

CAPITULO 1. GENERALIDADES

1.1 Selección y definición del tema del proyecto

1.1.1 Título del proyecto

Diagnóstico hidráulico de las fallas en el aliviadero de la presa “La Hondura” y sus posibles soluciones.

1.1.2. Información general de la zona de proyecto

La presa La Hondura fue construida por el PERTT (Programa Ejecutivo de Rehabilitación de Tierras Tarija) por la modalidad de administración directa, la construcción dio inicio el 01 de Septiembre de 2006 y concluyó el 15 de diciembre de 2008, haciendo un total de 208 días calendario de periodo total de construcción.

El material para el cuerpo de la presa fue extraído de un banco ubicado en el estribo izquierdo, y del vaso de almacenamiento.

Durante el primer llenado se presentaron problemas de asentamientos que provocaron una fisura longitudinal que fue resuelta con la aplicación de hormigón en masa para su correspondiente relleno. Adicionalmente se presentaron filtraciones que fueron disminuyendo progresivamente. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

1.2 El problema de la investigación

El correcto funcionamiento de la presa La Hondura emplazada sobre el río Pajchani garantizará agua de riego a las comunidades beneficiarias durante toda la vida útil para la que fue construida, y en la actualidad a pocos años de su inauguración tiene problemas serios en su obra de excedencias que fueron provocados por un mal diseño y construcción.

1.2.1 Planteamiento del problema

En el departamento de Tarija, a lo largo de los últimos años se han construido varias presas de materiales sueltos, debido a su menor costo en comparación a presas de hormigón, y debido a la disponibilidad de materiales cercanos en la zona del proyecto.

La causa fundamental de la falla de este tipo de presas es el desbordamiento, que se atribuye a un mal diseño y construcción de su vertedero de excedencias, ya que, éste representa la seguridad de la presa, es por eso que es la obra más importante y conlleva un mayor costo de construcción.

Tales causas que podrían llevar a dicha falla se hacen presentes en el aliviadero de la presa La Hondura, la cual fue construida sin un diseño previo.

Entre las más relevantes anomalías en la estructura, que pudieron provocar defectos consecuentes se tiene: una mala ubicación, sobre el estribo derecho en una ladera muy erosionable, la rápida o conjunto de descarga cambia de dirección longitudinal en un ángulo considerable, el final del vertedero no termina al mismo nivel de lecho del río, no cuenta con colchón amortiguador sobre el lecho del río. La bibliografía recomienda evitar este tipo de aspectos en el diseño y construcción de aliviaderos.

En este caso en particular, la combinación de estos errores provocó fallas alarmantes como; erosión en la ladera y una gran socavación al final del vertedero, generando inestabilidad a la rápida o conjunto de descarga la cual presenta asentamientos y fisuraciones de gran magnitud.

Esta situación hace necesario un diagnóstico hidráulico del vertedero de excedencias, para verificar si sus dimensiones son las correctas, y así poder realizar adecuaciones y mejoras buscando alternativas de solución a su problema, tratando a su vez de disminuir la erosión de la ladera y diseñar un colchón amortiguador para detener la socavación en el lecho del río.

1.2.2 Formulación del problema

¿El funcionamiento del vertedero de excedencias es el adecuado? ¿Qué tipo de aliviadero sería el más conveniente para este embalse? ¿Qué tipo de colchón amortiguador se debe diseñar en el lecho del río que se considere técnicamente y económicamente más favorable para evitar la socavación?

1.2.3 Sistematización del problema

¿Son adecuadas las dimensiones de la sección vertedora y la rápida o conjunto de descarga?

¿Qué magnitud de caudal es capaz de evacuar el aliviadero de la presa La Honduras?

¿Qué mejoras y adecuaciones son necesarias para que el aliviadero actual funcione bien?

¿Qué estructura de disipación se diseñará para vencer el desnivel que se tiene en el vertedero respecto al lecho del río?

¿Qué tipo de colchón amortiguador se adecuará para este tipo de topografía?

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Objetivo General

- Identificar los motivos y causas de las fallas que provocan un mal funcionamiento hidráulico del vertedero de excedencias de la presa “La Honduras”, realizando un análisis hidrológico e hidráulico para así buscar las posibles soluciones y adecuaciones necesarias.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar un análisis hidrológico de la cuenca de aporte para poder estudiar su comportamiento ante una avenida.
- Obtener los caudales pico de crecida y su respectiva laminación en el embalse para obtener los valores de diseño de la obra de excedencias.
- Verificar las dimensiones actuales de la estructura a través de un recalcu de sus componentes para poder identificar las causas de falla hidráulica.
- Verificar si la estructura actual tiene la capacidad de evacuar una tormenta extrema que será definida de acuerdo a recomendaciones de la bibliografía.
- Comparar los resultados obtenidos con los resultados del estudio a diseño final de la presa “La Honduras” para identificar las posibles causas de falla en el funcionamiento.
- Diseñar la estructura de disipación más conveniente para vencer el desnivel que se tiene en el final del vertedero respecto al lecho de la quebrada.
- Escoger y diseñar el colchón amortiguador más óptimo para el tipo de topografía y así reducir la socavación en el lecho de la quebrada.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 Justificación Académica

Aplicar los conocimientos adquiridos sobre el diseño de presas, de manera que se pueda interactuar el ámbito teórico con la aplicación práctica que conlleva el diagnóstico hidráulico de las fallas en el aliviadero de la presa “La Hondura” y sus posibles soluciones. Razones argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos al objeto del perfil.

1.4.2 Justificación Técnica

Realizar el diagnóstico hidráulico de las fallas en el aliviadero de la presa “La Hondura” y sus posibles soluciones, haciendo un análisis de porqué se ubicó en ese sitio el aliviadero; como el cálculo correspondiente a los componentes que le faltan para un óptimo funcionamiento, buscando que el diseño sea económico y técnicamente aceptable.

1.4.3 Justificación Social

Mantener un proyecto en correcto funcionamiento representa una satisfacción a las necesidades para el cual fue concebido, el desbordamiento del embalse La Hondura sería una eventualidad desastrosa para todos los beneficiarios debido a que no se garantizará agua de riego para poder mejorar la producción agrícola y así tener mejores ingresos, al igual que sería una gran pérdida para el estado por todos los recursos invertidos en este proyecto.

1.4.4 Justificación Institucional

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

Mediante la materia CIV-501 “PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL I” Y CIV-502 “PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL II” procura integrar exitosamente al mercado integral a los futuros profesionales.

1.5 MARCO DE REFERENCIA

1.5.1 Teórico

- **El vertedero.-** Llamado también aliviadero, es el nombre de una estructura hidráulica cuya finalidad es la de permitir que pase el agua a los escurrimientos superficiales. El vertedero hidráulico cumple diferentes funciones entre las que se destacan, garantizar que la estructura hidráulica ofrezca seguridad, pues impide que se eleve el nivel de aguas arriba sobre el nivel máximo. Garantizar que el nivel de agua tenga poca variación en el canal de riego aguas arriba. Componerse en una zona de una sección de aforo que tenga el río o el arroyo.
- **Vertedero en una presa.-** Un vertedero es la zona de la estructura que permite poder evacuar las aguas habitualmente o tener el control del nivel del reservorio de agua. Por lo general son descargadas las aguas más cercanas a la superficie que están libres en el embalse, en oposición a las descargas del fondo, las cuales salen de forma controlada desde lo más profundo del embalse.
- **Clasificación de vertederos en presas.-**
 - **Aliviaderos de caída libre.-** Están asociados a presas de arco o de contrafuertes donde el espesor del concreto y la geometría general no sean favorables para guiar la vena líquida desde la cresta hasta la parte inferior; si la roca de cimentación es resistente a la erosión, el agua se puede dejar caer libremente sin protección; pero en caso contrario se debe prever alguna estructura para disipar energía cinética del agua y amortiguar el impacto
 - **Aliviaderos con caída en rápido.-** Se localizan en una sección reducida de la presa de tipo gravedad, sobre la cual se permite el paso del flujo del agua, La cresta se forma para ajustarse a la vena líquida en las condiciones de descarga máxima. Si la roca de cimentación es compacta y de buena calidad, la parte inferior de la descarga

se puede diseñar como un deflector o un salto de esquí; si la cimentación es erosionable se requerirá de la construcción de un tanque disipador de energía.

- **Aliviaderos con tiro vertical.**- Tienen una entrada de embudo que conecta a un túnel en cuyo extremo inferior puede existir un deflector o una estructura disipadora de energía, esta forma de vertederos se adapta a presas de embalses muy encañonados, gastos relativamente pequeños y en el que el agua que fluya a través de ellos esté libre de objetos que pueda obstruirlos.
 - **Aliviaderos con descarga directa en canal.**- Están asociados a presas de tierra, enrocamiento o concreto cuando por alguna razón no conviene que sean vertedoras, Se considera buena práctica de ingeniería no ubicar este tipo de vertederos sobre presas de tierra o enrocado debido a que estas estructuras están sometidas a algún grado de asentamientos después de terminada la construcción; tales asentamientos podrían provocar movimientos verticales y agrietamientos en el canal de descarga del vertedor. El agua que fluye en dichas descargas puede adquirir velocidades del orden de 40 o 50 m/s dependiendo del desnivel, la pendiente y la rugosidad del canal. Con estas velocidades, cualquier desalineamiento de los planos de revestimiento puede provocar muy altas presiones hidrostática en la cara inferior de la losa y levantarla, trayendo como consecuencia el fracaso de la estructura y de la misma presa.
 - **Vertedero con canal lateral.**- Estos vertederos tienen la particularidad de que el eje del canal de descarga es paralelo o casi paralelo al eje de la sección vertedora, la cual a su vez es paralela o casi paralela al eje de la corriente. Los elementos que lo conforman se pueden mencionar como sigue: acceso, sección de control, canal colector, canal de descarga y deflector o estructura disipadora de energía. Generalmente están asociados a presas de tierra o tierra y enrocado construidas en ríos encañonados y con grandes avenidas, o donde se requieren grandes longitudes de cresta.
- **Partes de un aliviadero**

- **Canal de aproximación.-** Es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla a la estructura de control o sección vertedora, garantizando una distribución uniforme del flujo en dicha sección.
- **Sección vertedora.-** Es aquella que regula la descarga directamente del embalse. Esta sección define la capacidad de evacuación de un aliviadero.
- **Transición.-** Es una estructura que se ubica entre el cimacio y la rápida con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones o ambas, de la sección transversal, de la cual se puede prescindir en dependencia de las dimensiones del vertedor.
- **Rápida.-** Es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen de circulación supercrítico.
- **Estructura terminal o disipadora de energía.-** Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al circular por la rápida, debido a su pendiente, evitando así la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero.
- **Canal de salida.-** Es el encargado de conducir el agua hasta el cauce viejo del río.
- **Laminación de tránsito de avenidas.-** La laminación es un fenómeno natural que se produce en los ríos. Si no hay aportaciones o detracciones significativas de caudal en un tramo, se comprueba que las variaciones, tanto en sentido creciente como en decreciente, son menores en la sección aguas abajo que aguas arriba, es decir, se produce una atenuación en las desviaciones respecto al caudal medio. Esto se traduce en una disminución de los caudales máximos y un incremento de los mínimos al pasar a través del recorrido del río. Así, una avenida con una única punta se convierte en otra con un caudal máximo menor, que se retrasa en el tiempo y como el volumen total del agua circulante es constante, tiene una mayor duración. Físicamente, cuando los caudales son crecientes, parte del agua que entra sale por el otro extremo y parte se almacena en el ramal. El agua almacenada incrementará los caudales de salida cuando estos estén ya en disminución. Si en el tramo hay un embalse, el efecto de la laminación suele ser mayor y depende de la superficie de

espejo del agua. Algo similar sucede en las grandes llanuras de inundación en las que las áreas mojadas son mayores y el efecto de la laminación es más notable. Si el embalse no está lleno, queda lo que se denomina un resguardo, y se puede almacenar en él la parte inicial de la avenida o hacerla desaparecer por completo si su volumen es inferior a este resguardo.

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

1.5.2 Conceptual

- El embalse: Es el volumen de agua que queda retenido por la presa.
- El vaso: Es la parte del valle que, inundándose, contiene el agua embalsada.
- La cerrada o boquilla: Es el punto concreto del terreno donde se construye la presa.
- La presa o cortina: Propiamente dicha, cuyas funciones básicas son, por un lado garantizar la estabilidad de toda la construcción, soportando un empuje hidrostático del agua, y por otro no permitir la filtración del agua.
- Los paramentos, caras o taludes: Son las dos superficies más o menos verticales principales que limitan el cuerpo de la presa, el interior o de aguas arriba, que está en contacto con el agua, y el exterior o de aguas abajo.
- La coronación o coronamiento: Es la superficie que delimita la presa superiormente.
- Los estribos o empotramientos: Son los laterales del muro que están en contacto con la cerrada contra la que se apoya.
- La cimentación: Es la parte de la estructura de la presa, a través de la cual se transmiten las cargas al terreno, tanto las producidas por la presión hidrostática como las del peso propio de la estructura.

- El aliviadero o vertedero: Es la estructura hidráulica por la que rebosa el agua excedente cuando la presa ya está llena.
- El desagüe de fondo o descargador de fondo: Permite mantener el denominado caudal ecológico aguas abajo de la presa y vaciar la presa en caso de ser necesario (por ejemplo, durante emergencias por posible falla de la presa).
- La toma: Es utilizada para extraer agua de la presa para un cierto uso, como puede ser abastecimiento a una central hidroeléctrica o a una ciudad.
- La erosión: Es la degradación y el transporte del suelo o roca que producen distintos procesos en la superficie de la Tierra. Entre estos agentes está la circulación de agua o hielo, el viento, o los cambios térmicos.
- La socavación: Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, uno de los tipos de erosión hídrica. Puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, a los remolinos del agua, especialmente allí donde encuentra algún obstáculo la corriente, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos.

1.5.3 Espacial

La presa “La Hondura” donde se pretende dar solución a los problemas mencionados se encuentra ubicada en el Estado Plurinacional de Bolivia, Departamento de Tarija primera sección de la provincia Méndez. A pocos kilómetros de la población de San Lorenzo.

1.5.4 Temporal

El diagnóstico a las fallas de un vertedero de excedencias parte de datos de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones cercanas a la cuenca, que en este caso en específico es la estación Trancas, la estación Tucumillas, la estación de Tomatas, la estación de Canasmoro, la estación de Tarija Cancha y la estación de San Lorenzo con datos disponibles desde el año 1986 hasta el 2012, datos que serán correlacionados con la estación patrón.

1.6. ALCANCE

El alcance de este proyecto contempla:

- Recopilación de información por parte del proponente.
- Inspección de campo.
- Estudio topográfico a detalle de toda la zona del vertedero.
- Obtención de datos de precipitaciones del SENAMHI de las estaciones cercanas y realizar el respectivo análisis de la información.
- Determinación de la tormenta de proyecto.
- Obtención del número de curva para las abstracciones mediante el programa Arc-Gis
- Determinación de los caudales máximos de crecida mediante la utilización del programa Hec-Hms.
- Obtención de los caudales máximos de crecida mediante la fórmula racional con fines comparativos.
- Realizar el tránsito de avenidas a través del programa Hec-Hms y mediante un método analítico para comparar los resultados.
- Verificar si las dimensiones del aliviadero son adecuadas para evacuar los caudales de crecida laminados que se escogerán.
- Realizar una modelación hidráulica del aliviadero en el programa Hec-Ras.
- Identificar y las causas de los problemas existentes
- Diseñar mejoras y adecuaciones para que el vertedero actual funcione bien.
- Diseñar una estructura complementaria para vencer el desnivel que se tiene entre el fin del vertedero y el lecho de la quebrada que puede ser una rápida, caída escalonada, etc.
- Diseñar un colchón amortiguador que sea el más adecuado para esta presa.
- Planos.



CAPITULO 2 DIAGNÓSTICO TECNICO

2.1 Datos generales de la presa La Hondura

2.1.1 Ubicación geográfica

La presa “La Hondura”, se encuentra ubicada en el Municipio de San Lorenzo en la provincia Méndez de la ciudad de Tarija, al oeste de la población de San Lorenzo.

Mapa 2.1 Ubicación del departamento de Tarija

2.1.1.1 Latitud y longitud.

Figura 1.1 Ubicación de la presa La Hondura



Latitud Sur 21° 22'54''	Longitud Oeste 64° 47'6''	Altitud 2024.788 m.s.n.m.
-------------------------	---------------------------	---------------------------

2.1.1.2 Límites territoriales.

Tiene como límites a los siguientes espacios geográficos:

- Al Norte: Localidad de Canasmoro.
- Al Sur: Localidad de Calama.
- Al Oeste: Carretera al norte.
- Al Este: Localidad de Lajas Merced

2.2 Antecedentes

La presa La Honduras fue construida por el PERTT (Programa Ejecutivo de Rehabilitación de Tierras Tarija) por la modalidad de administración directa, la construcción dio inicio el 01 de Septiembre de 2006 y concluyó el 15 de diciembre de 2008, haciendo un total de 208 días calendario de periodo total de construcción.

El material para el cuerpo de la presa fue extraído de un banco ubicado en el estribo izquierdo, y del vaso de almacenamiento.

Durante el primer llenado se presentaron problemas de asentamientos que provocaron una fisura longitudinal que fue resuelta con la aplicación de hormigón en masa para su correspondiente relleno. Adicionalmente se presentaron filtraciones que fueron disminuyendo progresivamente. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

A continuación se presenta una breve descripción de cada componente de la presa

2.2.1 Cuerpo de la presa

Figura 2.2 Geometría del cuerpo de la presa



Fuente: Viceministerio de recursos hídricos y riego (Unidad Técnica de Presas)

La presa La Hondura está construida con materiales sueltos y es del tipo zonificada, el cuerpo de la presa está constituido por un núcleo central de material arcilloso con taludes de inclinación diferenciados, el talud del núcleo aguas arriba es 1V:1.5H, y el talud aguas abajo 1V:1H. El espaldón aguas arriba está constituido por material granular protegido por un rip rap de espesor promedio de 0,35 m, tiene una inclinación de 1V:3H; el espaldón abajo también es de material granular y el talud tiene una inclinación de 1V:2.5H. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Figura 2.3 Talud aguas arriba de la presa



2.2.2 Vertedor de excedencias

El vertedor de excedencias presenta los siguientes componentes:

- Sección vertedora (tipo abanico) ubicado en el estribo derecho
- Rápida escalonada (con contrahuellas de diferentes dimensiones y ubicación no uniforme)
- Estanque amortiguador (Deficiente)

Figura 2.4 Componentes del aliviadero de excedencias



Fuente: Viceministerio de recursos hídricos y riego (Unidad Técnica de Presas)

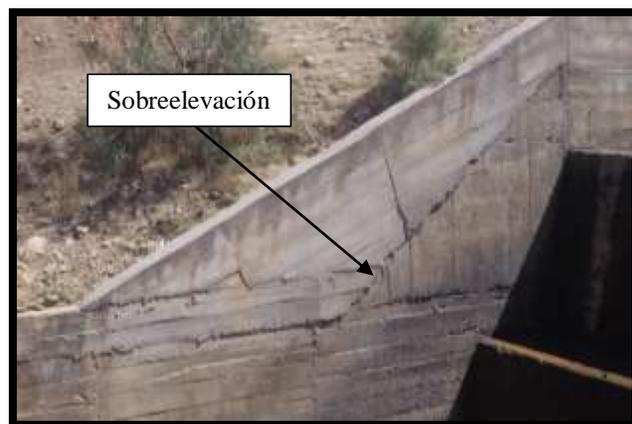
La sección vertedora es del tipo abanico con perfil cimacio de 24 metros de longitud, la altura de los muros laterales es variable desde 1,8 m a 2,3 m en el primer tramo luego del perfil cimacio.

