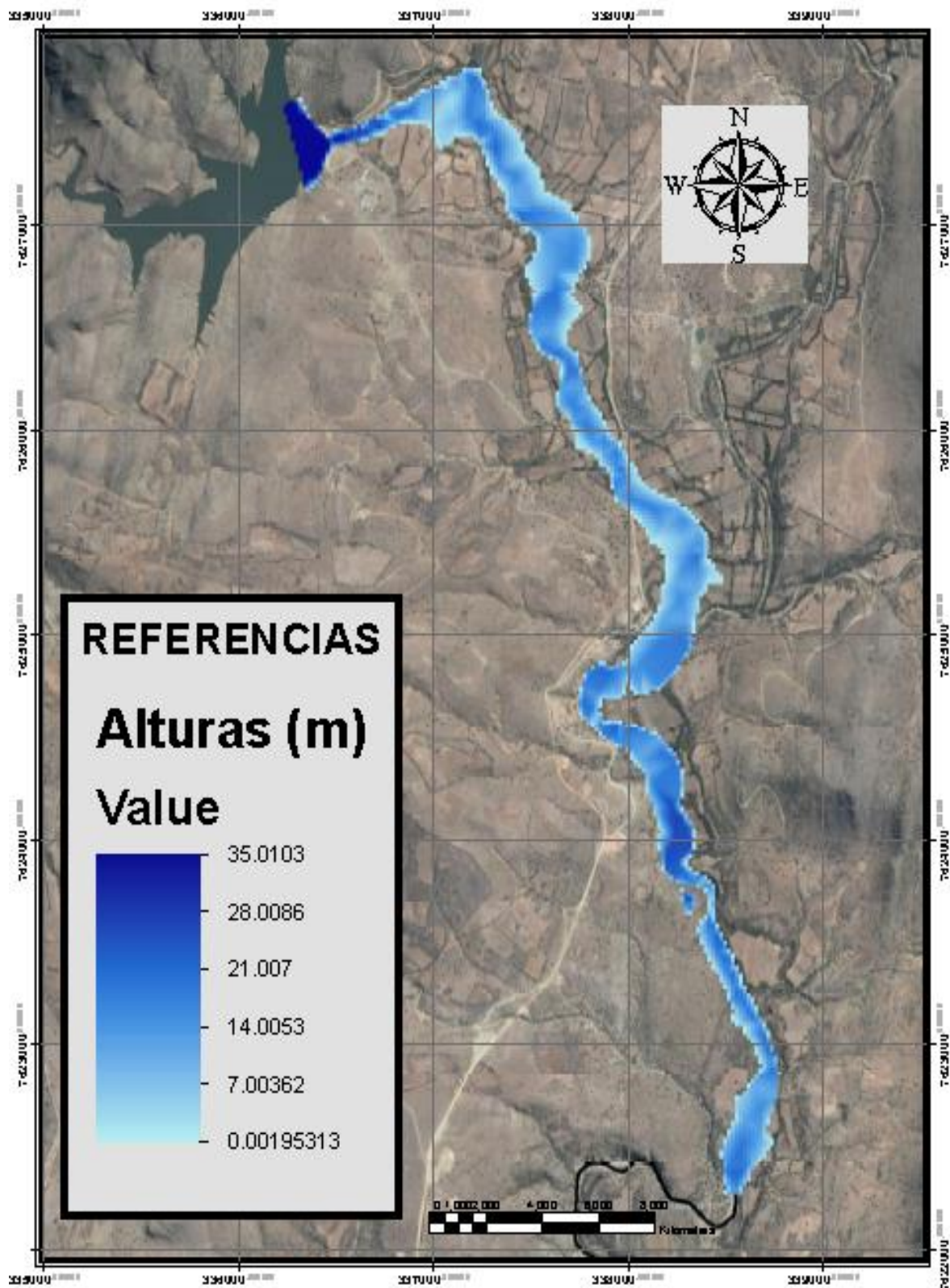
Figura 6.39: Mapa de riego en función de las velocidades para toda el área en estudio.



Fuente: Elaboración propia.