Posterior a la sección vertedora comienza el primer tramo de rápida, que sigue el perfil del terreno natural con una pendiente del 15%, aproximadamente 40 metros luego comienzan caídas escalonadas con diferentes alturas de contrahuella y que también se ajustan al perfil natural del terreno, a los 120 metros se presenta un cambio de dirección con un ángulo interno de 110° dando inicio al segundo tramo de rápida donde los escalones se concentran, la altura de los muros es variable desde 0,6 -1,10 m, la longitud de este tramo es de aproximadamente 70 m. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Inicialmente a la finalización del segundo tramo de la rápida se construyó un gavión con su correspondiente colchoneta, pero la energía cinética que se presentó produjo el colapso de la colchoneta y la erosión del terreno produciendo un estanque amortiguador natural, como medida de emergencia se colocaron rocas de gran tamaño.

Adicionalmente como medida de emergencia se realizó la sobreelevación de los muros laterales en el segundo tramo de la rápida, debido a que el vertedero trabajaba al tope de su capacidad y se producían rebalses por encima de los muros.

Figura 2.5 Sobreelevación de los muros laterales



Fuente: Viceministerio de recursos hídricos y riego (Unidad Técnica de Presas)

2.2.3 Obra de toma

La presa inicialmente no fue concebida con obra de toma, posteriormente a la construcción de la misma se implementó la explotación de la presa por medio de bombeo y la construcción de 2 tanques de almacenamiento de hormigón el primero ubicado cerca de la caseta de bombeo como se muestra en la figura tiene una capacidad de almacenamiento de 150 m³ para beneficiar a aquellos terrenos que se encuentran aledaños al vaso de almacenamiento y el segundo tanque de igual capacidad que se encuentra al ingreso del área de riego. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Figura 2.6 Obra de toma



Fuente: Viceministerio de recursos hídricos y riego (Unidad Técnica de Presas)

2.2.4 Vaso de almacenamiento

El vaso de almacenamiento presenta las condiciones básicas de estanqueidad, la calidad de las aguas embalsadas es mala, con presencia de sedimentos en suspensión. La explotación de la presa es reducida por falta de una adecuada obra de toma el nivel del agua de la presa llega hasta un máximo de 6 metros por debajo del coronamiento manteniéndose la mayor parte del año llena, el agua no se renueva lo que afecta directamente a la calidad de este recurso (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Tabla 2.1 Volúmenes característicos presa La Hondura

Volúmenes Característicos	
Volumen Total de Almacenamiento	1.187 hm ³
Volumen Útil	1.151 hm ³
Volumen Muerto	No se conoce

Fuente: Viceministerio de recursos hídricos y riego (Unidad Técnica de Presas)

Figura 2.7 Vista del vaso de almacenamiento



2.3 Ficha de la presa La Hondura

El Gobierno autónomo del departamento de Tarija, mediante el programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT, registro a la presa La Hondura en el registro de presas, presentando los datos técnicos más importantes.

2.3.1 Ubicación

Río en el que se encuentra la presa	Pajchani	Población Cercana	San Lorenzo
Cuenca hidrográfica inmediata	Pajchani	Camino de acceso	Tarija – San Lorenzo - Pajchani
Cuenca principal	Guadalquivir	Hoja de Carta IGM 1:50000	6629 IV
Departamento	Tarija	Coordenadas Geográficas	Latitud Sur 21° 22'54'' Longitud Oeste 64° 47'6''
Municipio	Méndez	Coordenadas UTM	N: 7634548 E: 314942
Provincia	Méndez		

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.3.2 Datos Generales

2.3.2.1 Datos Técnicos del Embalse y de la Cuenca

Área de la cuenca	719	[Has.]
Uso del Embalse	Riego	
Volumen total de almacenamiento	1187261,60	[m ³]
Capacidad útil del embalse	1151643,80	[m ³]
Volumen de regulación		[m ³]
Nivel de aguas normales (NAN)	2106,30	[m.s.n.m]
Nivel mínimo de embalse	2088,0	[m.s.n.m]
Nivel de aguas muertas	2088,00	[m.s.n.m]
Precipitación media anual de la cuenca	650	[mm]
Aporte medio anual de la cuenca	2804100	[m ³ /año]
Altura media de la cuenca principal	2386	[m.s.n.m.]

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.3.2.2 Datos Técnicos de la Presa

Tipo de presa	Método de Presa de Material Homogéneo con Núcleo Central	
Material de Construcción	Material Granular en los Espaldones, con Núcleo de Material Arcilloso	
Longitud de coronamiento	356	[m]
Ancho de coronamiento	4.60	[m]
Cota de coronamiento (presa)	2106.90	[m.s.n.m]
Altura máxima desde el nivel del lecho de río	23.70	[m]
Altura máxima desde el nivel de fundación	25.70	[m]
Talud aguas arriba (H:V)	1: 3.5	
Talud aguas abajo (H:V)	1:03	

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.3.2.3 Datos Técnicos de la Obra de Excedencia

Posición: (con respecto al cuerpo de la presa)	Lateral , sobre el margen Izquierdo	Caudal de diseño	143,4 [m ³ /s]	
		Periodo de Retorno	1000 [años]	
Longitud de la cresta	9 [m]	Estructura de disipación al final del aliviadero:	SI(X)	No ()

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.3.2.4 Datos sobre Sistema de Monitoreo

Puntos fijos de control (topográficos):	No cuenta
Sistema de instrumentación:	No cuenta
Encargado de la O+M	No definido

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.3.2.5 Datos de Diseño y Construcción

Fase	Nombre/Institución	Año	Periodo de Construcción:	Desde el 01 de Septiembre del 2006 al 15 de Diciembre del 2008
Elaboración y Diseño	Empresa Constructora EMITA S.R. L.	2006	Empresa Constructora:	PERTT
Elaboración del Diseño Final:	P E R T T			

Fuente, Programa ejecutivo de rehabilitación de tierras Tarija PERTT

2.4 Problemas identificados en el aliviadero de excedencias

1. Erosion exagerada en la ladera donde se sitúa el conjunto de descarga del aliviadero



Fuente, galería personal

2. Asentamientos y fisuras en el conjunto de descarga.



Fuente, galería personal

3. Exagerada socavación en el lecho del rio donde desemboca el aliviadero.



Fuente, galería personal

El problema radica en que el vertedero no fue emplazado correctamente, debido a que el nivel de desfogue está aproximadamente 5 metros por encima del nivel de la quebrada donde se deriva el agua excedente.

La pendiente de la rápida es excesiva por lo tanto se generan velocidades erosivas en varias zonas de la misma, el escalonado fue propuesto más como medida de reducción de hormigón estructural, que como elemento de disipación de energía, por lo tanto al final de la rápida la energía generada no se disipa con las medidas propuestas.

La colocación de rocas de gran tamaño en la zona del estanque amortiguador que se generó como consecuencia de la erosión producida no es una solución definitiva porque la erosión de los taludes no fue controlada en su totalidad. (Ministerio de Medio Ambiente y Agua, 2013)

Tabla 2.2 Resumen de los problemas identificados en el aliviadero

Problema
1. Erosión de la ladera y de la base del aliviadero
2. Fisuras y asentamientos en el conjunto de descarga teniendo un alto riesgo de colapso
3. Socavación en el lecho del río

Fuente, elaboración propia

CAPITULO 3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.1 Análisis hidrológico

Actualmente, el estudio hidrológico se basa en la interacción de los elementos presentes en la atmósfera, suelo y vegetación, que están involucrados en el ciclo del agua y en el balance energético. (Gómez García, 2009)

Sin embargo, en estudios de eventos extremos, el análisis de balance energético se hace irrelevante y el resultado depende únicamente de la respuesta de la cuenca a una parte del ciclo hidrológico, (Gómez García, 2009) la cual está compuesta de los siguientes procesos: precipitación, infiltración y escurrimiento.

3.1.1 Caracterización morfológica de la cuenca

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

3.1.2 Definición de cuenca hidrográfica

Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido. (Chereque Moran, 1989)

3.1.3 Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido, desde que una gota de agua cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta (estación de aforo). Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca. (Villón Bejar, 1994)

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración propuestas por diferentes autores:

➤ **Giandotti:**

$$tc = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{25,3 \cdot S \cdot L}$$

Ecuación .3.1

Donde:

t_c : tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **Ventura-Hevas:**

$$t_c = 0,05 \sqrt{\frac{A}{S}}$$

Ecuación 3.2

Donde:

t_c : tiempo de concentración (h).

A: área de la cuenca (km²)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **U.S.C.E.:**

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{\sqrt[4]{S}} \right)^{0,77}$$

Ecuación 3.3

Donde:

t_c : tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **California:**

$$t_c = 0,066 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,77}$$

Ecuación 3.4

Donde:

t_c : tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **Kirpich:**

$$tc = 0,000325 \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Ecuación 3.5

Donde:

tc: tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **Federal Aviation Agency, FFA:**

$$tc = 0,326 \cdot (1,1 - C) \cdot \frac{(L \cdot 1000)^{0,5}}{60 \cdot (S \cdot 100)^{0,333}}$$

Ecuación 3.6

Donde:

tc: tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

C: coeficiente de escorrentía.

➤ **Pilgrim & McDermott:**

$$tc = 0,76 \cdot (A)^{0,38}$$

Ecuación 3.7

Donde:

tc: tiempo de concentración (h).

A: área de la cuenca (km²)➤ **Témez:**

$$tc = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Ecuación 3.8

Donde:

tc: tiempo de concentración (h).

L: longitud del cauce principal (km)

S: pendiente directa del cauce principal (m/m)

➤ **Valencia y Zuluaga:**

$$tc = \frac{1,7694 \cdot A^{0,325}}{L^{0,096} \cdot So^{0,290}}$$

Ecuación 3.9

Donde:

Tc: tiempo de concentración (h).

A: área de la cuenca (km²)

L: longitud del cauce principal (km)

So: pendiente directa del cauce principal (%)

3.1.3.1 Validación del tiempo de concentración

Las ecuaciones citadas darán resultados diferentes entre sí, debido a que los distintos autores no tomaron los mismos parámetros y algunas son para una zona en concreto, es por eso que se hace necesaria una manera de saber qué valores adoptar para la zona de estudio a través de una verificación de la velocidad.

La bibliografía construyó tablas con valores aproximados de velocidad en un cauce en función de su pendiente:

Tabla 3.3 Velocidades promedio para calcular el tiempo de concentración.

Velocidades promedio aproximadas en m/s del flujo de escorrentía para calcular el tiempo de concentración.				
Descripción del curso de agua	Pendiente en porcentaje			
	0-3	4-7	8-11	>12
No concentrado				
Bosques	0-0,46	0,46-0,76	0,76-1,00	>1
Pastizales	0-0,76	0,76-1,07	1,07-1,30	>1,30
Cultivos	0-0,91	0,91-1,37	1,37-1,68	>1,68
Pavimentos	0-2,59	2,59-4,11	4,11-5,18	>5,18

Fuente, (Aparicio Mijares, 1992)

Tabla 3.4 Velocidad en función de la pendiente del cauce.

Proyecto Racional de las Alcantarillas y Puentes Highway Department - Texas			
Pendiente en porcentaje	Velocidad media en pies por segundo		
	Bosques (en la porción superior de la cuenca)	Pastizales (en la porción superior de la cuenca)	Cauce natural no muy bien definido
0 - 3	1.0	1.5	1.0
4 - 7	2.0	3.0	3.0
8 - 11	3.0	4.0	5.0
12 - 15	3.5	4.5	8.0

Fuente, (Chereque Moran, 1989)

Tabla 3.5 Velocidades para distintas pendientes del cauce principal

Pendiente %	Velocidad promedio m/s
0 a 3	0,45
4 a 7	0,9
8 a 11	1,2
12 a 15	1,35

Fuente, (Villón Bejar, 1994)

3.1.4 Tormenta de proyecto

3.1.4.1 Definición de tormenta de proyecto

Una tormenta de proyecto es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de proyecto conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta, o mediante un mapa de isoyetas que especifique el patrón espacial de la precipitación. (Ven Te Chow, 1993)

3.1.4.2 Tormentas de proyecto a considerar

Para el proyecto de presas se considerarán dos tormentas afluentes al embalse que serán seleccionadas, de entre las determinadas en el Estudio de Avenidas de acuerdo con los siguientes criterios:

3.1.4.2.1 Tormenta de diseño

Es la avenida máxima a tener en cuenta en el dimensionamiento de los órganos de desagüe de la presa, funcionando el conjunto de las instalaciones con los resguardos hidráulicos adecuados. (Ministerio de Agricultura, 2011)

3.1.4.2.2 Tormenta extrema:

Es la avenida máxima a tener en cuenta en el dimensionamiento de los órganos de desagüe de la presa, sin llegar a producirse desbordamientos en ninguna de las instalaciones. (Ministerio de Agricultura, 2011)

3.1.4.3 Variables de la tormenta de proyecto

- Precipitación
- Infiltración
- Escurrimiento.

3.1.4.4 Precipitación

Se define precipitación a toda forma de humedad, que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre. (Chereque Moran, 1989)

3.1.4.4.1 Análisis de datos de precipitaciones

Las precipitaciones en altura de agua medidas con pluviómetros varían de un lugar a otro y en un mismo lugar, de un tiempo a otro. Estas medidas constituyen un conjunto numeroso de datos, que es necesario analizar y sintetizar en unos pocos valores más manuales y fáciles de utilizar en proyectos hidráulicos. Se recurre para ello a la Estadística. Escogiendo un modelo matemático que represente el comportamiento de la lluvia en el lugar en estudio. Se utiliza para ello la experiencia acumulada sobre el particular. (Chereque Moran, 1989)

3.1.4.5 Ajuste de registros de precipitación

3.1.4.5.1 Análisis Doble Masa.

Cuando en una estación pluviométrica tiene lugar algún cambio en las condiciones de medición, como por ejemplo cambio de operador, de localización o de las condiciones adyacentes, las tendencias del registro sufren normalmente alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su no homogeneidad. (Chereque Moran, 1989)

Para detectar y corregir estas alteraciones se usa una técnica llamada curva doble masa, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan. (Chereque Moran, 1989)

3.1.4.6 Análisis estadístico de las tormentas

3.1.4.6.1 Presentación y análisis de datos

En una serie de datos estadísticos de una estación hidrológica de medidas, es indispensable resumir esta multitud de cifras en elementos sintéticos que caractericen la estación desde el punto de vista estadístico considerado. (Monsalve Sáenz, 1999)

3.1.4.6.2 Ajuste a una distribución de probabilidad

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria. Mediante el ajuste a una distribución de un conjunto de datos hidrológicos, una gran cantidad de información probabilística en la muestra puede resumirse en forma compacta en la función y en sus parámetros asociados. (Ven Te Chow, 1993)

3.1.4.6.3 Prueba de la bondad del ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la X^2 (CHI²) y la Kolmogorov–Smirnov, la segunda fue usada en el presente proyecto.

3.1.4.7 Uso de modelos probabilísticos

De las varias distribuciones de valores extremos hay dos que tienen mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de las crecidas de los ríos: la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel y la distribución Log-Pearson tipo III. (Chereque Moran, 1989)

Se presenta a continuación la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel la cual fue usada en el presente proyecto.

3.1.4.7.1 Ley Gumbel

La ley de Gumbel está dada por la expresión:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Ecuación 3.10

Donde:

P= Probabilidad de que un valor x sea igualado o excedido.

y= Variable reducida, dada por la expresión:

$$y = a(x - u)$$

Ecuación 3.11

Donde:

u= Moda de la distribución.

a= Parámetro de dispersión.

3.1.5 Exceso de precipitación y escorrentía directa

El exceso de precipitación, o precipitación efectiva, es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano.

Las gráficas de exceso de precipitación contra el tiempo o hietograma de exceso de precipitación (ERH, por sus siglas en inglés) es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total que se observa y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o

pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por infiltración con algo de intercepción y almacenamiento superficial. (Ven Te Chow, 1993)

3.1.5.1 Método SCS para abstracciones

El Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

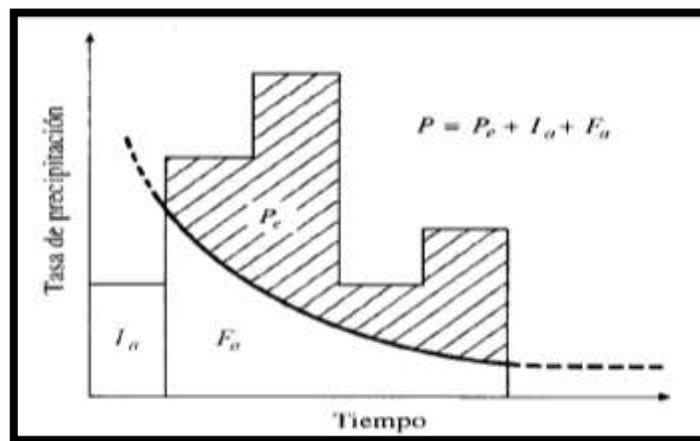


Figura 3.8 Variables para el método SCS para abstracciones.

La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales.

Ecuación 3.12

Del principio de continuidad

$$P = P_e + I_a + F_a$$

Ecuación 3.13

Combinando (2.40) y (2.41) y resolviendo para P_e se encuentra

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Ecuación 3.14

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica,

$$Ia = 0,2 \cdot S \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Con base en esto

$$Pe = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Al representar en gráficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como las que se muestran en la figura 2.30. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 < CN < 100$.

Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$.

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde S está en pulgadas. Los números de curva que se muestran en la figura 2.30 se aplican para *condiciones antecedentes de humedad* (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II).

Tabla 3.6. Condiciones de Humedad para el cálculo de CN

Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS		
Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: (Soil Conservation Service, 1972)

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Tabla 3.7 Número de curvas CN para las diferentes combinaciones hidrológicas suelo-cobertura para las cuencas en condiciones II (AMC II)

Uso de suelo y cubierta vegetal	Condiciones para la Infiltración	Grupo hidrológico de suelo			
		A	B	C	D
Barbecho Cultivo en hileras		77	86	91	94
	Mala	72	81	88	91
	Buena	67	78	85	89
	Mala	70	79	84	88
	Buena	65	75	82	86
	Mala	66	74	80	82
Granos pequeños	Buena	62	71	78	81
	Mala	65	76	84	88
	Buena	63	75	83	87
	Mala	63	74	82	85
	Buena	61	73	81	84
	Mala	61	72	79	82
Legumbres tupidas o rotación de pradera	Buena	59	70	78	81
	Mala	66	77	85	89
	Buena	58	72	81	85
	Mala	64	75	83	85
	Buena	55	69	78	83

	Mala	63	73	80	83
	Buena	51	67	76	80
Pradera o Pastizal	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Mala	47	67	81	88
	Buena	10	35	70	79
	Regular	25	59	75	83
Pradera permanente	Buena	30	58	71	70
Bosque	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	25	55	70	77
Cascos de Estancias		59	74	82	86
Camino de tierra		72	82	87	89
Maleza	Mala	48	67	77	83
Herbáceo	Regular		71	81	89
Superficie dura		74	84	90	92

Fuente: (Soil Conservation Service, 1972)

3.1.5.2 Coeficiente de escorrentía

La escorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evacuación, representa una fracción de la precipitación total. A esa fracción se le denomina coeficiente de escorrentía, que no tiene dimensiones y se representa por la letra *C*. (Villón Bejar, 1994)

$$C = \frac{\text{Escorrentia superficial Total}}{\text{Precipitacion Total}}$$

Ecuación 3.18

La proporción de la lluvia total que alcanzarán los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie. Inspecciones de campo y fotografías aéreas son muy útiles en la estimación de la naturaleza de la superficie dentro del área de drenaje. (Ven Te Chow, 1993)

3.1.6 Transformación lluvia a escorrentía

Es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En general, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. (Aparicio Mijares, 1992)

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

1. Área de la cuenca.
2. Altura total de precipitación.
3. Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
4. Distribución de la lluvia en el tiempo.
5. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Desde luego, la complejidad de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados anteriormente.