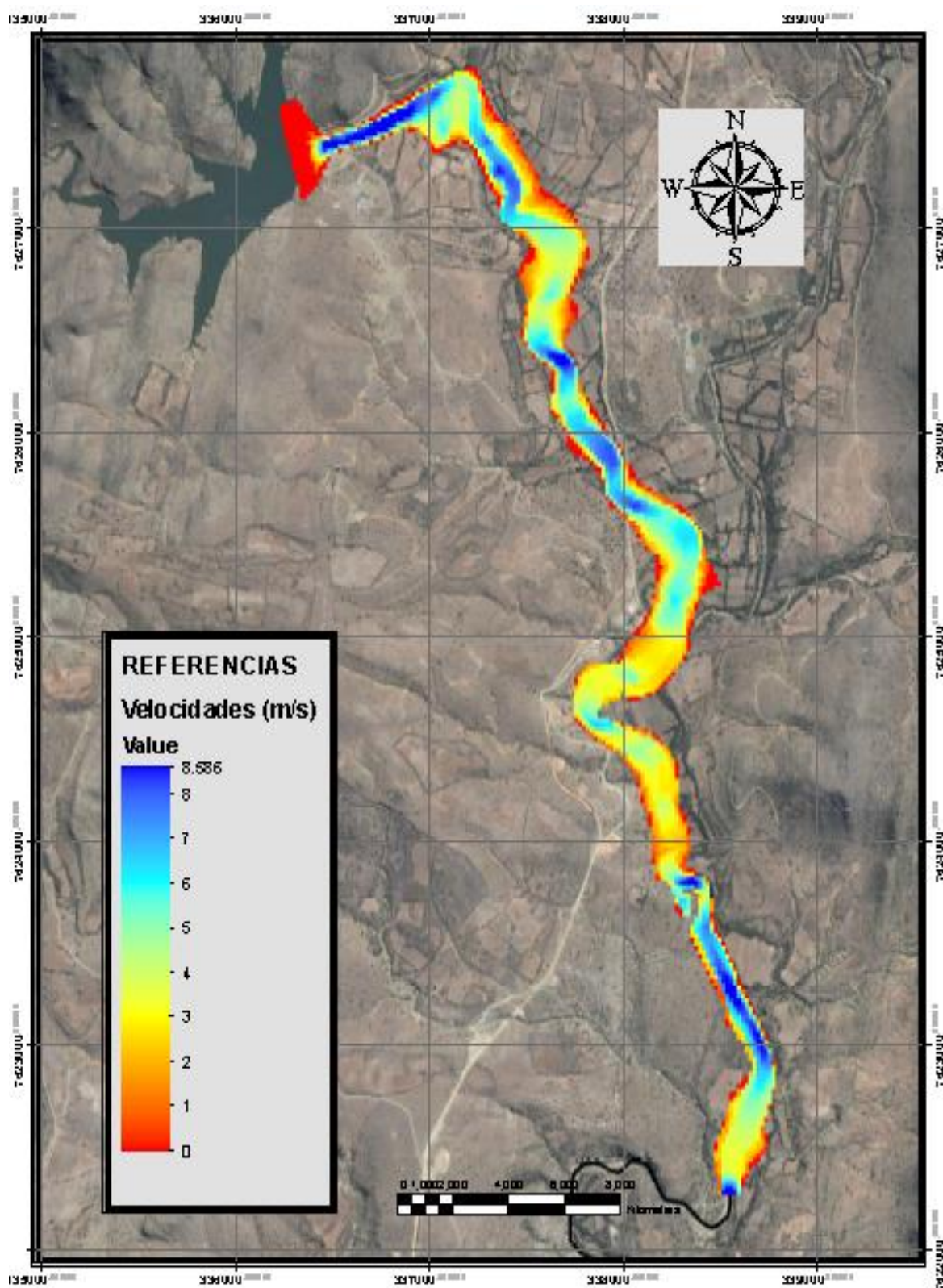
A continuación se presenta los mapas de inundación (Figura 6.40) y velocidades máximas (Figura 6.41), donde se muestra las diferentes alturas y velocidades máximas alcanzadas en el desarrollo de la onda de avenida por rotura de la presa de Calderas.