3.1.6.1 La fórmula racional

Esta es una fórmula del tipo envolvente, el uso de este método, tienen una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. En mayo de 1989, la universidad de Virginia, realizó una Conferencia Internacional, en conmemoración del Centenario de la Fórmula Racional. (Villón Bejar, 1994)

El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has ó 13 km². (Villón Bejar, 1994)

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

Ecuación 3.19

Donde:

Q : caudal máximo, en m³/s

C : coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones

I : intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado, en mm/h

A : área de la cuenca, en km²

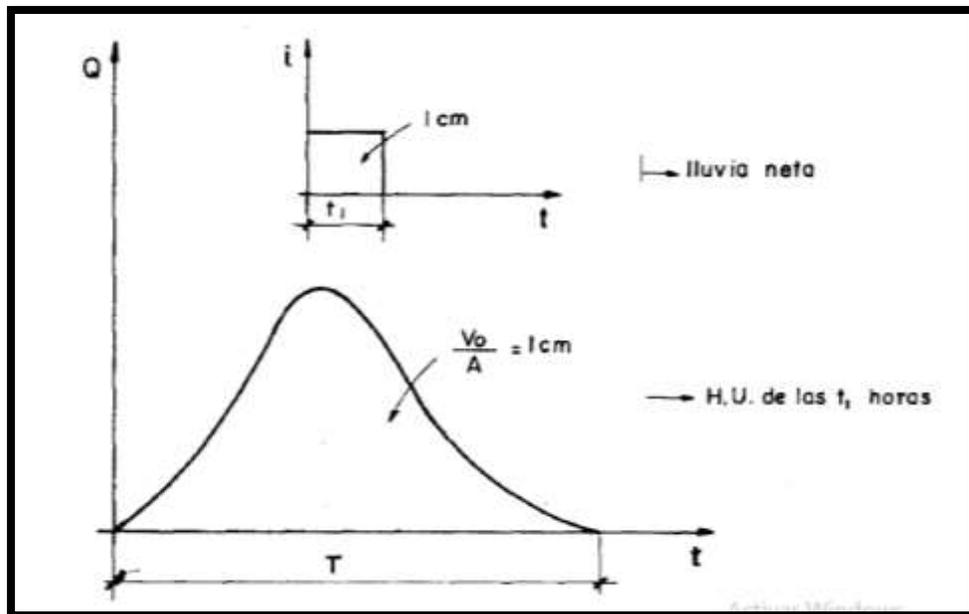
El coeficiente 1/3,6 corresponde a la transformación de unidades.

3.1.6.2 Hidrograma unitario

Puesto que las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, cubierta, etc) son constantes, se debe esperar una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas parecidas. Esta es la esencia del hidrograma unitario tal como lo propuso Sherman en 1932. (Chereque Moran, 1989)

El hidrograma unitario de las t_1 horas. De una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante del cm de lluvia neta caída en t_1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme. (Chereque Moran, 1989)

Figura 3.9 Hidrograma Unitario



La definición anterior y las siguientes hipótesis constituyen la teoría del hidrograma unitario.

- La lluvia neta es de intensidad uniforme en el período t_1 horas.
- La lluvia neta está uniformemente distribuida en toda el área de la cuenca.
- Los hidrogramas generados por tormentas de la misma duración tienen el mismo tiempo base a pesar de ser diferentes las láminas de lluvia neta.
- Las ordenadas de escorrentía directa de hidrogramas de igual tiempo base son proporcionales a las láminas de escorrentía directa representadas por los hidrogramas. Se conoce como principio de proporcionalidad.
- Para una cuenca dada. El hidrograma de escorrentía directa debido a una tormenta refleja todas las características combinadas de la cuenca. Quiere decir que a tormentas iguales corresponden hidrogramas también iguales. Se conoce como principio de invariancia.

3.1.7 Determinación de la tormenta de diseño

3.1.7.1 Elementos fundamentales del análisis de las tormentas

Durante el análisis de las tormentas hay que considerar:

3.1.7.1.1 La intensidad

Es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa así:

$$i_{max} = \frac{P}{t}$$

Ecuación 3.20

Donde:

$i_{máx}$: intensidad máxima, en mm/hora

p : precipitación en altura de agua, en mm

t : tiempo, en horas

3.1.7.1.2 La duración

Corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el **período de duración**, que es un determinado período de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta.

3.1.7.1.3 La frecuencia

Es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado generalmente en años.

3.1.7.1.4 Periodo de retorno

Intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud x , puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Representa el inverso de la frecuencia, es decir:

$$T = \frac{1}{f}$$

Ecuación 3.21

Se recomienda que las avenidas a considerar; Avenida de proyecto y Avenida extrema sean las correspondientes a los siguientes periodos de retorno (en años) en función del riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura o funcionamiento incorrecto de las presas, estas se clasifican en tres grupos. (Comite Nacional Español de grandes Presas, 1997)

Tabla 3.8 Periodos de retorno recomendados según la categoría de la presa.

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

Fuente: (Comite Nacional Español de grandes Presas, 1997)

Donde:

- **Categoría A.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o a servicios esenciales, así como producir daños materiales o medio-ambientales muy importantes.
- **Categoría B.** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- **Categoría C.** 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 última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las Categorías A o B.

3.1.7.2 Relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. En muchos casos existen curvas estándar de intensidad-duración-frecuencia (IDF) disponibles para el sitio, luego no hay que llevar a cabo este análisis. Sin embargo, es conveniente entender el procedimiento utilizado para desarrollar estas relaciones. Usualmente los datos se presentan en forma gráfica, con la duración en el eje horizontal y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas, para cada uno de los periodos de retorno de diseño, tal como se muestra en la figura

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h o pulg/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. (Ven Te Chow, 1993)

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

Ecuación 3.22

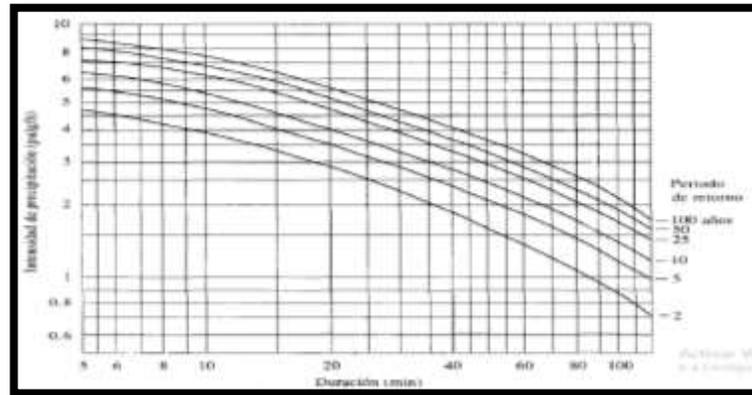
Donde:

P= Profundidad de lluvia (mm o pulg)

Td= Duración, dada usualmente en horas.

La frecuencia se expresa en función del periodo de retorno, T, que es el intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación que igualan o exceden la magnitud de diseño.

Figura 3.10 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.



3.1.7.2 .1 Ecuaciones para las curvas IDF

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia también pueden expresarse como ecuaciones con el fin de evitar la lectura de la intensidad de lluvia de diseño en una gráfica.

➤ Modelo Bernard (1932)

Que relaciona la intensidad con la duración y el periodo de retorno como se muestra a continuación:

$$I = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{D^n}$$

Ecuación 3.23

Dónde:

I = Intensidad máxima en mm/hora.

D = Duración de la precipitación en minutos.

T = Periodo de retorno

λ , Ψ y n = Parámetros.

Los parámetros λ , Ψ y n se obtienen aplicando una correlación múltiple.

3.1.7.3 Hietograma de diseño

Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas.

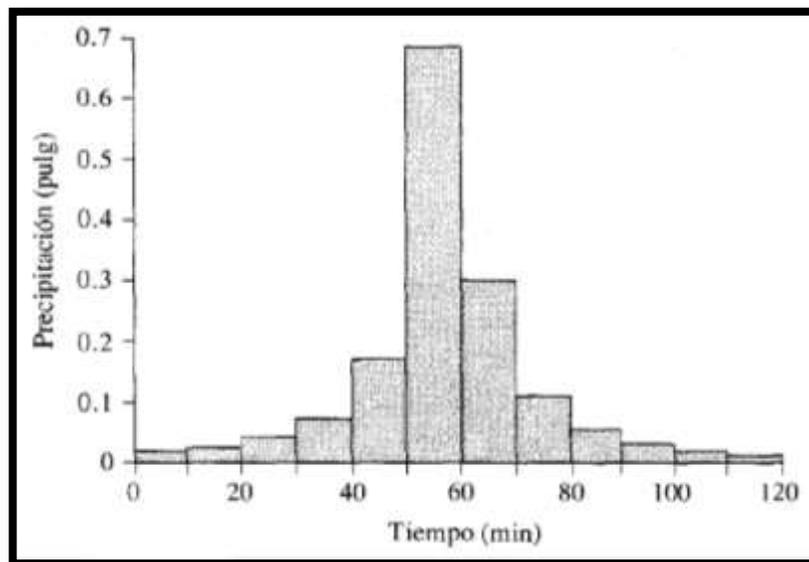
Una de las maneras de obtenerlo es a partir de las curvas IDF, dentro de ellas el Método del Bloque Alterno, es una manera sencilla.

3.1.7.3.1 Método bloque alternativo

El método del bloque alternativo es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, $4\Delta t$,... y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. (Ven Te Chow, 1993)

Figura 3.11 Hietograma de diseño, método Bloques Alternos.



3.1.7.4 Precipitación máxima probable

La PMP es el valor límite estimado de precipitación. En consecuencia, la PMP puede definirse como la mayor profundidad de precipitación estimada analíticamente para una duración dada que sea físicamente posible y que caracterice razonablemente una región geográfica particular en un determinado periodo del año, existe una gran variedad de métodos para determinar la PMP. Debido a las incertidumbres y limitaciones en los datos y su conocimiento, puede considerarse la PMP como un estimativo y el criterio y la experiencia deben utilizarse al fijar su valor. (Ven Te Chow, 1993)

3.1.7.4.1 Método Gumbel modificado

- **Precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno**

$$hdt = Ed \cdot (1 + Kd \cdot \log T)$$

Ecuación 3.24

Donde:

hdt= Altura de lluvia máxima diaria en milímetros.

Ed= Moda de la distribución de datos.

Kd= Característica de la serie de datos

T= Periodo de retorno

- **Precipitación Máxima horaria para un determinado periodo de retorno**

$$htT = hdt \cdot \frac{t^{\beta}}{\alpha}$$

Ecuación 3.25

Donde:

ht_T= Precipitación máxima horaria (mm)

hdt= Altura de lluvia máxima diaria (mm).

t= Tiempo en horas

β = Constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

α = Equivalente de lluvia Diaria que depende de la Magnitud de la cuenca

Se considera que la lluvia diaria es igual a la lluvia de 12 hrs., un exponente de 0.30 para tiempos menores a 2 horas y 0.20 para tiempos mayores a 2 horas.

Criterio de la elección de α

Para $A_c > 20 \text{ km}^2$ $\alpha = 12 \text{ hrs}$

Para $A_c < 20 \text{ km}^2$ $\alpha = 2 \text{ hrs}$

El equivalente de lluvia diaria depende también de las características de la precipitación en la zona, que puede influir en la duración máxima de una lluvia en la zona. Por lo tanto en función a la bibliografía consultada y por lo averiguado por el SENAMHI se consideró el valor de 12 hrs para α como el crítico.

3.1.7.5 Tránsito de avenidas

El tránsito de caudales es un procedimiento para determinar el tiempo y la magnitud del caudal (es decir, el hidrograma de caudal) en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba. Si el flujo es una creciente, el procedimiento se conoce específicamente como tránsito de crecientes. En un sentido más amplio, el tránsito de caudales puede considerarse como un análisis para seguir el caudal a través de un sistema hidrológico, dada una entrada. (Ven Te Chow, 1993)

Para un sistema hidrológico, la entrada $I(t)$, la salida $Q(t)$ y el almacenamiento $S(t)$ se relacionan por la ecuación de continuidad:

$$\boxed{\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)}$$

Ecuación 3.26

3.2 Análisis hidráulico

3.2.1 Introducción

Cuando la descarga del líquido a superficie libre es efectuada por encima de un muro o una placa, tendremos lo que se denomina un vertedero.

Si la descarga se realiza sobre una placa de arista aguda, el vertedero se llama de pared delgada. Si por el contrario, el contacto entre la pared y la lámina vertiente es más bien toda una superficie, se denomina de pared gruesa. El punto más bajo de la pared en contacto con la lámina vertiente se conoce como cresta. (Universidad nacional de ingeniería, 1997)

3.2.1 Funciones de los aliviaderos

Los aliviaderos son estructuras que tienen aplicación muy extendida en todo tipo de sistemas hidráulicos y expresan una condición especial de movimiento no uniforme en un tramo con notoria diferencia de nivel. Un aliviadero puede tener las siguientes funciones:

1. Lograr que el nivel de agua en una obra de toma alcance el valor requerido para el funcionamiento de la misma.
2. Mantener un nivel casi constante aguas arriba de una obra de toma, permitiendo que el flujo sobre el coronamiento del aliviadero se desarrolle con una lámina líquida de espesor limitado.
3. En una obra de toma, el aliviadero de excedencias se constituye en el órgano de seguridad de mayor importancia, evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas.
4. Permitir el control del flujo en estructuras de caída, disipadores de energía, transiciones, estructuras de entrada y salida en alcantarillas de carreteras, sistemas de alcantarillado, etc.

La función de los aliviaderos de excedencias en las presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, y en las presas derribadoras dejar pasar los excedentes

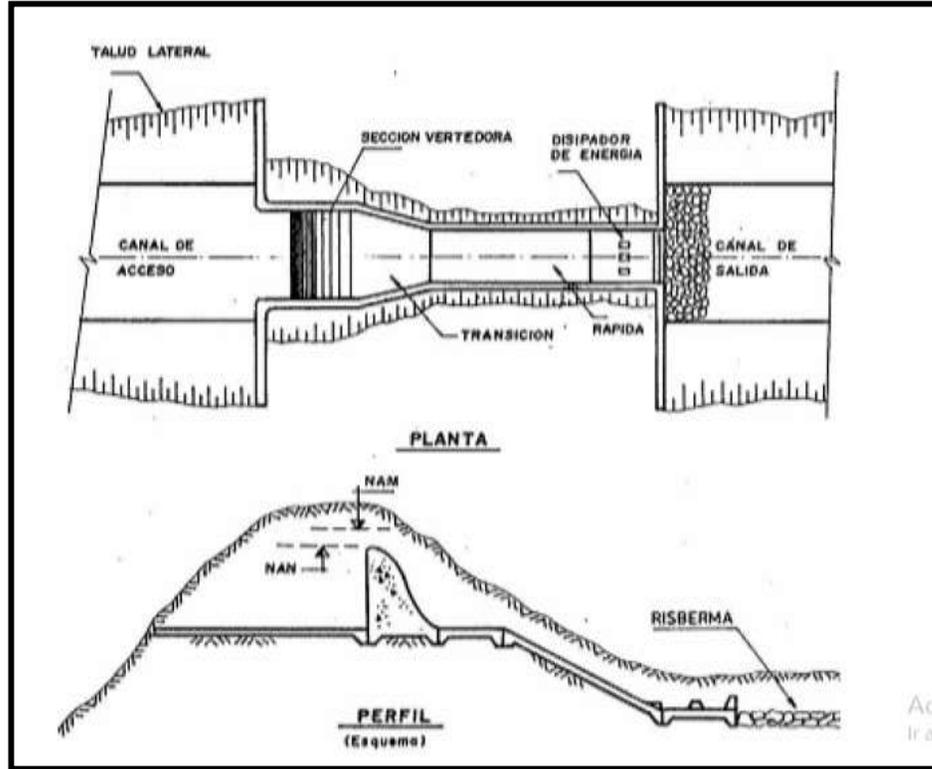
que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o hacia algún canal de drenaje natural. (Mattos Ruedas)

3.2.2 Partes que componen el aliviadero

Tal y como se había planteado con anterioridad, el aliviadero es aquel objeto de obra dentro del Conjunto Hidráulico a través del cual se le da salida al agua que no se desea aprovechar del embalse. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001) De modo general, se pueden señalar como partes que componen el aliviadero, las siguientes:

- Canal de aproximación.
- Sección de control.
- Transición.
- Rápida o conducto de descarga.
- Estructuras terminales o disipadoras de energía.
- Canal de salida.

Figura 3.12 Partes de un aliviadero



3.2.2.1 Canal de aproximación

Es aquel cuya función dentro del aliviadero, es captar el agua del embalse y conducirla a la estructura de control o sección vertedora, garantizando una distribución uniforme del flujo en dicha sección. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.2.2 Sección vertedora

Es aquella que regula la descarga directamente del embalse. Esta sección define la capacidad de evacuación de un aliviadero. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.2.3 Transición

Es una estructura que se ubica entre el cimacio y la rápida con el objetivo de cambiar la forma o las dimensiones o ambas, de la sección transversal, de la cual se puede prescindir en dependencia de las dimensiones del vertedor. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.2.4 Rápida

Es aquel elemento del aliviadero encargado de salvar la diferencia de nivel entre la sección vertedora y el cauce del río o canal de salida. Su pendiente generalmente es fuerte, asegurando un régimen de circulación supercrítico. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.2.5 Estructura terminal o disipadora de energía

Es la encargada de disipar la alta energía cinética que alcanza el agua al circular por la rápida, debido a su pendiente, evitando así la erosión del terreno natural y la consecuente destrucción de la propia obra u otra cercana a la descarga del aliviadero. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.2.6 Canal de salida

Es el encargado de conducir el agua hasta el cauce viejo del río.

3.2.3 Clasificación de los aliviaderos

En general hay dos tipos de vertederos, los de pared delgada (de aforo) y gruesa. Los vertederos de pared delgada se usan básicamente para determinar el caudal en cualquier momento en una corriente pequeña. Los vertederos de pared gruesa se usan principalmente para control de excedencias, y su evacuación puede ser libre o controlada. (DISEÑO HIDRÁULICO DE VERTEDEROS Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA)

Los vertederos de excedencias se clasifican de acuerdo a sus características más importantes, ya sea con respecto al sistema de control (sin control o controlados por compuertas) o al canal de descarga (descarga libre, de cimacio, del canal lateral, del canal abierto, del conducto del túnel, de boca de caída, de alcantarilla y de sifón.

3.2.3.1 Clasificación de los aliviaderos de acuerdo a su disposición en planta

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

1. Aliviaderos frontales.

2. Aliviaderos laterales.

3. Aliviaderos curvos en planta.

- Aliviaderos mexicanos o de abanico.

- Aliviaderos semi-mexicanos o semi-abanico. (mo7, 1999)

3.2.4 Consideraciones en la elección del tipo de vertedor

-Por norma general en presas con cortinas de materiales graduados o de enrocamiento, la obra de excedencias debe ser independiente del cuerpo de la cortina salvo los casos en que las condiciones del sitio imponga realizar una estructura de concreto inserta en la cortina, o sea; que se encuentra en parte de este, para verter por coronación, con lo que la solución se debe realizar con canal lateral o un vertedor en túnel, instalados sobre uno de los márgenes del propio cauce del río o aprovechar collados laterales que permitan verter a una barranca próxima afluente del cauce principal aguas debajo de la cortina. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

-Con respecto al problema de disipación de la energía del agua, las características geológicas del lugar no representa problema alguno a una solución del tipo de cubeta deflectora y menos con respecto al tanque amortiguador, por lo que ambas soluciones son factibles técnicamente. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.5 Vertedores tipo abanico

Un vertedor en abanico viene a ser una estructura constituida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de una geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en él. (MARQUEZ JOSE & ZARATE RIVERO , 2004)

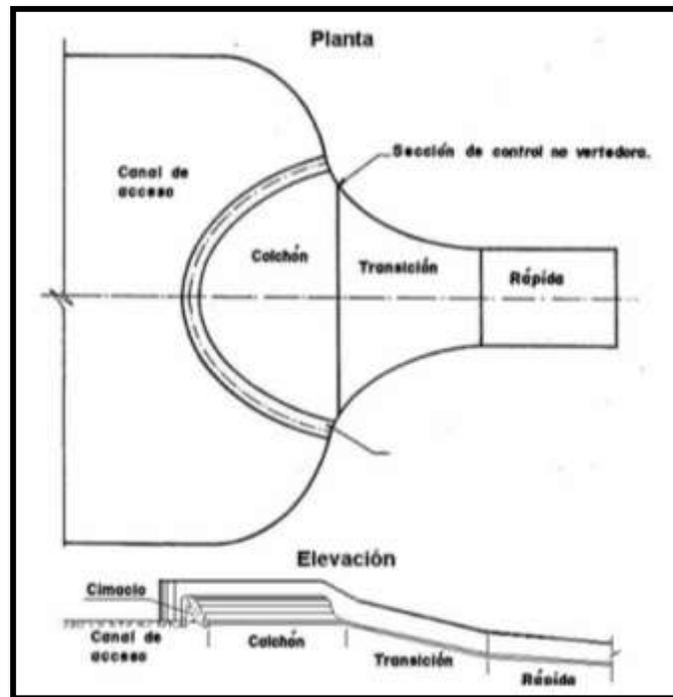
Figura 3.13 Vertedero en Abanico



Puede considerarse como una variante de los vertedores de canal lateral y de los de abanico. En general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral, por lo que se recomienda hacer un estudio comparativo para su empleo.

Este tipo de Vertedores se emplea generalmente cuando es necesario proporcionar una longitud de cresta considerable con cargas pequeñas, esto es un gasto por unidad de longitud de cresta pequeño. (MARQUEZ JOSE & ZARATE RIVERO , 2004)

Figura 3.14 Partes de un aliviadero de Abanico



3.2.6 Comportamiento hidráulico de un aliviadero tipo abanico

3.2.6.1 Sección de vertedora

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

1. Método de las tablas mexicanas de Salvador Ulloa.
2. Método del factor de escala.
3. Método de Evio Alegret.

El MÉTODO DE EVIO ALEGRET, es el más completo ya que elimina las deficiencias de los otros.

3.2.6.1.1 Método propuesto por Evio Alegret Breña

Para la obtención de este método, Evio Alegret llevó a cabo una serie de investigaciones sistemáticas en varios modelos a escala reducida de plantas, similares a las mexicanas, donde estudió las variaciones de las coordenadas del chorro y del coeficiente de gasto con la variación de las alturas superior e inferior del paramento, la

carga hidráulica total y la curvatura en planta del cimacio, obteniendo coordenadas del perfil más esbeltas que redundan en la obtención de coeficientes de gasto mayores (entre 0,45 - 0,49) superiores a los obtenidos por los mexicanos ($m = 0,436$ como valor constante), lo que implica menores volúmenes de hormigón en la construcción del cimacio vertedor. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.6.1.1.1 Basamento del método de Evio Alegret

Este método se basa en que una vez obtenido el coeficiente de gasto (m) a partir de la relación P/H_0 ; se debe posteriormente obtener el valor de la altura inferior del paramento (P_1) que garantice que las condiciones del funcionamiento hidráulico aguas abajo del cimacio (en el colchón) no afecte el valor del coeficiente de gasto obtenido anteriormente.

Metodología para el diseño de un aliviadero mexicano

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

Q: gasto

H_0 : carga de diseño

NOTA: se deberá chequear que Q y H_0 cumplan que $65 \leq Q / (H_0)^{2,5} \leq 340$

Pasos:

1. Suponer un valor de P (altura superior del paramento) acorde con las condiciones topográficas del terreno y que cumpla con las siguientes restricciones:

$$\boxed{0,35 \leq P/H_0 \leq 2}$$

Ecuación 3.27

Donde:

P: altura de paramento (m)

H_0 : altura de carga por encima de la cresta (m)

Imponer valores de $P/H_0 < 0,35$ provoca velocidades de aproximación muy grandes mientras que valores de $P/H_0 > 2,00$ no introducen incrementos en el valor del

coeficiente de gasto m_o , de ahí la recomendación anterior como rango de la relación P/H_o aceptable.

2 Calcular el valor de m_o .

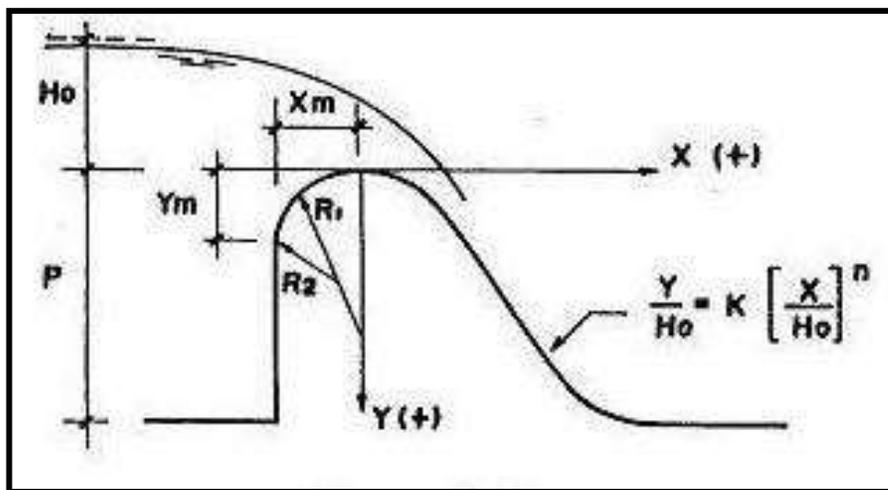
$$m_o = 0,385 + 0,09085(P/H_o)^{0,2434} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

3 Cálculo de los parámetros que definen el trazado del perfil vertedor. (Figura 3.19)

$$(X_m/H_o) = 0,283[1 - (1 - P/H_o)^{-2,2}]^{0,7} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

$$(Y_m/H_o) = 0,105[1 - (1 + P/H_o)^{-2,2}] \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Figura 3.15 Parámetros que definen el trazado del perfil vertedor.



4 Cálculo de la longitud de la CRESTA del vertedor (L_o^1).

$$L_o^1 = \frac{Q}{m\sqrt{2g} \cdot H_o^{3/2}} \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m^3/s)

H_o : Altura de carga por encima de la cresta (m)

m: Coeficiente de gasto nominal

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

5 Cálculo de la longitud del cimacio por el paramento superior (L_0).

$$L_0 = L_0^1 + 2,583 * X_m$$

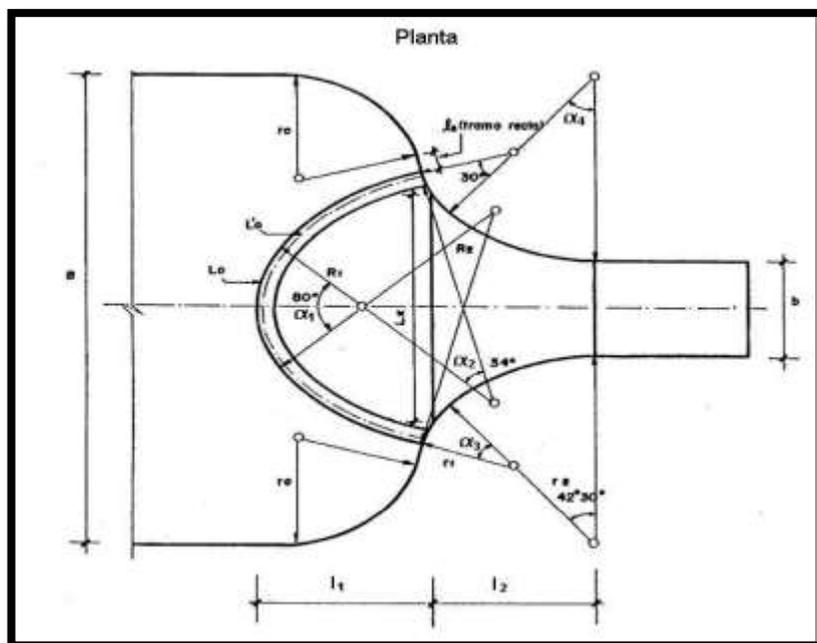
Ecuación 3.32

Donde:

L_0^1 : Longitud de la cresta del vertedor (m)

6 Cálculo de las dimensiones en planta del aliviadero. (Figura 8.3a)

Figura 3.16 Dimensiones en planta.



a) Canal de acceso

$$B / L_0 \geq 1; r_0 / L_0 = 0,0133; l_0 / L_0 \geq 0,0076$$

b) Cimacio

$$R_1 / L_0 = 0,221; R_2 / L_0 = 0,5825; \alpha_1 = 80^\circ; \alpha_2 = 34^\circ$$

c) Arcos del abanico

$$r_1 / L_0 = 0,2167; r_2 / L_0 = 0,4106; \alpha_3 = 30^\circ; \alpha_4 = 42,5^\circ$$

d) Sección de control no vertedora

$$L_k / L_0 = 0,546; l_1 / L_0 = 0,3612$$

b) Obtener K_1 , Φ , τ , θ , h_c , h_m , Δ , P_1 calc

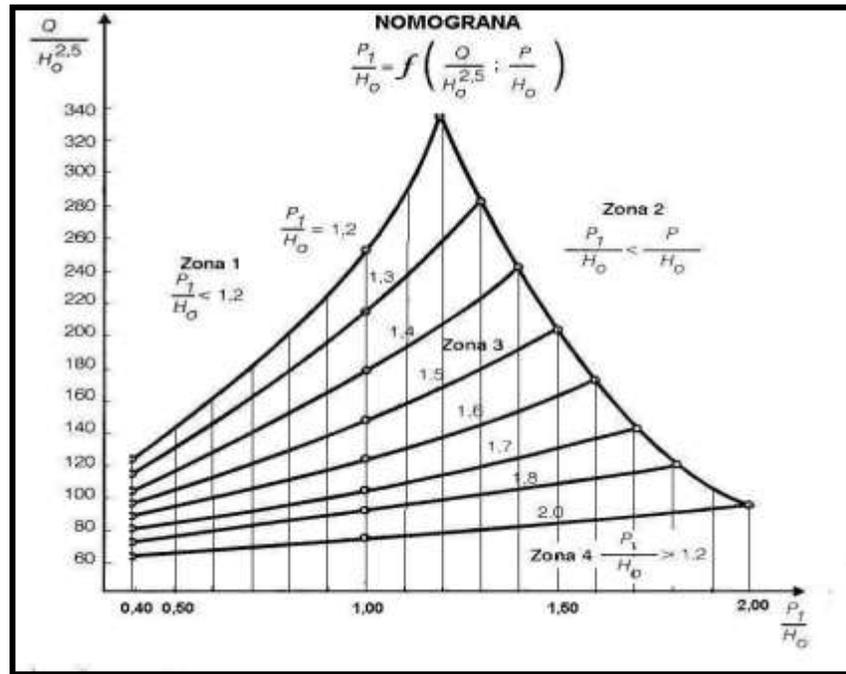
$$K_1 = L_0^1 / (L_0^1 - 2,583b)$$

Ecuación 3.33

$$b_1 = H_0 (P_1 / (H_0 * K))^{1/n}$$

Ecuación 3.34

Figura 3.18 Nomograma para encontrar P_1 .



$$\varphi = 0,885(P_1/H_0)^{-0,258}$$

Ecuación 3.35

$$\tau = 1 + 0,386(P_1/H_0)$$

Ecuación 3.36

$$\theta = \arccos[1 - 13,5(mK_1/\varphi)^2(1 + P_1/H_0)^{-3}]$$

Ecuación 3.37

$$h_c = [(P_1 + H_0)/3] \cdot [1 - \cos(60^\circ + \theta/3)]$$

Ecuación 3.38

$$h_m = h_c \frac{\tau}{2} \left[\sqrt{1 + 16m^2k_1^2 \left(\frac{H_0}{h_0}\right)^3} - 1 \right]$$

Ecuación 3.39

$$\Delta = [0,76(P_1/H_0)^{-0,678}]H_0$$

Ecuación 3.40

$$P_{1\text{ calc}} = h_m - \Delta$$

Ecuación 3.41

$$Error\ relativo = \frac{|P_{1\ sup} - P_{1\ cal}|}{P_{1\ cal}} \leq 1\%$$

Ecuación 3.42

Si la diferencia no es menor que ese valor se supone un nuevo valor hasta satisfacer esta condición.

3.2.6.2 Sección vertedora tipo semi-abanico

Cuando se desea proyectar un aliviadero que se colocará a media ladera y no es conveniente usar un aliviadero lateral porque se trate de un terreno con poca capacidad portante que no admitiría las vibraciones de este tipo de vertedor, una solución puede ser un aliviadero de semi-abanico. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

Los aliviaderos semi-mexicanos son exactamente la mitad de uno mexicano y su diseño consiste en calcular en uno completo usando para ello el doble del caudal y luego se construye solo la mitad. Esto es posible porque en la práctica se ha comprobado que el funcionamiento hidráulico de los aliviaderos mexicanos es rigurosamente simétrico respecto al eje longitudinal. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

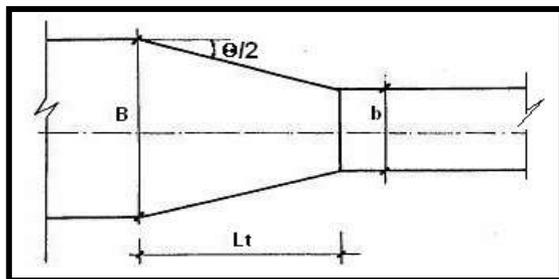
3.2.6.3 Transición

3.2.6.3.1 Criterios para el dimensionamiento de las transiciones

a) Ancho inicial (B) y final (b) de las transiciones.

- El ancho inicial, está determinado por la longitud que se alcanza en la sección vertedora, es por eso que su valor siempre se hace coincidir con la longitud total de vertimiento ($B = L_{total}$).

Figura 3.19 Partes de una transición.



b) Longitud de la transición (L_t).

- La longitud deberá conjugar la disponibilidad del espacio topográfico con las recomendaciones de Sevchenko,

c) Pendiente de fondo de la transición.

La pendiente de fondo está bastante ligada a la topografía aunque debe tenerse en cuenta que:

Si el régimen es subcrítico deberá incrementarse la pendiente (sin llegar a cambiar el régimen) para lograr una mayor evacuación y disminuir las posibilidades de ahogo del vertedor.

Si el régimen es supercrítico, la pendiente de fondo no es determinante. d) Cota de fondo de la transición.

La cota de fondo de la transición está estrechamente vinculada a las condiciones topográficas de la zona donde será ubicada, no obstante a ello, muchas veces resulta determinante en el valor final de dicha cota, la necesidad de evitar el ahogo del cimacio.

e) Altura de los muros laterales.

La altura de los muros laterales depende del tirante de que se disponga en la transición, que a su vez está estrechamente vinculado con el régimen de circulación del flujo, por ejemplo:

- Si el régimen es subcrítico se debe fijar la geometría en planta y el fondo de la transición para calcular la curva superficial, a partir de la cual se obtiene el valor de la

altura de los muros una vez sumado el bordo libre al mayor valor de tirante de los alcanzados.

- Si el régimen es supercrítico se puede utilizar el método de Ippen y Dawson válido para fondo horizontal y paredes rectas.

3.2.6.4 Rápida o conjunto de descarga.

3.2.6.4.1 Criterios para el dimensionamiento de la rápida.

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

- a) Trazado en Planta.
- b) Trazado del perfil longitudinal.
- c) Obtención de la sección transversal.
- d) Cálculo de la altura de los muros laterales.

3.2.6.4.2 Trazado en planta de la rápida

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

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

3.2.6.4.3 Trazado del perfil longitudinal de la rápida

Al igual que en el caso anterior, el trazado del perfil longitudinal de la rápida depende en gran medida de la experiencia del proyectista, la geología y la topografía de la zona donde será ubicado el aliviadero. No obstante a ello a continuación se relacionan

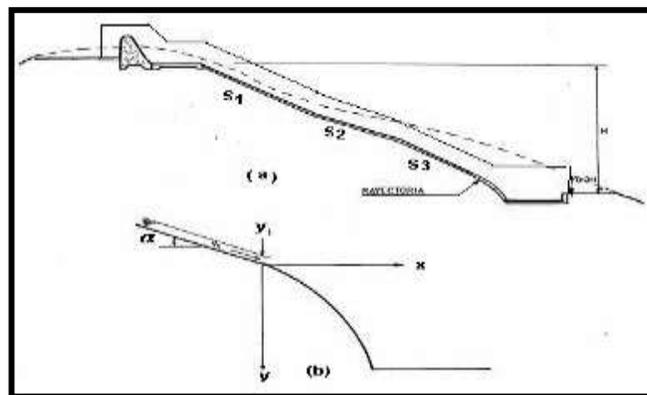
algunos aspectos que deben ser considerados, en la medida de las posibilidades, a la hora de realizar el trazado de dicho perfil: (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

1- Se debe evitar la obtención de pendientes muy fuertes (30%), pues las mismas pueden dificultar los trabajos de construcción de la rápida y producir una vez en explotación, altas velocidades en el flujo que puedan dar lugar a la ocurrencia de la cavitación.

2- Seguir la pendiente natural del terreno para de esa forma disminuir la excavación. Para ello se puede concebir en el trazado de la rápida, hasta tres tramos de diferentes pendientes. Ver figura 3.25(a).

3- A la hora de definir la ubicación del extremo final de la rápida, se deberá tener en cuenta el tipo de dissipador a emplear: si es un pozo o estanque amortiguador, la cota final de la rápida, deberá garantizar que la descarga del flujo se realice por debajo del nivel del agua que se tenga aguas abajo, para con ello propiciar la ocurrencia del salto hidráulico, si por el contrario el dissipador a emplear, resulta un trampolín, la cota final de la rápida deberá quedar no menos de 2 a 3 m por encima del nivel del agua, aguas abajo para garantizar la descarga libre del flujo que circula a través de la rápida.

Figura 3.20 Perfil longitudinal de la rápida.



3.2.6.4.4 Cálculo de la altura de los muros laterales de la rápida

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

$$AM = Y + BL$$

Ecuación 3.43

Donde:

BL: Bordo libre. Generalmente los conductos de descarga de aliviaderos se asume un valor que se encuentra entre 0,2-0,5 m.

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

1- Velocidad máxima permisible.

2- Aireación del flujo.

3.2.6.4.5 Velocidad máxima permisible

Producto de las fuertes pendientes que se presentan en la rápida, en ella se producen altas velocidades que pueden acarrear consecuencias negativas tales como la abrasión del hormigón y la cavitación, que ponen en peligro la integridad de la estructura.