Figura 6.40: Mapa de alturas de agua para toda el área en estudio.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 6.41: Mapa de velocidades del flujo para toda el área en estudio.



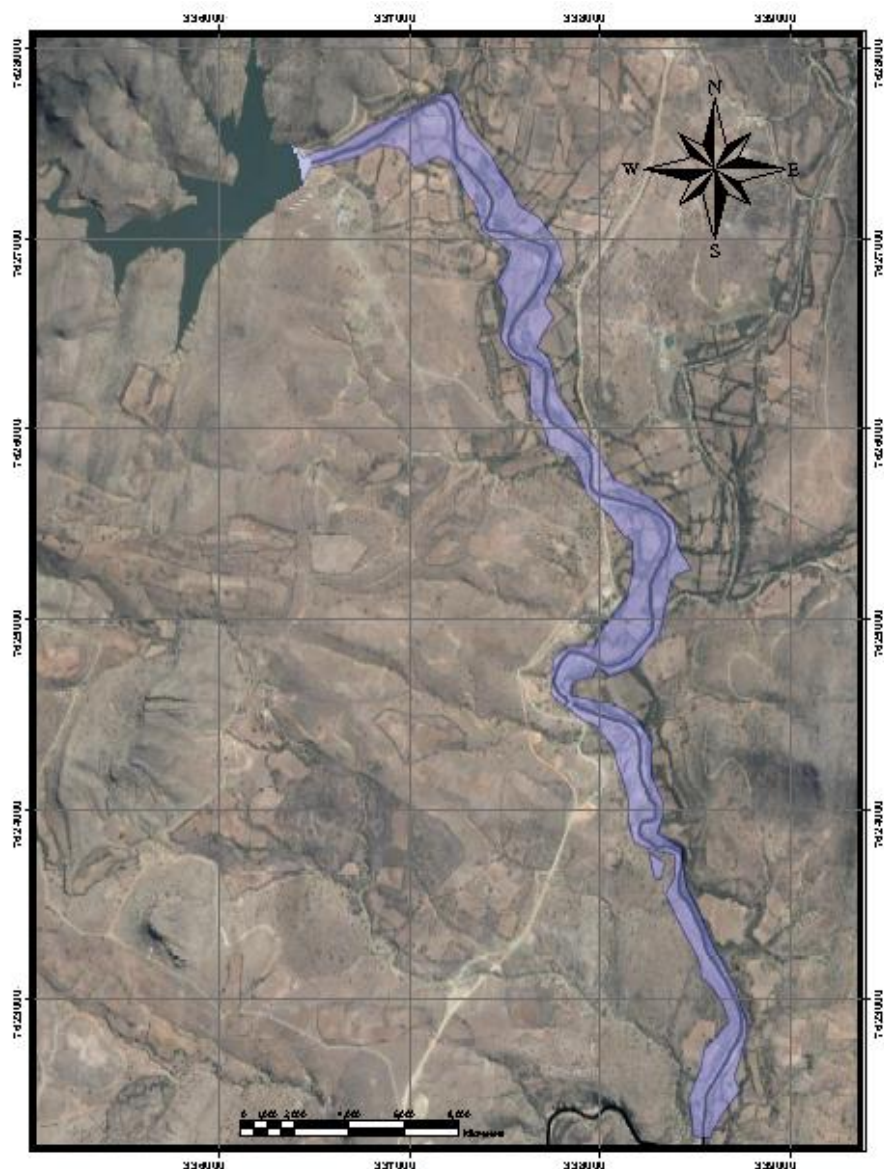
Fuente: Elaboración propia.

6.6. CLASIFICACIÓN DE LA PRESA

De acuerdo con lo expuesto en el capítulo 4 donde se expone la normativa aplicable para la clasificación de presas del cual se elige el siguiente análisis.

Una vez obtenidas las llanuras de inundación para el primer escenario de rotura se procede a realizar la clasificación de la presa en la situación sin avenida tal como lo especifica la normativa española. La llanura de inundación se muestra a continuación:

Figura 6.42: Llanura de inundación.