Para eliminar tales fenómenos, resulta muy frecuente en la práctica, el diseño de rápidas con velocidad no superior a los 15,0m/s para hormigones convencionales y hasta 30 m/s para hormigones de alta calidad. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

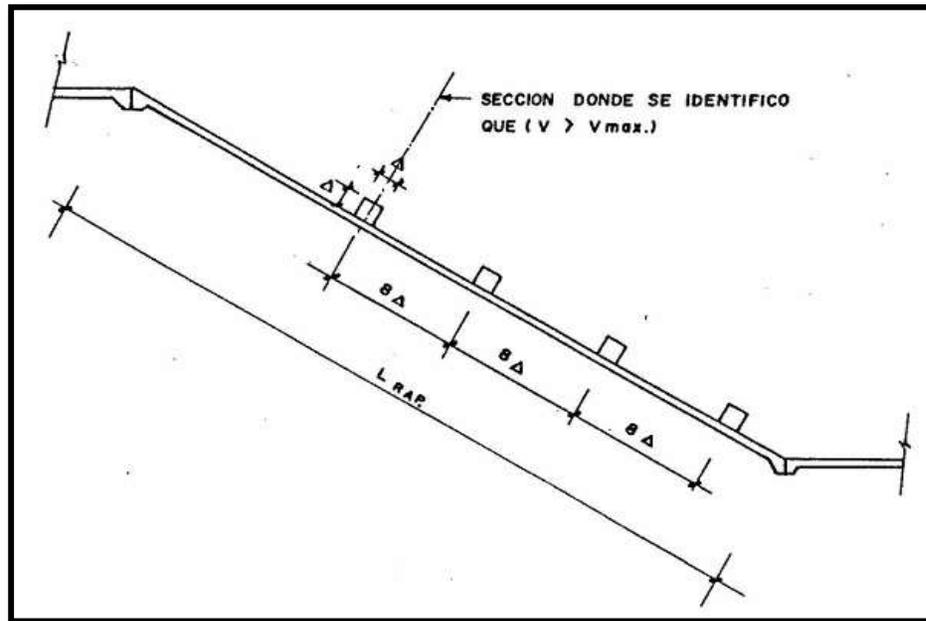
Para reducir velocidades que sobrepasan la máxima permisible se usa la rugosidad intensificada o artificial en la rápida con el propósito de retardar el flujo para de esa manera lograr que la velocidad no exceda la velocidad permisible. En relación con este método se puede precisar que uno de los estudios más completo al respecto, lo constituye el realizado por Aivazian, aplicables al caso de rápidas con pendiente entre el 5 ~ 57%. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.6.5 Cálculo de la rugosidad Intensificada artificial

El método usado es el Método de Aivazian, consiste en identificar en la rápida aquella sección a partir de la cual la velocidad de circulación del flujo se hace mayor que la velocidad permisible para hormigones de baja calidad para a partir de esa sección colocar rugosidad artificial, de manera tal que con ella se logre que el régimen de

circulación sea uniforme y la velocidad de circulación sea la permisible. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

Figura 3.21 Esquema de rugosidad intensificada Artificial.



Pasos a seguir:

- 1- Calcular la curva superficial natural de la rápida.
- 2- Identificar la sección a partir de la cual la velocidad se hace mayor que la velocidad permisible

A partir de esta sección es que se deberá colocar la rugosidad artificial para lograr que el régimen de circulación sea uniforme y con una velocidad igual o menor que la máxima permisible.

3- Cálculo del tirante a partir de esta sección (h)

$$h = \frac{Q}{b \cdot V_{max}}$$

Ecuación 3.44

Donde:

Q = Gasto de diseño que circula por el aliviadero (m³/s)

b = Ancho de la rápida (m)

$V_{\text{máx}}$ = Velocidad máxima permisible (m/s)

4 - Cálculo del radio hidráulico (Rh)

$$Rh = \frac{A}{P}$$

Ecuación 3.45

Donde:

A: Área mojada (m^2)

P: Perímetro mojado (m)

5- Cálculo del coeficiente de Chezy requerido para lograr la velocidad necesaria

$$C = \frac{V_{\text{max}}}{\sqrt{Rh \cdot i}}$$

Ecuación 3.46

Donde:

i: Pendiente de la rápida (m/m)

6-Cálculo del coeficiente de pérdida por fricción de Darcy (f)

$$f = \frac{8g}{C^2}$$

Ecuación 3.47

Donde:

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

7- Cálculo de la altura de la rugosidad (Δ) a partir de

$$f = 0.04 + 2.29i^2 + ki^2 \left[\frac{\Delta b^2}{RhP^2} \right]$$

Ecuación 3.48

En la parte derecha de las ecuaciones aparece la altura del umbral (Δ) para alcanzar la rugosidad requerida.

Donde:

P - Perímetro mojado (m)

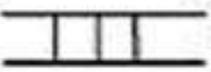
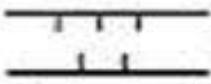
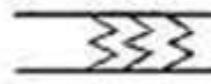
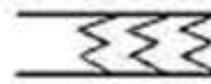
b - Ancho de la rápida (m)

h - Tirante obtenido en el segundo paso (m)

i - Pendiente del fondo de la rápida. (m/m)

k: Coeficiente que caracteriza la rugosidad artificial y se obtienen de:

Tabla 3.9 Coeficiente k de rugosidad artificial.

TIPO	ESQUEMA	k
1		0,9
2		1,7
3		1,2
4		1,9
5		2,0

Fuente: (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

8 - Comprobar que se cumpla que la relación $h / \Delta > 3$, que garantiza un régimen gradual suave y no uno en cascada.

De no cumplirse la restricción anterior, se deberá volver al séptimo paso y seleccionar otro valor de rugosidad tal y como allí se explica, hasta lograr un tipo de rugosidad capaz de satisfacer con el requerimiento anterior. Cuando esto ocurra se procederá con los restantes pasos.

9 - Cálculo de la separación entre umbrales (l) y el ancho del umbral.

$$l = 8\Delta$$

Ecuación 3.49

El ancho del umbral se puede asumir que es igual a Δ , pero se debe chequear su valor una vez realizado el cálculo estructural de la rugosidad.

3.2.6.5.1 Limitación del uso de rugosidad artificial en la rápida

La limitación fundamental estriba en que para grandes velocidades de circulación en la rápida, puede ocurrir la cavitación en las rugosidades.

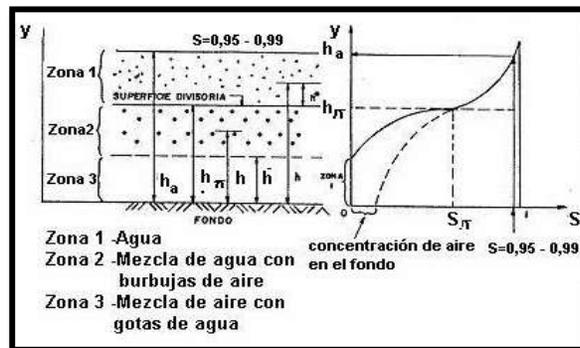
2. Aireación del flujo.

En las conducciones libres con altas velocidades se produce un atrapamiento de aire de la atmósfera por el flujo de agua, que provoca un incremento importante en el tirante de circulación que debe tenerse en cuenta al calcular la altura de los muros.

En el proceso de aireación del flujo influyen:

- 1- La intensidad de las pulsaciones de la velocidad del flujo.
- 2- La fuerza de gravedad que actúa sobre las burbujas captadas por el flujo y sobre las gotas de agua en el aire.
- 3- La fuerza de tensión superficial que se opone a la destrucción de la superficie libre del agua.

Figura 3.22 Distribución de aire atrapado en el flujo.



En relación con el momento en que tiene lugar el inicio de la aireación del flujo, numerosos son los autores que coinciden en plantear que el mismo se produce cuando la velocidad del flujo, supera un cierto valor de velocidad denominado como crítico.

Basados en la interpretación física del atrapamiento de aire por el flujo, distintos autores recomiendan expresiones para la obtención de la velocidad crítica (V_{cr}). A continuación se presentan algunas de las expresiones propuestas: (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

1.- Isachenko:

$$V_{cr} = 6,7\sqrt{gR} \left(1 - \frac{\Delta}{R}\right)^7$$

Ecuación 3.50

Donde:

R: Radio hidráulico del flujo no aireado (m).

g: Aceleración de la gravedad (m/s²) Δ : Rugosidad absoluta del hormigón ($\Delta = 1 \sim 4$ mm)**2.- Douma.**

$$V_{cr} = 2,24\sqrt{gR}$$

*Ecuación 3.51***3.- Skrebkov:**

$$V_{cr} = 0,089 \cdot C \cdot \cos\alpha^0$$

Ecuación 3.52

Donde:

C: Coeficiente de Chezy. $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

 α : Ángulo de inclinación de la rápida respecto a la horizontal.**4.- Boinich:**

$$V_{cr} = 6,63 \sqrt{gR \cos\alpha \left(1 + \frac{0,011}{R^2}\right) \left(1 + 8,7 \frac{n}{R^{1/6}}\right)^{-1}}$$

*Ecuación 3.53***5.- Grishin:**

$$V_{cr} = 5,753\sqrt{R}$$

Ecuación 3.54

La bibliografía consultada, apunta que dentro de las expresiones antes mencionadas, la presentada por Boinich resulta ser la de mejores resultados.

En relación con el cálculo del tirante aireado, se recomienda el uso de la siguiente expresión:

$$\frac{h_a}{h} = 1 + 0,12\sqrt{Fr - 25}$$

Ecuación 3.55

Donde:

h_a : Tirante aireado (m)

h : Tirante de circulación sin airear (m)

V : Velocidad de flujo sin airear (m)

g : Aceleración de caída libre (m/s^2)

Fr : Número de Froude por la expresión

3.2.6.5.2 Metodología a seguir para el cálculo del tirante aireado (h_a)

- 1- Cálculo de la curva superficial natural de la rápida.
- 2- Cálculo de la velocidad crítica en cada una de las secciones, con el empleo de las ecuaciones antes mencionadas (o del tirante h por debajo del cual hay aireación). Se debe recordar que la correspondiente a Boinich resulta ser la de mejor comportamiento.
- 3- Identificar aquella sección donde se cumpla que $V \geq V_{cr}$.
- 4- Una vez identificada la sección donde ocurre lo anterior, se procede al cálculo del tirante aireado según recomendaciones dadas al respecto anteriormente.
- 5- Cálculo de la altura del muro (AM) en cada sección por medio de la siguiente expresión:

$$AM = Y_a + BL$$

Es importante aclarar que al calcular la altura del muro, el tirante aireado sólo se utiliza en aquellas secciones donde se compruebe que $V > V_{cr}$, pues en aquellos donde esto no se cumpla, el tirante que se empleará será el correspondiente a la curva superficial normal.

3.2.6.6 Disipadores de energía**3.2.6.6.1 Tipos de disipadores de energía**

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

- 1.- El Pozo amortiguador
- 2.- El Estanque amortiguador
- 3.- El Trampolín
- 4.- La Cubeta deflectora

De los disipadores antes mencionados el uso de los dos primeros resultan ser de mayor factibilidad para el presente proyecto y se decide usar el estanque amortiguador.

3.2.6.6.2 El salto hidráulico

El uso de los pozos y estanques amortiguadores se basa en la ocurrencia del salto hidráulico que es realmente el encargado de la disipación de energía, de tal manera que los pozos y estanques en realidad son las estructuras que contienen al salto. Por ello, resulta imprescindible inicialmente recordar algunas características importantes del salto hidráulico, que permitan el correcto diseño hidráulico de tales estructuras. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.6.6.2.1 Ocurrencia del salto hidráulico

El salto tiene lugar en la unión de dos regímenes de flujo, uno de llegada *supercrítico* y otro de salida *subcrítico* y el salto tendrá lugar en aquella sección de un canal rectangular horizontal en la que se satisfaga la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 3.56}$$

Donde:

y_1 : Profundidad de circulación en la sección inicial del salto. (m)

y_2 : Profundidad de circulación después del salto (conjugada de y_1). (m)

Fr : Número de Froude en la sección inicial del salto, tal que

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad \text{Ecuación 3.57}$$

V_1 : Velocidad del flujo en la sección inicial del salto. (m/s)

3.2.6.6.2.2 Longitud del salto hidráulico

La determinación de la longitud del salto ha sido un tema muy debatido por los diversos investigadores del tema por la indefinición que hay en cuanto a donde puede darse por concluido el mismo. El criterio más generalizado es aquel que define como longitud del salto (L_s) la distancia horizontal desde la entrada de éste (muy bien definida) hasta la sección donde se alcanza su profundidad conjugada. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

Esa longitud puede obtenerse a partir de la curva que se presenta en la figura 3.29 o mediante alguna de las ecuaciones que brindan los investigadores que a continuación se relacionan:

-Smetana (Checoslovaquia):

$$L_s = 6(h_2 - h_1) \quad \text{Ecuación 3.58}$$

- Safranete (Alemania):

$$L_s = 5,9h_1 Fr_1 \quad \text{Ecuación 3.59}$$

- Einwachter (Alemania):

$$L_s = h_1 (Fr_1 - 1) \quad \text{Ecuación 3.60}$$

- Chertuso (Rusia):

$$L_s = 10,3h_1 (Fr_1 - 1)^{0,81} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

En las que h_1 y h_2 tienen los mismos significados que y_1 y y_2 (recuérdese que se trata de canales horizontales en los que profundidad y tirante de circulación coinciden).

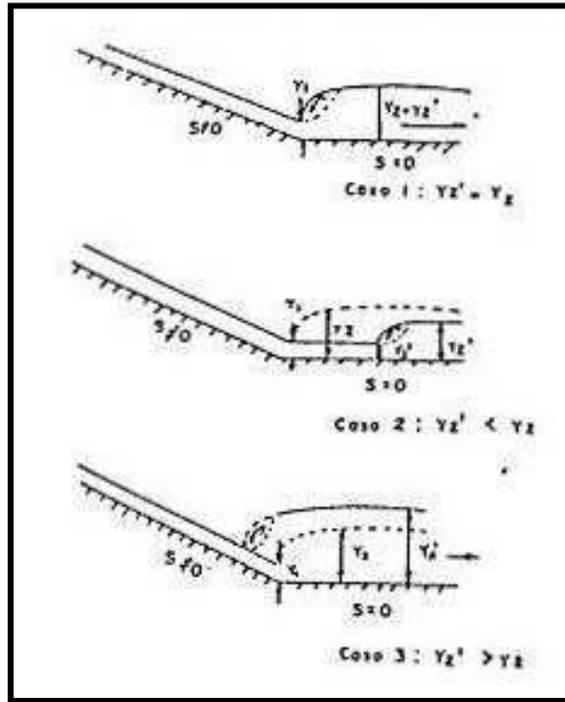
3.2.6.6.2.3 Posición del salto

Hay tres esquemas ilustrativos (figura 3.30) que describen la formación de un salto hidráulico aguas abajo de una compuerta, al pie de un cimacio o al final de una rápida.

Caso 1: Ocurre cuando $y_2^1 = y_2$. El salto ocurre inmediatamente a la salida de la compuerta, al pie del cimacio o al final de la rápida.

Caso 2: Ocurre cuando $y_2^1 < y_2$ resultado de lo cual el salto se corre hacia aguas abajo hasta un punto en el que las dos curvas superficiales tengan profundidades conjugadas.

Figura 3.23 Posición del salto hidráulico.



Caso 3: Ocurre cuando $y_2^1 > y_2$ lo que origina que sea un salto sumergido o ahogado. Tiene la ventaja de ser muy estable la posición del salto, pero el ahogo le resta de manera sensible capacidad disipadora.

3.2.6.7 El estanque amortiguador como disipador de energía

3.2.6.7.1 Principio de disipación

La disipación de la energía a través del uso de un estanque amortiguador, se realiza al igual que en el pozo por medio de la ocurrencia de un salto hidráulico con la única diferencia, que en este tipo de disipador se utilizan distintos accesorios con el propósito de incrementar por un lado la disipación de la energía y contribuir por otro en la estabilización del flujo que abandona dicho estanque. (Alegret Breña & Pardo Gómez, 2001)

3.2.6.7.2 Tipos de accesorios que se emplean en el estanque amortiguador

Entre los accesorios que se utilizan en el estanque amortiguador se tienen los siguientes:

- a) Dientes deflectores
- b) Dados amortiguadores
- c) Umbral terminal.

a) Dientes deflectores

Son aquellos elementos que se ubican a la entrada del estanque, para fragmentar el chorro e incrementar la profundidad del flujo que entra a dicha estructura. Además se puede señalar, que su presencia contribuye a crear la turbulencia requerida en la disipación de la energía y como resultado de esto se pueden obtener longitudes de estanques más cortas.

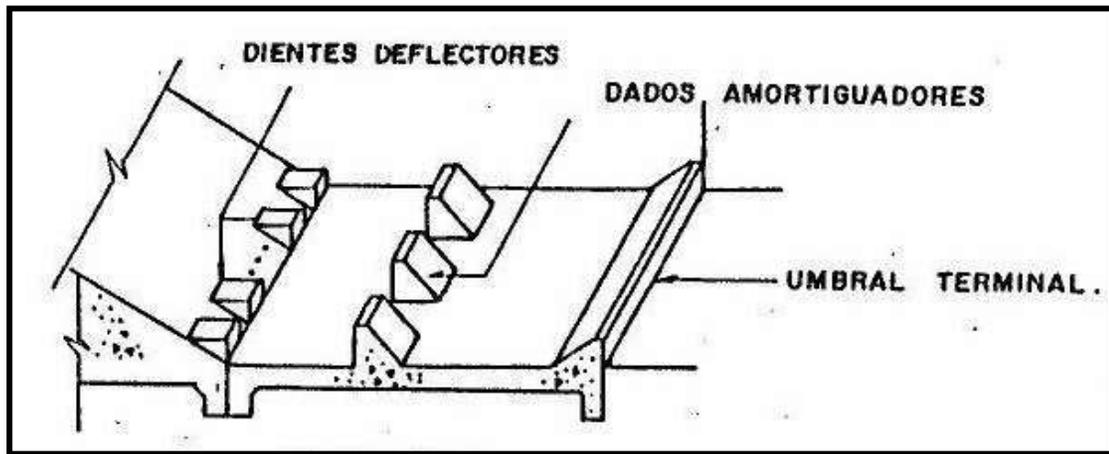
b) Dados amortiguadores

Los dados amortiguadores son instalados en el estanque principalmente para estabilizar la formación del salto hidráulico e incrementar la turbulencia del flujo, con lo cual se logra una mejor disipación de la energía. Es importante resaltar que cuando por el aliviadero circulan gastos pequeños, aquellos contribuyen a compensar las deficiencias del tirante aguas abajo, mientras que para gastos grandes de circulación, ellos ayudan a reflejar el flujo alejado del lecho del río.

c) Umbral Terminal

Son aquellos umbrales que se construyen al final del estanque con el propósito de controlar la erosión que se producirá en el lecho del río. Las pruebas de laboratorio indican que este elemento terminal, incrementa la eficiencia del estanque pues reducen apreciablemente la erosión del cauce aguas abajo.

Figura 3.24 Accesorios del estanque amortiguador.



3.2.6.7.3 Metodología para el diseño de un estanque amortiguador

Pasos a seguir.

1^{ro}- Cálculo de la velocidad a la entrada del estanque V_1

$$V_1 = q / Y_1$$

2^{do}- Cálculo del número de Froude a la entrada del estanque Fr_1

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}}$$

3 - Una vez calculado el número de Froude se analiza qué tipo de salto va a tener lugar en el estanque y a partir de aquél se decide el tipo de estanque a diseñar.

a) Si $2,5 \leq Fr_1 \leq 4,5 \Rightarrow$ Salto oscilante \rightarrow se diseña un estanque tipo I

b) Si $Fr_1 > 4,5 \Rightarrow$ Salto estable entonces:

- Si $V_1 < 15$ m/s se diseña un Estanque Tipo II

- Si $V_1 \geq 15$ m/s se diseña un Estanque Tipo III

Debido a las condiciones de flujo del presente proyecto se debe diseñar un estanque tipo II y sólo se presenta la metodología de cálculo de este tipo de estanque.

3.2.6.7.4 Diseño de un estanque tipo II ($F_{r1} > 4.5$), ($V_1 < 15$ m/s)

1 Calcular del valor de TA de la siguiente ecuación

$$TA = y_1(1,420Fr_1 - 0,604) \quad \text{Ecuación 3.62}$$

2 Calculo del tirante conjugado (Y_2)

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \cdot \left[\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 3.63}$$

3 Determinar la longitud del estanque amortiguador (L_{II}).

$$L_{II} = y_2(1,62 + 0,178Fr_1 - 0,007Fr_1^2) \quad \text{Ecuación 3.64}$$

4 Cálculo de las dimensiones de los dientes deflectores.

Altura = Y_1

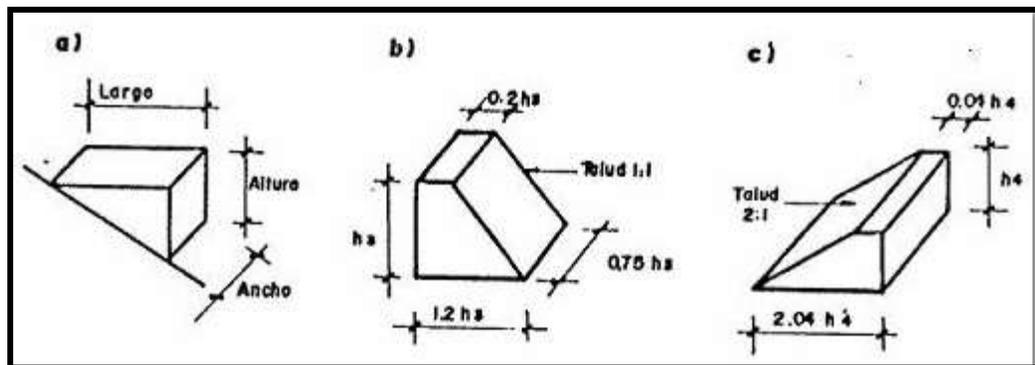
Ancho = Y_1

Largo = Sale constructivo (pasando una horizontal por la altura del diente hasta la superficie de la rápida o el cimacio).

Espacio entre dientes = Y_1

Espacio Fraccional = $0,5 Y_1$

Figura 3.25 Dimensiones de accesorios Estanque tipo II.



5 Cálculo del número de dientes (n).

$$n = \frac{b}{2 \cdot y_1} \quad \text{Ecuación 3.65}$$

Donde:

b = Es el ancho del estanque (m)

6. Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores.

a) Cálculo de h_3 de la siguiente expresión:

$$h_3 = y_1 \cdot (0,545 + 0,175Fr_1)$$

Ecuación 3.66

b) Cálculo de las dimensiones de los dados amortiguadores

Altura = h_3

Ancho = $0,75 h_3$

Largo = $1,2 h_3$

Ancho superior = $0,2 h_3$

Espacio entre dados = $0,75 h_3$

Espacio Fraccional = $0,375 h_3$

Ubicación = $0,8 d_2$

Donde:

$$d_2 = \frac{L_{II}}{1,071 + 0,358Fr_1 - 0,025Fr_1^2 + 0,00055Fr_1^3}$$

Ecuación 3.67

c) Cálculo del número de dados amortiguadores (n)

$$n = b/(1,5h_3)$$

Ecuación 3.68

7 Cálculo de las dimensiones del umbral terminal.

a) Cálculo de h_4 a partir de la siguiente expresión.

$$h_4 = y_1(0,965 + 0,063Fr_1)$$

Ecuación 3.69

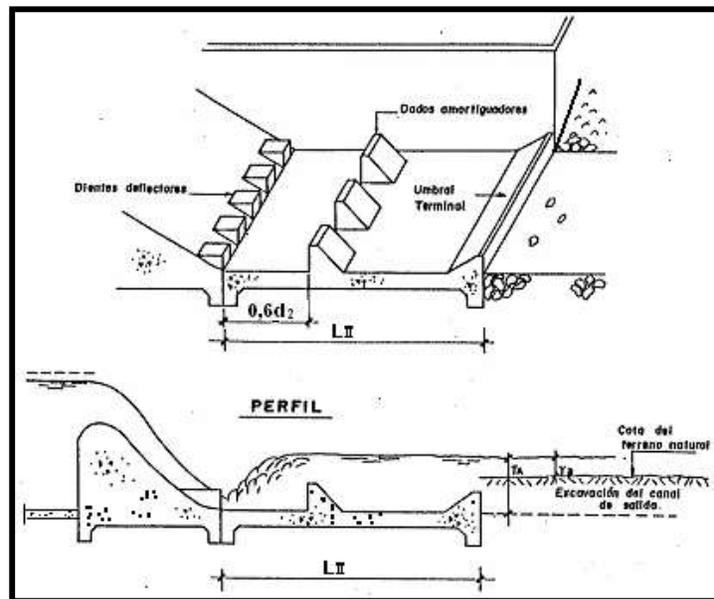
b) Cálculo de las dimensiones del umbral terminal.

Altura = h_4

Ancho de la cara superior del umbral = $0,04 h_4$

Largo = $2,04 h_4$

Figura 3.26 Estanque Tipo II



3.2.7 Flujo en canales con alineamiento no lineal

La presencia de curvas o codos en el alineamiento es inevitable en el diseño de canales abiertos. Con frecuencia surgen dificultades en el diseño debido a la complejidad del flujo a lo largo de una trayectoria curva. Las líneas de corriente de flujo no sólo son curvilíneas sino que también se entrecruzan, generando corrientes espirales y ondas cruzadas. Además la fuerza centrífuga que actúa sobre el flujo a lo largo de una curva produce un aspecto único conocido como sobre elevación es decir, una elevación en la superficie de agua en la banca exterior acompañada con una disminución en la banca interna. También, la distribución de velocidades en las secciones del canal en la curva es muy irregular y los coeficientes α y β son bastante mayores que la unidad. (Chow, 2004)

En canales de alineamiento no lineal el flujo se comporta de manera diferente según el estado de flujo. En general el flujo subcrítico muestra una superficie de agua suave y una ligera sobre elevación, en tanto que el flujo supercrítico muestra patrones

característicos con perturbaciones de ondas cruzadas en la superficie y por consiguiente exagera la sobreelevación. (Chow, 2004)

En el estudio del flujo subcrítico las corrientes espirales son de interés primordial, y son esencialmente un fenómeno de fricción; por consiguiente, su análisis requiere el uso del número de Reynolds como parámetro. (Chow, 2004)

En el estudio del flujo supercrítico la formación de hondas transversales es de interés primordial, y representa el efecto gravitacional de la superficie libre sobre el flujo; por consiguiente, su análisis se basaría en el uso de número de froude como parámetro básico. (Chow, 2004)

Estas ondas a menudo se encuentran en flujo supercrítico en canales de alineamiento no lineal y en canales de secciones no prismáticas, forman un patrón de perturbación que puede persistir a lo largo de una considerable distancia hacia aguas abajo, y son originadas por el efecto de giro causado por las paredes curvas, el cual no actúa uniformemente sobre todas las líneas de corriente de la sección del canal. En un canal curvo, la pared externa, que voltea el flujo hacia adentro, producirá un resalto hidráulico oblicuo. (Chow, 2004)

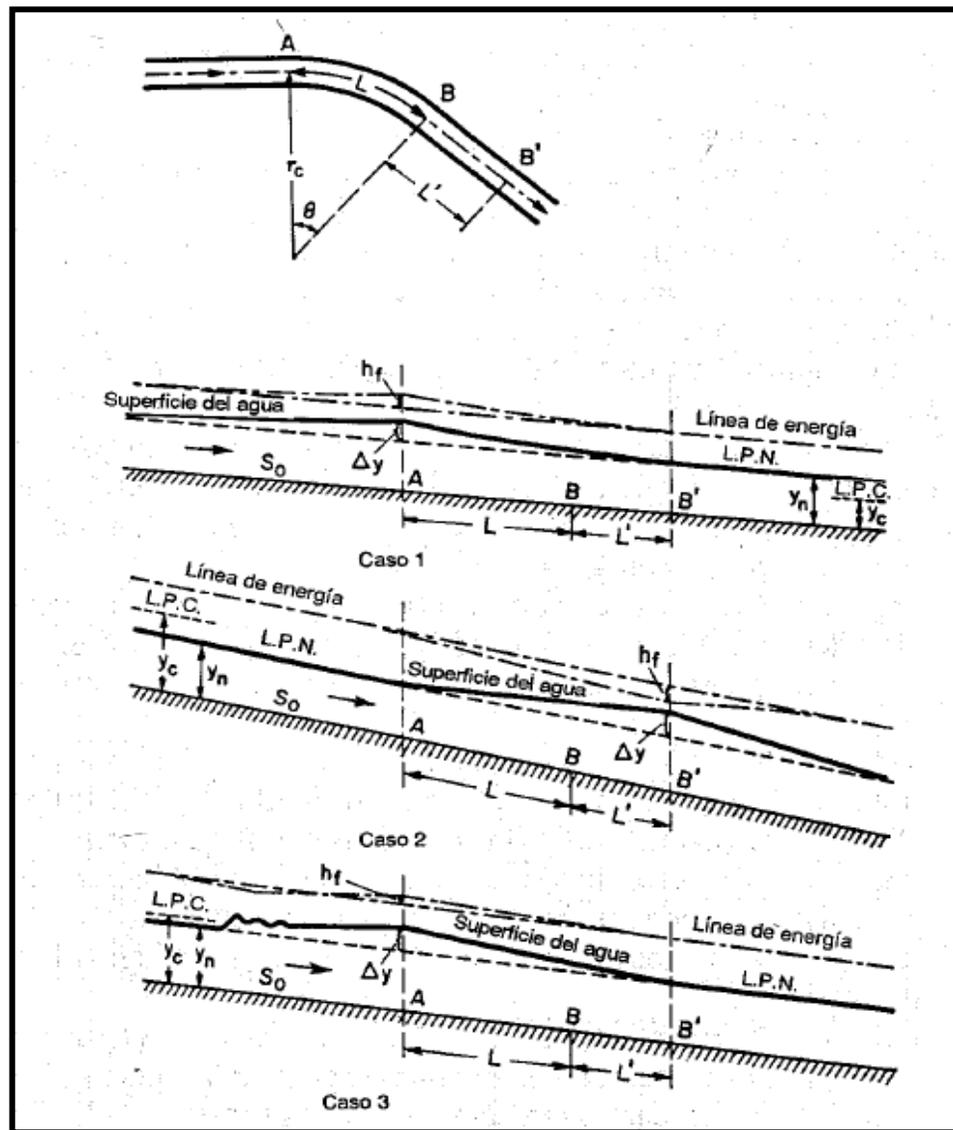
3.2.7.1 Pérdida de energía

Según Müller, la línea de energía y el perfil de flujo en un canal curvo uniforme pueden mostrarse como en la figura 3.20.

El caso 1 ilustra el flujo subcrítico en una curva entre dos canales tangentes. Sin la curva el flujo ocurriría con una profundidad normal Y_n correspondiente al caudal particular.

El caso 2 ilustra el flujo supercrítico en un canal curvo. Nótese que la línea de energía cae en una cantidad h_f en B' , correspondiente a la cantidad de energía disipada en la curva y en el canal aguas abajo BB' . El nivel de la superficie del agua se aumenta desde la profundidad normal, empezando en A , incrementándose hasta Δy en B' y retornando después al nivel normal. Si la superficie del agua sube por encima de la línea de la profundidad crítica se producirá un resalto hidráulico.

Figura 3.27 Línea de energía y perfil del flujo a lo largo de una curva.



En el caso 3 ilustra el flujo supercrítico cuando la profundidad normal está ligeramente por debajo de la crítica. La superficie ondulatoria en el canal de aguas arriba se debe al hecho de que la superficie del agua asciende por encima de la profundidad crítica, de tal manera que se produce un resalto ondulatorio. (Chow, 2004)

La pérdida de energía total debida a la resistencia en la curva puede expresarse en términos de la altura de velocidad como:

$$h_f = f_c \frac{V^2}{2g}$$

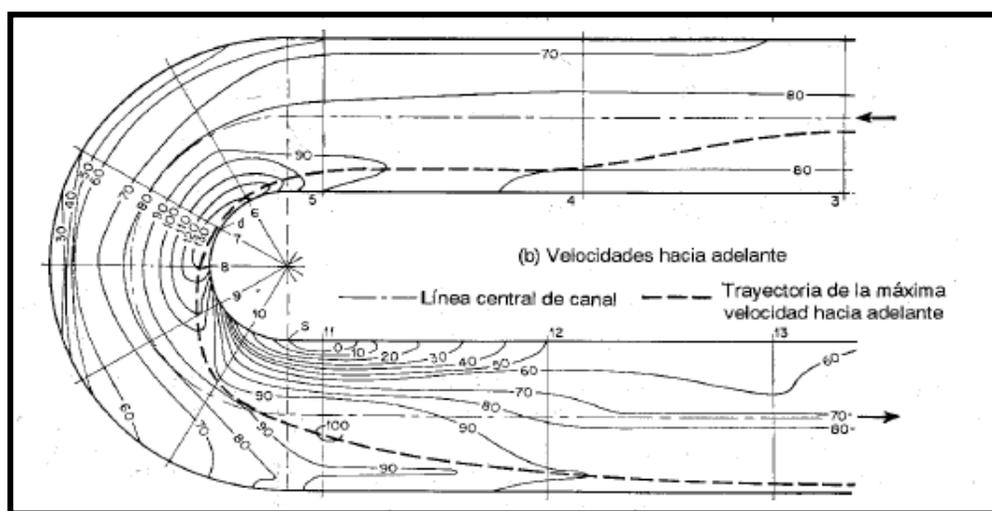
Ecuación 3.70

Donde V es la velocidad media en la sección y f_c es el coeficiente de resistencia de la curva. El coeficiente f_c varía considerablemente con cada uno de los parámetros del flujo de aproximación, r_c/b , y/b y $\theta/180^\circ$. En la figura 3.36 se muestra una familia de curvas de estos parámetros basada en los experimentos hechos por SHUKRY. Las curvas pueden utilizarse para determinar de manera aproximada el valor de f_c en canales lisos curvos. Para un caso dado, f_c se obtiene fijando su valor con respecto a dos variables y luego ajustándolo con respecto a la tercera y cuarta variables. (Chow, 2004)

3.2.7.2 Sobreelevación

Los estudios acerca de la sobreelevación en la superficie del agua a lo largo de un canal curvo son muchos. A partir de los resultados experimentales obtenidos por Shukry (Figura 3.21) puede verse que la trayectoria de la línea de máxima velocidad en un canal curvo se desvía desde su curso normal en una sección aguas arriba de la curva. En el punto d, la trayectoria casi toca la pared interna del canal y la superficie del agua alcanza su nivel mínimo. Después del punto d, la trayectoria se mueve gradualmente hacia afuera hasta que cruza la línea central en la sección que pasa por el punto de separación "s". (Chow, 2004)

Figura 3.28 Líneas de velocidades hacia adelante en el flujo a lo largo de una curva de 180°



Fuente: (Chow, 2004)

La sobreelevación en canales curvos puede determinarse mediante ecuaciones menos exactas pero más simples, las cuales se basan en la aplicación de la segunda ley del movimiento de Newton, a la acción centrífuga en la curva. Al suponer que todas las velocidades de los filamentos en la curva son iguales a la velocidad media V_z y que todas las líneas de corriente tienen un radio de curvatura r_c , puede demostrarse que la superficie transversal del agua debe ser una línea recta, y puede obtenerse una ecuación simple para la sobreelevación: (Chow, 2004)

$$\Delta h = \frac{V_z^2 \cdot b}{g \cdot r_c}$$

Ecuación 3.71

Donde

Δy = Sobreelevación (m)

V_z =Velocidad media de llegada a la curva (m/s)

b =Ancho de solera (m)

g =Aceleración de gravedad (m/s²)

r_c =Radio del alineamiento curvo (m)

Al aplicar la segunda ley de Newton a cada línea de corriente y luego integrar a través de toda la sección de canal Grashof pudo demostrar que el perfil de la sección transversal es una curva logarítmica y que la sobreelevación es:

$$\Delta y = 2.30 \cdot \frac{V_z^2}{g} \cdot \log \frac{r_o}{r_i}$$

Ecuación 3.72

Donde

Δy = Sobreelevación (m)

V_z = Velocidad de llegada a la curva (m/s)

g = Aceleración de gravedad (m/s²)

r_o = Radio externo de la curva (m)

r_i = Radio interno de la curva (m)

Woodward supuso que la velocidad es cero en las bancas y tiene un valor máximo V_{max} en el centro, que varía entre dichos valores de acuerdo con una curva parabólica. Mediante la segunda ley de Newton obtuvo la siguiente ecuación para la sobreelevación:

$$\Delta y = \frac{V_{max}^2}{g} \left[\frac{20r_c}{3b} - 16 \frac{R_c^3}{b^3} + \left(\frac{4r_c^2}{b^3} - 1 \right)^2 \ln \frac{2r_c + b}{2r_c - b} \right] \quad \text{Ecuación 3.73}$$

Donde

Δy = Sobreelevación (m)

V_{max} =Velocidad de llegada a la curva (m/s)

b =Ancho de solera (m)

g =Aceleración de gravedad (m/s²)

r_c =Radio del alineamiento curvo (m)

A partir de las tres ecuaciones anteriores para la sobreelevación, la ecuación 3.71 de Woodward da los mejores resultados.