Fuente: Elaboración propia.

Los valores de los siguientes datos fueron extraídos de forma visible por medio de la aplicación Google Earth, la metodología que se utilizó es la siguiente: trasladar la llanura de inundación al Google Earth para ver cuántas viviendas fueron afectadas, a que servicios esenciales afectó la inundación, que daños materiales se produjeron durante la inundación y que daños medio ambientales produjo la rotura del embalse de Calderas. La llanura de inundación se muestra a continuación:

➤ Número de viviendas afectadas = (CATEGORÍA B)

Se asumió esta categoría ya que el valor de viviendas habitadas es 4 lo cual según la normativa española se asume como una afección aun número reducido de viviendas que va de 1 a 5.

➤ Servicios esenciales afectados = (CATEGORÍA A)

Ya que la onda de avenida generada por la rotura de la presa de Calderas afecta directamente con la comunidad de Caldera Chica el servicio de agua potable de esta comunidad se ve expuesto a riesgo durante la inundación, así como también pasos de quebrada del propio sistema de agua potable de esta comunidad, por esta razón fue clasificada como A ya que no será muy fácil reparar este servicio esencial y también porque la toma para riego que utilizan la comunidad de Caldera Chica y Yesera Sud salen de la presa lo cual si se produjera la rotura de la misma parte de las áreas de cultivables se quedarían sin riego.

➤ Danos materiales = (CATEGORÍA C)

○ Cultivos a secano = (CATEGORÍA C)

El valor del área de cultivos a secano estimados es igual a 15 Ha lo cual según la tabla 4.1 expuesta en el capítulo 4 se evalúa este tipo de cultivos para valores menores a 3000 Ha se define como un daño material moderado.

○ Cultivos con regadío = (CATEGORÍA C)

El valor del área de cultivos con regadío estimados es igual a 48 Ha lo cual según la tabla 4.1 expuesta en el capítulo 4 se evalúa este tipo de cultivos para valores menores a 1000 Ha se define como un daño material moderado.

○ Carreteras = (CATEGORÍA B)

La población de Yesera Norte, Centro y todas las comunidades aledañas se comunican por medio de la carretera provincial Santa Ana - Yesera la cual partes de esta carretera están expuestas a riesgos ya que hay 1 tramo por los cuales pasa la carretera pero no hay puentes en estas zonas, mediante este análisis ésta se define como un daño material a una red provincial.

➤ Daños medio ambientales = (CATEGORÍA A)

En este punto se analizó la posibilidad de que la llanura de inundación dañe la iglesia que está en la comunidad de Caldera Chica ya que esta iglesia se encuentra a 1.5 de desnivel entre la iglesia y el nivel del río, ya que en este tramo según la llanura de inundación tenemos desniveles de hasta 3 m de inundación.

Una vez realizado el análisis de clasificación se asume la clasificación de la presa a los que mayores daños produzca siendo así la clasificación, quedando nuestra presa como (CATEGORÍA A).

CONCLUSIONES

- De acuerdo con el análisis de riesgo por rotura de la presa de Calderas que es una presa de Enrocado con pantalla de hormigón (CFRD), siguiendo la metodología de la normativa española se pudo determinar que la clasificación corresponde a una categoría A, pudiendo afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, o producir daños materiales o medioambientales muy importantes en caso de su rotura.
- Se aplicó una metodología para la realización de modelaciones de rotura de presas en HEC-RAS y también para la estimación de riesgo elaborando mapas de riesgo y de llanuras de inundación con el software ArcGIS.
- Analizando los dos escenarios de rotura se puede concluir que el escenario con mayor afectación es el segundo (rotura en situación de avenida y el nivel del embalse en la coronación), con caudales de 1419.86 m³/s próximo a la sección de Caldera Chica y 1163.33 m³/s próximo al poblado de yesera sud.
- La mayor parte del área delimitada por la llanura de inundación se encuentra expuesta a riesgo alto con tirantes de agua que van hasta los 15 m y velocidades del flujo hasta de 8.5 m/s.
- Se puede concluir que la precisión del presente trabajo de investigación es media, esto debido a que se trabajó con imágenes Raster (30 m x 30 m) para poder generar el Modelo Digital de Elevación DEM en formato Vectorial TIN.

RECOMENDACIONES

- El análisis de riesgo por rotura de presas se debería realizarse y analizarse en la etapa de diseño de las presas.
- Para poder tener un modelo de llanuras de inundación debido a la rotura de presas que se aproxime más a la realidad, se debe trabajar con topografía de mayor precisión.
- Se debería realizar una comparación entre varios modelos que simulan la rotura de presas para así poder elegir cual se comporta o se adapta más a las condiciones de nuestro medio.
- Se debería realizar una cuantificación del costo que significaría la afectación de las áreas de cultivo, vías camineras, afectación a los servicios esenciales y a centros urbanos debido a la inundación generada por la rotura de la presa de Calderas.
- La estación de aforo o sección de control sobre el río Calderas debería seguir funcionando para poder seguir teniendo registros de caudales sobre este río para poder trabajar con datos medidos y reales.
- Usar otros métodos más precisos para la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning.
- Se genere una normativa nacional o departamental para la clasificación de presas en función a su riesgo potencial de rotura.
- Todas las presas de Tarija deberían ser clasificadas para poder generar planes de acción de emergencia (PADE) para poder disminuir los riesgos generados por rotura de presas y así poder disminuir su clasificación de las presas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] VEN TE CHOW, “Hidráulica de canales abiertos”. McGraw-Hill, Colombia, 2004
- [2] CUERVO MUÑOZ ASTRID ELENA, “Comparación de los modelos hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y bidimensional (IBER) en el análisis del rompimiento de presas de materiales sueltos” Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona-España, 2012.
- [3] Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas. “Reglamento técnico sobre Seguridad de presas y embalses”, España, 1996.
- [4] Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas. “Guía técnica para la clasificación de presas en función del riesgo potencial”, España, 1996.
- [5] Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas. “Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el riesgo de inundaciones”, España.
- [6] Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas. “Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas”, España.
- [7] Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas. “Reglamento del dominio público hidráulico”, España.
- [8] ICOLD “Dam Break Flood Analysis, boletim 111”, 1998.
- [9] ALFONZO F; PEUSER G; BERTONI J Y MENAJOVSKY S. “Estimación de relaciones paramétricas para brechas en rotura de presas de tipo CFRD”, Universidad Nacional de Córdoba – Argentina, 2010.
- [10] BAUTISTA CARLOS F. “Deducción de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado a partir de las ecuaciones de Saint Venant”, 2007.
- [11] BLADE E. J SÁNCHEZ H.P. NINEROLA, D. GÓMEZ, M “modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable”, 2009.

- [12] CEA, LUIS BLADE, ERNEST “modelación matemática en lecho fijo del flujo en ríos-Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable”.
- [13] FOX, ROBERT MCDONALD, T. ALAN “introducción a la mecánica de fluidos” cuarta edición McGraw-Hill, México. 1995.
- [14] HEC-RAS “River analysis system” Guía de aplicación U.S Army Corps of Engineer. Versión 4.1, 2010.
- [15] HEC-RAS “River analysis system” Guía de referencias U.S Army Corps of Engineer. Versión 4.1, 2010.
- [16] HEC-RAS “River analysis system” Notas de realization U.S Army Corps of Engineer. Versión 4.1, 2010.
- [17] HEC-RAS “River analysis system” Manual del usuario U.S Army Corps of Engineer. Versión 4.1, 2010.
- [18] STREETER, VICTOR “Mecánica de los fluidos” Sexta edición McGraw-Hill, México, 1975.
- [19] ROCHA ARTURO, “Introducción a la hidráulica fluvial”. Primera edición Universidad Nacional de Ingeniería, Perú, 1998.
- [20] LÁBAQUE MARÍA, “Propuesta para la Confección de Planes de Emergencia por Rotura de Presas en la Provincia de Córdoba. Aplicación al Dique San Roque, Tesis de maestría, Universidad Nacional de Córdoba, Córdoba-Argentina, 2009.