3.2.7.3 Consideraciones de diseño para flujo supercrítico

El aspecto principal para diseño de canales curvos para flujo supercrítico es eliminar o reducir la sobreelevación y el patrón de perturbaciones de ondas cruzadas. Knapp sugirió los siguientes métodos para alcanzar este objetivo (Chow, 2004):

3.2.7.3.1 Peralte

Es la pendiente transversal en el fondo que suministra una fuerza lateral para balancear la fuerza centrífuga del flujo. La pendiente transversal St requerida puede calcularse igualando la componente gravitacional a lo largo de la pendiente transversal con la fuerza centrífuga determinada mediante el radio r de curvatura y la velocidad V ; es decir: (Chow, 2004)

$$St = \frac{V^2}{g \cdot r}$$

Para evitar cambios abruptos en la condición del flujo el peralte debe presentarse gradualmente desde cero hasta su valor completo empezando en ambos extremos de la curva. Nótese que la pendiente calculada de esta manera es buena sólo para la velocidad dada. Cuando la velocidad cambia, este peralte es menos efectivo en nuevas condiciones de flujo. Por consiguiente, el peralte es más adecuado en canales que ordinariamente operan cerca de la condición del flujo de diseño. Los factores en contra del peralte incluyen los costos de los trabajos de excavación y las posibles sedimentaciones o erosiones a lo largo de la pared interna durante flujos bajos. (Chow, 2004)

3.2.7.3.2 Vanos curvos múltiples

La sobreelevación y el patrón de perturbación pueden reducirse mediante vanos concéntricos que dividen el ancho del canal en una serie de canales curvos angostos. Este método generalmente no es práctico y se vuelve inaplicable en canales que mueven basuras de tamaños mayores que el ancho subdividido. (Chow, 2004)

3.2.7.3.3 Curvas suavizadas

La perturbación en un canal curvo simple puede reducirse empleando una curva compuesta. El mejor diseño es una curva simple de radio r_c precedida y seguida por otra sección de una curva simple, cuya longitud es $b/\tan \beta$ y cuyo radio es $2r_c$. La curva compuesta resultante ofrece una solución muy conveniente para la mayor parte de canales curvos con flujo supercrítico. Otros tipos de curvas suavizadas, como una de transición en espiral, incrementarán de manera considerable el costo de diseño de construcción con sólo un pequeño mejoramiento en las características del flujo. (Chow, 2004)

3.2.7.3.4 Obstáculos diagonales

Son los instalados en el fondo del canal cerca de los extremos de la curva que producirán un efecto similar al de una curva suavizada. Un esquema efectivo de estos obstáculos (figura 3.22) se desarrolló experimentalmente. El ángulo óptimo α de los obstáculos es 30° la distancia L_{US} puede estimarse mediante: (Chow, 2004)

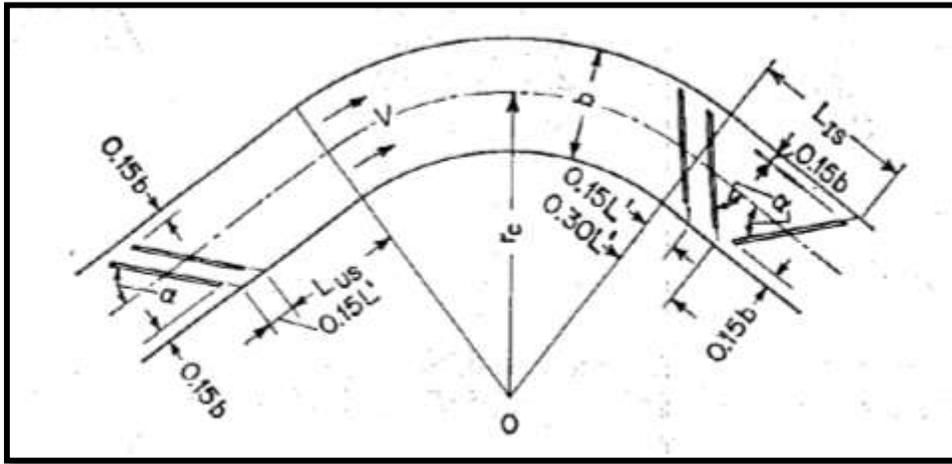
$$L_{US} = \frac{kb}{\tan\beta}$$

Ecuación 3.74

Donde:

K: es un coeficiente, para casos normales ($k= 0.9-1.15$)

Figura 3.29 Planta de instalación de obstáculos en canal curvo.



De acuerdo a la figura la longitud L_{IS} es:

Ecuación 3.75

Donde:

$L' = b/\tan\beta$ es decir, la mitad de la longitud de onda de la perturbación del canal

Este método puede utilizarse como una medida remedial en canales existentes diseñados con curvas circulares simples y otras formas no satisfactorias. Las principales desventajas de este método son el alto costo de mantenimiento, la perturbación muy pronunciada en flujos bajos y la posible cavitación en flujos extremos con altas velocidades. (Chow, 2004)

CAPITULO 4. INGENIERÍA DEL PROYECTO

4.1 Introducción

La zona de estudio compromete una región que se encuentra sobre la cuenca de la quebrada de Pajchani.

Alrededor de la zona del proyecto se encuentran los siguientes poblados: El Molino, Carachimayu, Tomatas Grande, Santa Bárbara, Sella Méndez, La Calama, Rancho Norte. Sella Cercado

La zona es caracterizada como una de montaña, sus afluentes y la cuenca presentan pendientes elevadas, las cuales producen en época de lluvias crecidas que se trasladan a lo largo de la red de drenaje con una rapidez considerable; se observan formaciones rocosas con suelos poco profundos.

El análisis hidrológico tiene por objetivos el establecer los fenómenos hidrológicos extremos que se suscitan en la zona deberán determinarse éstos valores extremos con la finalidad de dimensionar el vertedero.

4.2 Análisis hidrológico

El objetivo del análisis hidrológico es estimar la crecida en el área de proyecto para verificar las dimensiones actuales del vertedero de excedencias.

4.2.1 Características de la cuenca

4.2.1.1 Propiedades geométricas

Área de la cuenca. (Ac)

Descripción	Nombre de la presa	Rio	Área (km ²)
Cuenca	La Hondura	Quebrada de Pajchani	7,95

Perímetro de la cuenca. (P)

Descripción	Nombre de la presa	Rio	Perímetro (km)
Cuenca	La Hondura	Quebrada de Pajchani	12,87

Longitud de la cuenca. (Lc)

Descripción	Nombre de la presa	Rio	Longitud (km)
Cuenca	La Hondura	Quebrada de Pajchani	5,44

Forma de la cuenca**Índice de Horton (Rf).**

$$Rf = \frac{Ac}{Lc^2}$$

Ecuación 4.76

Donde:

Ac= Área de la cuenca (km²)

Lc= Longitud de la cuenca (km)

$$Rf = 0,27$$

De acuerdo a la tabla 2.2 se tiene:

Valores Aproximados	Forma de la Cuenca
> 0.22	Muy alargada
0.22 - 0.300	Alargada
0.300 - 0.37	Ligeramente alargada
0.37 - 0.450	Ni alargada ni ensanchada
0.45 - 0.60	Ligeramente Ensanchada
0.60 - 0.80	Ensanchada
0.80 -1.20	Muy Ensanchada
> 1.200	Rodeando el Desagüe

Fuente: (Villon Bejar, 1994)

En base a los resultados obtenidos para el factor de forma por el índice Horton, podemos concluir que la cuenca es “**Alargada**”

Índice Gravelius o Compacidad (Kc)

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Ecuación 4.77

Donde:

P= Perímetro de cuenca. (Km)

A= Área de la cuenca. (Km²)

$$Kc = 1,28$$

Cuenca medianamente alargada

Relación de elongación (Re)

$$Re = \frac{D}{Lc} = \frac{1,1284\sqrt{Ac}}{Lc}$$

Ecuación 4.78

Donde:

Lc=Longitud de la cuenca

Ac=Área de la cuenca

$$Re = 0,58$$

4.2.1.2 Propiedades morfométricas

Características de la red de drenaje

Tipos de corrientes

La quebrada de Pajchani es una corriente tipo: EFÍMERAS

Número de orden de cauce (u) y colector principal

Se hizo una clasificación de afluentes según Horton cuyo mapa se encuentra en (Anexo C) y se obtuvo:

Tabla 4.10 Clasificación de afluentes según Horton.

Orden	Longitud (km)	Nº Elementos	N(x)	l(x)	Rc	Rl
1	10,711	24	2,182	0,446	0,458	1,380
2	6,772	11	1,833	0,616	0,545	1,318
3	4,870	6	1,500	0,812	0,667	0,788
4	2,557	4		0,639		
Σ	24,910	km				

Fuente: Elaboración propia.

La quebrada Pajchani es de orden = 4

Relación de confluencia

$$Rc = \frac{Nx}{Nx + 1}$$

Ecuación 4.79

Donde:

R_c = relación de confluencia

N_x = número total de cauces con orden x

X = número de orden de cauce

Los resultados obtenidos se encuentran en tabla 4.1

Relación de longitud

$$Rl = \frac{lx}{lx + 1}$$

Ecuación 4.80

Donde:

R_l = relación de longitud.

N_x = longitud total de cauces con orden x

X = número de orden de cauce

Los resultados obtenidos se encuentran en tabla 4.1

Longitud de cauces (L)

La longitud de los cauces de cada orden se presentan en la tabla 5.1, Para el caso del cauce principal se tiene:

Tabla 2.3 Clase de valores de longitud del cauce principal

Rangos de Longitud (Km)	Clases de longitud del Cauce
1,69 – 4,17	Corto
4,18 – 6,65	Mediano
6,66 – 9,13	Largo

Fuente, (Villon Bejar, 1994)

Según la tabla 2.3 la quebrada Pajchani se clasifica como mediano

$$L=5,45 \text{ km}$$

Densidad de drenaje (Dd)

$$Dd = \frac{L}{Ac}$$

Ecuación 4.81

Donde:

L= Longitud total de todos los cauces en la cuenca en (km)

Ac= Área de la cuenca en (km²)

$$Dd = 3,13 \text{ km/km}^2$$

4.2.1.3 Propiedades de relieve.

Pendiente de la cuenca.

$$Sc = \frac{Dl}{A}$$

Ecuación 4.82

Dónde:

Sc = Pendiente de la cuenca.

D = Desnivel constante entre curvas de nivel (m).

L = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (m).

$A = \text{Área de la cuenca (m}^2\text{)}$.

$$S_c = 0,2489 \text{ m/m}$$

Pendiente del cauce principal.

$$S = \frac{H}{L}$$

Ecuación 4.83

Donde:

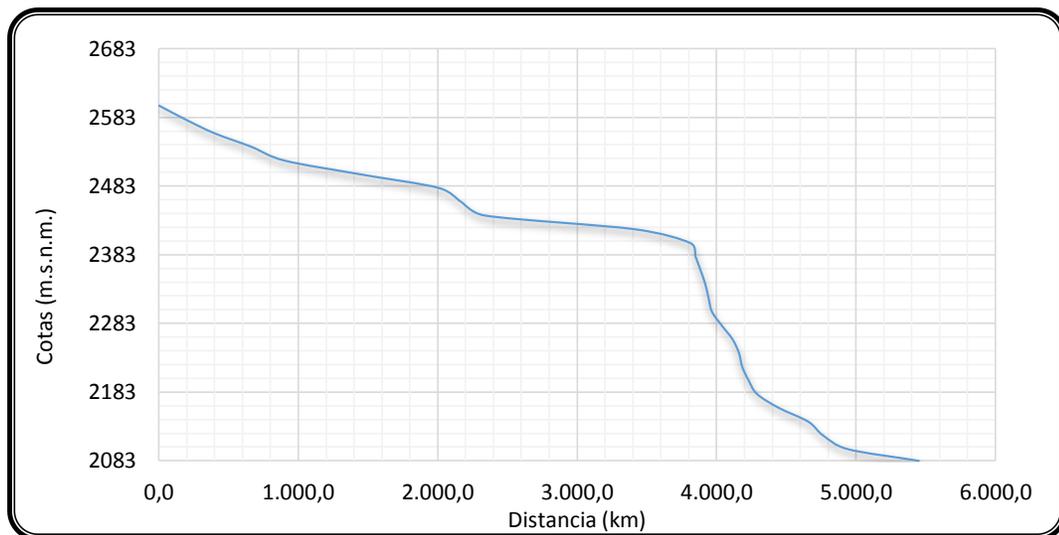
$S =$ pendiente

$H =$ diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en Km

$L =$ longitud del cauce, en Km

$$S = 0,095 \text{ m/m}$$

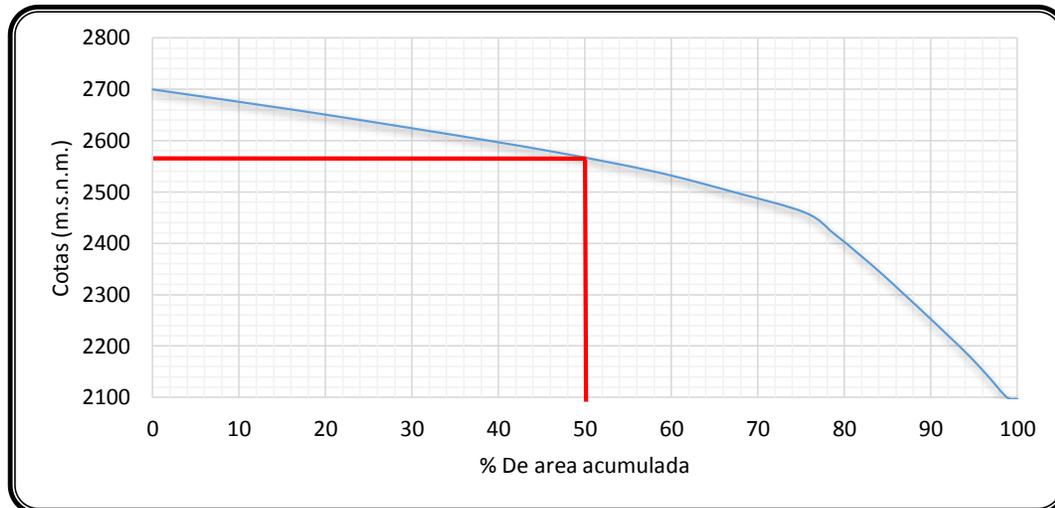
Gráfica 4.1 Perfil del cauce principal de la Cuenca Pajchani.



Fuente, Elaboración Propia

Elevación media de la cuenca

Gráfica 4.2 Curva Hipsométrica de la Cuenca Pajchani.



Fuente, Elaboración Propia

Altura media de la cuenca= 2560 m.s.n.m.

4.2.1.4 Tiempo de concentración

Datos:

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Longitud del cauce	L	5,45	(km)
Desnivel del cauce	H	517	(m)
Pendiente del cauce	S	0,095	m/m
Pendiente del cauce	So	9,5	%
Área de la cuenca	A	7,95	(km ²)
Perímetro de la cuenca	P	12,87	Km

Fuente: Elaboración propia.

Resultados Obtenidos por las ecuaciones propuestas en el punto 2.5.3.4

Chereque	0,61	h
Gliandotti	1,49	h
Ventura-H	0,46	h
U.S.C.E.	1,74	h
California	0,60	h

Kirpich	0,61	h
Bransby-Williams	1,73	h
Clark	2,30	h
Federal Aviation Agency	1,21	h
Pilgrim y McDermott	1,67	h
Témez	1,70	h
Valencia y Zuluaga	1,53	h

Fuente: Elaboración propia.

➤ **Primera ponderación:**

tc =	1,52	h
tc =	91	min

Con este tiempo de concentración se presenta una velocidad de:

Velocidad	
3,58	km/h
1,00	m/s
3,27	pie/s

➤ **Segunda ponderación:**

tc =	0,57	h
tc =	34	min

Con este tiempo de concentración se presenta una velocidad de:

Velocidad	
9,59	km/h
2,67	m/s
8,74	pie/s

4.2.1.4 Validación del tiempo de concentración

Una manera de saber que valores adoptar para la zona de estudio es a través de una verificación de la velocidad en función de la pendiente.

Tabla 2.4 Velocidades promedio para calcular el tiempo de concentración.

Pendiente %	Velocidad promedio m/s
0 a 3	0,45
4 a 7	0,9
8 a 11	1,2
12 a 15	1,35

Fuente, (Villón Bejar, 1994)

Tabla 2.5 Velocidad en función de la pendiente del cauce.

Proyecto Racional de las Alcantarillas y Puentes Highway Department - Texas			
Pendiente en porcentaje	Velocidad media en pies por segundo		
	Bosques (en la porción superior de la cuenca)	Pastizales (en la porción superior de la cuenca)	Cauce natural no muy bien definido
0 - 3	1.0	1.5	1.0
4 - 7	2.0	3.0	3.0
8 - 11	3.0	4.0	5.0
12 - 15	3.5	4.5	8.0

Fuente, (Chereque Moran, 1989)

Tabla 2.6 Velocidades para distintas pendientes del cauce principal

Velocidades promedio aproximadas en m/s del flujo de escorrentía para calcular el tiempo de concentración.				
Descripción del curso de agua	Pendiente en porcentaje			
	0-3	4-7	8-11	>12
No concentrado				
Bosques	0-0,46	0,46-0,76	0,76-1,00	>1
Pastizales	0-0,76	0,76-1,07	1,07-1,30	>1,30
Cultivos	0-0,91	0,91-1,37	1,37-1,68	>1,68
Pavimentos	0-2,59	2,59-4,11	4,11-5,18	>5,18

Fuente, (Aparicio Mijares, 1992)

Como se tiene una pendiente de 9.5%, el valor del tiempo de concentración de la primera ponderación es el que más se ajusta según la bibliografía propuesta, entonces:

$$T_c = 1,52 \text{ h}$$

4.2.2 Información meteorológica del SENAMHI

La información fue obtenida del servicio nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI. A continuación se presenta un resumen del contenido y descripción de las estaciones empleadas:

Tabla 4.11 Estaciones meteorológicas empleadas.

Nº	Estación	Provincia	Cuenca	Latitud Sur	Longitud oeste	Altura (msnm)
1	Canasmoro	MENDEZ	BERMEJO	21°21'	64°45'	2080
2	Trancas	MENDEZ	BERMEJO	21°18'	64°49'	2200
3	San Lorenzo	MENDEZ	BERMEJO	21°25'	64°45'	1900
4	Tarija Cancha	MENDEZ	BERMEJO	21°24'	64°46'	2050
5	Tomatas grande	MENDEZ	BERMEJO	21°18'	64°48'	2150

En (Anexo A) se dispone de toda la información completa de cada Estación.

Estación Canasmoro.

La estación Canasmoro se encuentra próxima a la cuenca de la presa La Hondura, actualmente está en funcionamiento, la estación Canasmoro es adecuada para el estudio, porque posee una extensión de registro suficiente, como así también es la segunda estación más cercana a la zona de estudio con una longitud aproximada de 5.56 km con respecto al centro de la cuenca, por lo tanto su representatividad del régimen pluviométrico en la zona la convierte en idónea y confiable en los resultados que de la misma se obtengan.

Estación Tarija Cancha.

La estación Tarija Cancha es la estación más cercana a la cuenca con una distancia aproximada de 5,6 km. Actualmente está cerrada

Con respecto a la extensión de datos posee un registro de poca extensión, sin embargo no se descarta su utilización.

Estación San Lorenzo.

La estación San Lorenzo es la estación más alejada de la cuenca. Con respecto a la extensión de su registro pluviométrico cuenta con poca extensión de registro.

Sin embargo no se descarta su utilización para los cálculos.

Esta estación al igual que la estación de Canasmoro y Tarija Cancha se encuentra ubicada en la parte inferior de la cuenca.

Estación Tomatas Grande.

La estación Tomatas Grande se encuentra ubicada en la parte superior de la cuenca con una distancia de aproximadamente 12.4 km. Con respecto al centro de la cuenca, actualmente está cerrada.

Con respecto a la extensión de su registro cuenta con poca extensión de datos.

Sin embargo no se descarta su utilización.

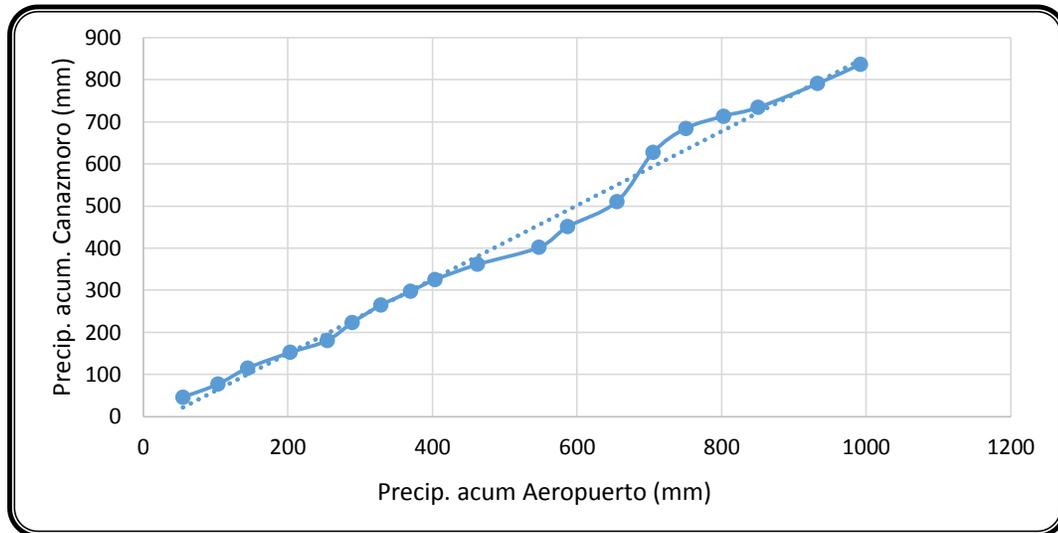
Estación Trancas.

La estación Trancas se encuentra ubicada en la parte superior de la cuenca cuenca con una distancia aproximada de 11,3 km con respecto al centro de la cuenca, Actualmente está en fruncimiento, y posee una extensión de registro pluviométrico suficiente para el estudio

4.2.3 Análisis de consistencia de la información.

Se evaluó en primera instancia la consistencia de la información, por medio de la técnica de la curva doble másica. Haciendo uso de la información de la estación Aeropuerto, porque además de ser la estación más confiable de la Tarija se la adopta como estación patrón, con el objetivo de comparar el régimen pluviométrico de las estaciones implicadas en el desarrollo del estudio, respecto de la estación patrón.

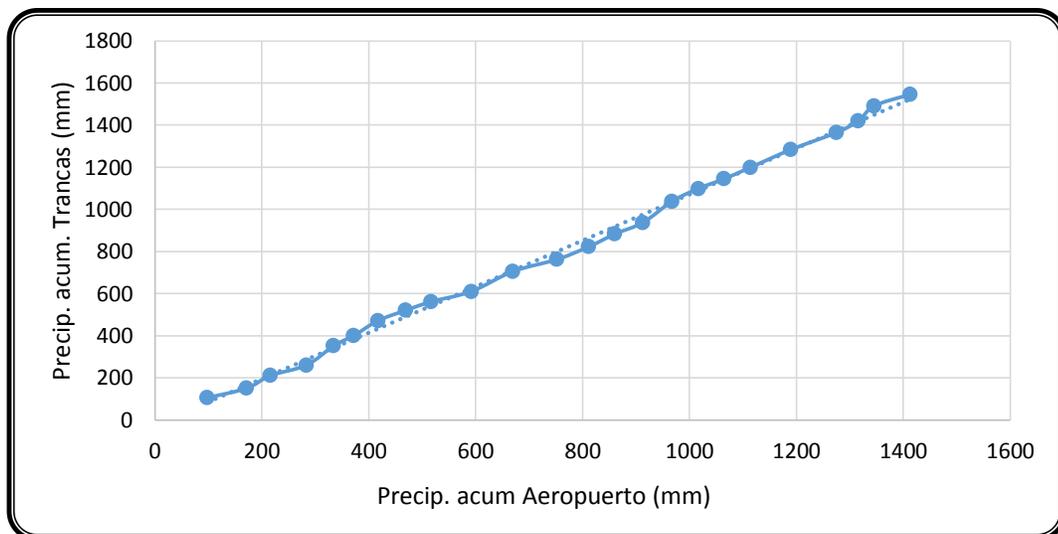
Gráfica 4.3 Curva doble masa Canasmoro.



Coeficiente de correlación de la curva masa:

$$R = 0,9946$$

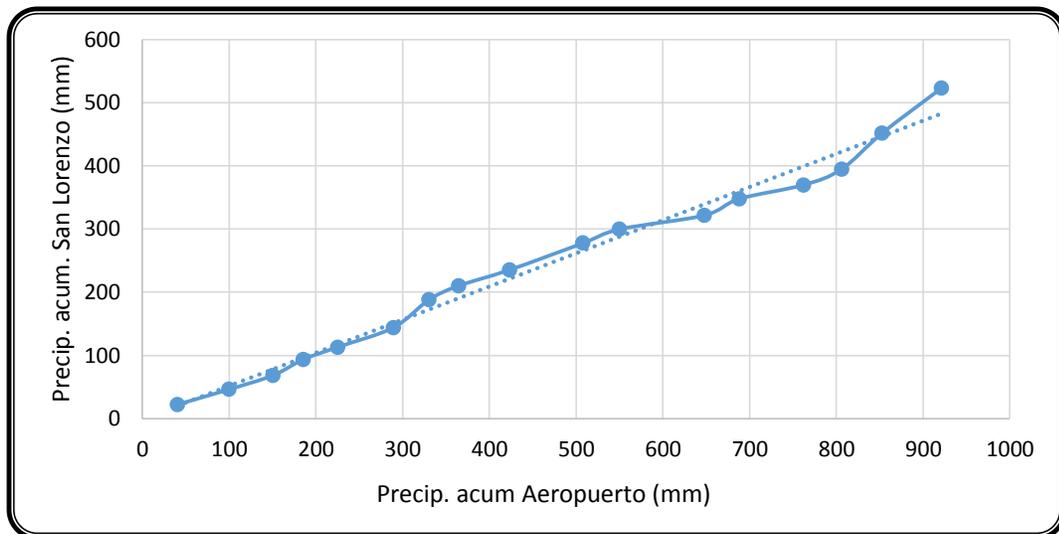
Gráfica 4.4 Curva doble masa Trancas.



Coeficiente de correlación de la curva masa:

$$R = 0,9986$$

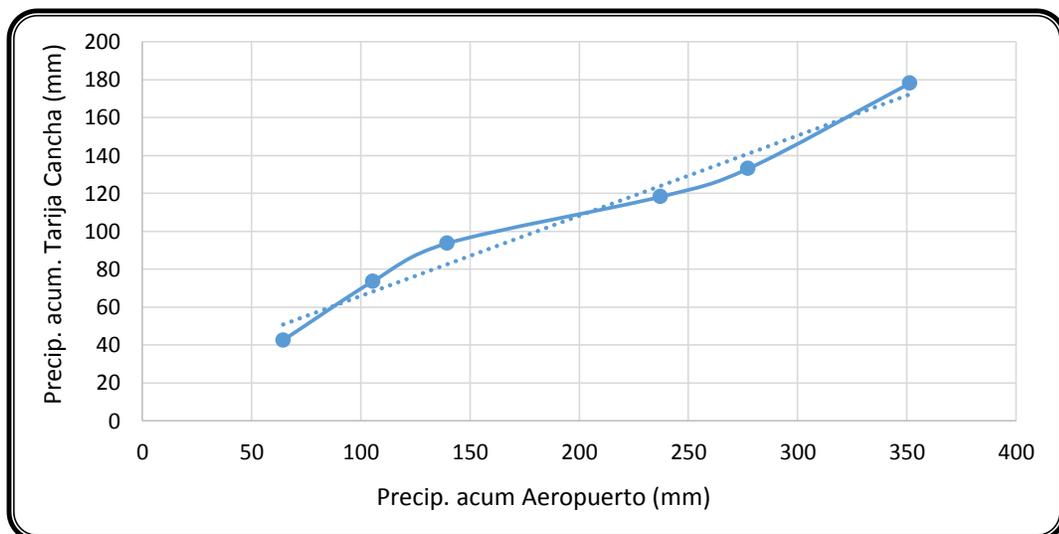
Gráfica 4.5 Curva doble masa San Lorenzo.



Coeficiente de correlación de la curva masa:

$$R = 0,9929$$

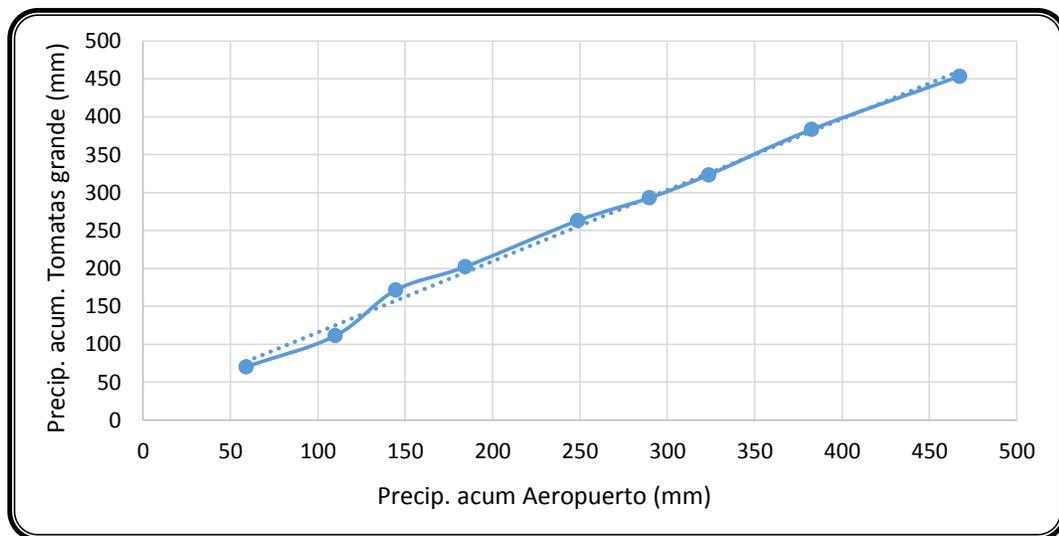
Gráfica 4.6 Curva doble masa Tarija Cancha.



Coeficiente de correlación de la curva masa:

$$R = 0,9845$$

Gráfica 4.7 Curva doble masa Tomatas grande.



Coefficiente de correlación de la curva masa:

$$R = 0,9976$$

Se puede concluir que la información de precipitación máxima en 24h es consistente, por tanto es posible su análisis estadístico para realizar inferencias de los datos que poseen cada una de las estaciones.

En (Anexo B.2) se encuentra el desarrollo completo para la obtención de las gráficas.

4.2.3 Precipitación máxima.

La precipitación máxima se evaluará con el objeto de determinar una tormenta de proyecto que permita, en análisis posteriores, inferir la crecida máxima que se podría presentar en la zona de estudio.

4.2.3.1 Parámetros estadísticos

Se presentan a continuación los parámetros estadísticos más importantes que resumen la información de precipitación máxima de las estaciones en estudio para la cuenca de la quebrada Pajchani:

Tabla 4.12 Parámetros Estadísticos de las Estaciones

Parámetro	Estaciones				
	Canasmoro	Trancas	San Lorenzo	Tarija Cancha	Tomatas grande
Numero de datos	20	25	17	6	9
Promedio	43,08	65,87	30,76	29,67	50,38
Desviación	20,48	19,62	14,52	12,16	17,24
Varianza	419,63	385,03	210,69	147,96	297,35
Moda	33,86	57,04	24,23	24,19	42,62
Característica	1,09	0,62	1,08	0,90	0,73
Máxima	116,60	105,00	71,00	45,00	70,30
Mínima	20,50	41,40	19,60	14,80	30,00
Rango	96,10	63,60	51,40	30,20	40,30

Fuente, Elaboración Propia.

Los valores de la moda y la característica fueron determinados de acuerdo a las expresiones correspondientes a la distribución de probabilidad Gumbel.

4.2.3.2 Distribución de probabilidad

La distribución de probabilidad empleada es la de Gumbel o de valores extremos Tipo I, porque es una distribución adecuada para el análisis de valores extremos y no posee ningún parámetro de definición que pueda estar a merced de la subjetividad en su determinación, Se empleó la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, con un nivel de significación del 5% obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4.13 Resumen de la prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov

Resumen prueba S-K		
Estación	Δ_{max}	Δ_0
Canasmoro	0,098	0,304
Trancas	0,153	0,272
San Lorenzo	0,241	0,330
Tarija cancha	0,151	0,555
Tomatas Grande	0,260	0,453

Fuente: Elaboración propia.

Criterio de decisión:

Si $\Delta_{max} < \Delta_0$ Se ajusta!

En la tabla 4.4 se observa que los datos de todas las estaciones se ajustan a la distribución de probabilidad Gumbel.

En (Anexo B.2) se encuentra el desarrollo completo de la prueba de bondad Smirnov-Kolmogorov para todas las estaciones

4.2.3.3 Precipitación Máxima Probable.

La precipitación máxima probable se estimó para diversas duraciones de lluvia y periodos de retorno de acuerdo a las ecuaciones propuestas por Gumbel.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, al analizar las precipitaciones máximas diarias de las estaciones.

Datos necesarios:

Cuenca Pajchani	
Moda ponderada[Edp]	39,53
Característica [kdp]	0,88

4.2.3.3.1 Precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno.

Se la calculo mediante la Ecuación 2.51 propuesta por gumbel

$$hdt = Edp \cdot (1 + Kdp \cdot \log T)$$

Donde:

hdt: Altura de lluvia máxima diaria (mm).

Edp: Moda ponderada de la distribución de datos.

Kdp: Característica ponderada de la serie de datos

T= Periodo de retorno

Tabla 4.14 Precipitación máxima diaria para diferentes periodos de retorno

T (años)	hdt (mm)
5	63,72
10	74,13
50	98,32
100	108,73
500	132,92
1000	143,34
5000	167,52

Fuente: Elaboración propia

4.2.3.3.2 Precipitación máxima horaria para un determinado periodo de retorno

Se empleó la Ecuación 2.52 propuesta por Gumbel.

$$htT = hdt \cdot \frac{t^{\beta}}{\alpha}$$

Donde:

ht_T = Precipitación máxima horaria (mm)

hdt = Altura de lluvia máxima diaria (mm).

t = Tiempo en horas

β = Constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0,2

α = Equivalente de lluvia Diaria que depende de la Magnitud de la cuenca

4.2.3.3.3 Criterio de la elección de “ α ” y “ β ”

-Para el valor del equivalente de lluvia diaria “ α ”

Según la bibliografía revisada existe un criterio para adoptar el valor de «»

Para $A_c > 20 \text{ km}^2$ $\alpha = 12 \text{ hrs}$

Para $A_c < 20 \text{ km}^2$ $\alpha = 2 \text{ hrs}$

El coeficiente “ α ” en si es la duración máxima que tubo lluvia en un día, por lo tanto este valor se lo puede medir en función a un registro de datos pluviográficos que se

realiza diariamente. Según lo averiguado en el SENAMHI se constató que en la ciudad de Tarija se tuvo un evento extraordinario que ocurrió el 2 de febrero del 2000 con una lluvia concentrada que duro aproximadamente de 8 a 9 hrs donde debido a evento ocurrió el colapso el puente de Santa Ana. Bien pero también nos informaron que la lluvia puede alcanzar una duración de hasta 18 hrs pero considerando las lluvias bajas como las lloviznas y no a una verdadera tormenta. Pero generalmente una tormenta aquí en la ciudad de Tarija dura de 2 a 4 hrs. (Mamani Fita, 2006)

El equivalente de lluvia diaria depende también de las características de la precipitación en la zona, que puede influir en la duración máxima de una lluvia en la zona. Por lo tanto en función a la bibliografía consultada y por lo averiguado por el SENAMHI se consideró el valor de 12 hrs para “ α ” como el crítico. Ahora bien respetando el criterio de otros ingenieros que optan por adoptar como valor de $\alpha = 18$ hrs, $\alpha = 22$ hrs e inclusive $\alpha = 24$ hrs. Donde este criterio no es compartido por mi persona porque una lluvia nunca duro 22 hrs de forma continua. Pero algo importante que cabe notar, es que a mayor valor de la altura de lluvia horaria es menor α y viceversa, esto se debe a que es inversamente proporcional por lo tanto se respeta el valor de “ α ” adoptado en el proyecto. (Mamani Fita, 2006)

-Para el valor de “ β ”

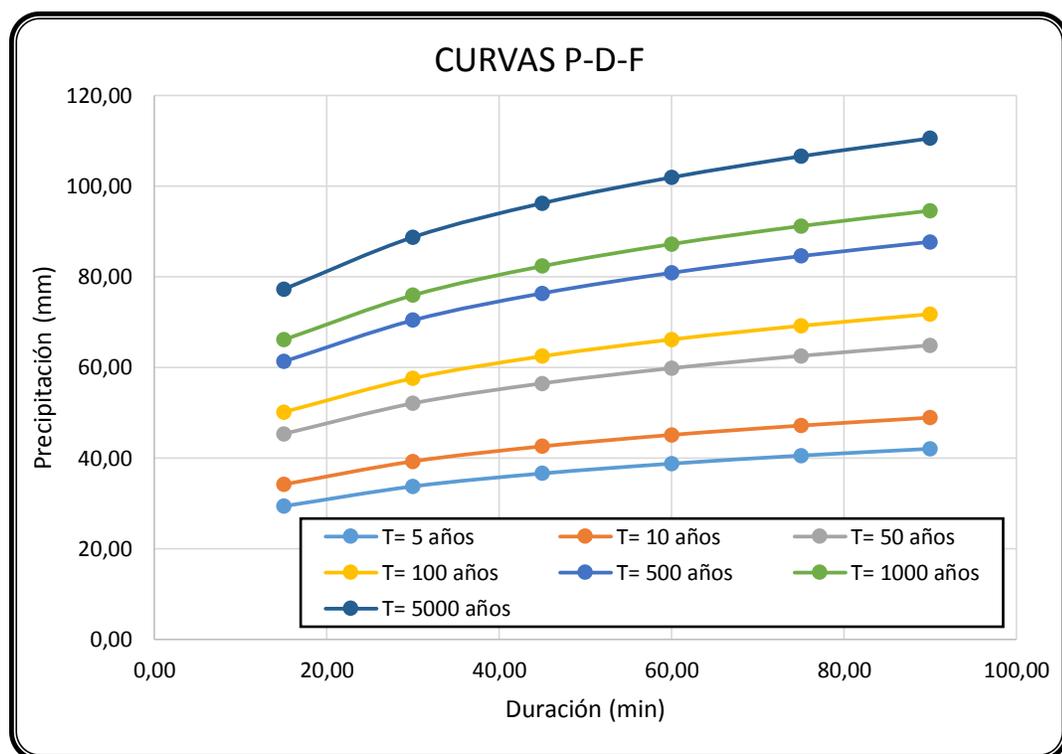
El valor de “ β ” es una pendiente o gradiente de la precipitación, mientras el valor de sea alto entonces la pendiente es más parada por lo tanto la altura de lluvia máxima horaria es menor y las curvas PDF tendrán a ser una recta. La experiencia nos ha demostrado la variación de los valores de “ β ” entre 0,2 a 0,3, para el caso de nuestro estudio y por lo que se ha demostrado que para cuencas de Bolivia $\beta = 0,2$ y también por lo visto en muchos proyectos se adoptó este valor.

Tabla 4.15 Precipitación máxima horaria para diferentes periodos de retorno.

Tiempo de duración		Precipitación (mm) según el Periodo de Retorno						
Min	h	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
15,00	0,25	29,38	34,18	45,33	50,13	61,28	66,09	77,24
30,00	0,50	33,74	39,26	52,07	57,59	70,40	75,91	88,72
45,00	0,75	36,60	42,58	56,47	62,45	76,34	82,33	96,22
60,00	1,00	38,76	45,10	59,81	66,15	80,86	87,20	101,91
75,00	1,25	40,53	47,16	62,54	69,17	84,55	91,18	106,57
90,00	1,50	42,04	48,91	64,87	71,74	87,69	94,57	110,52

Fuente, elaboración propia.

Gráfica 4.8 Curvas Precipitación-Duración-Frecuencia



4.2.3.4 Relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia para la cuenca

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse.

Para la determinación de la intensidad máxima para diferentes periodos de retorno se calibro la ecuación del modelo Bernard Que relaciona la intensidad con la duración y el periodo de retorno como se muestra a continuación

$$I = \frac{\lambda * T^{\Psi}}{D^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima en mm/hora.

D= Duración de la precipitación en (min).

T= Periodo de retorno (años)

λ , Ψ y n=Parámetros.

Los parámetros λ , Ψ y n se obtienen aplicando una correlación múltiple.

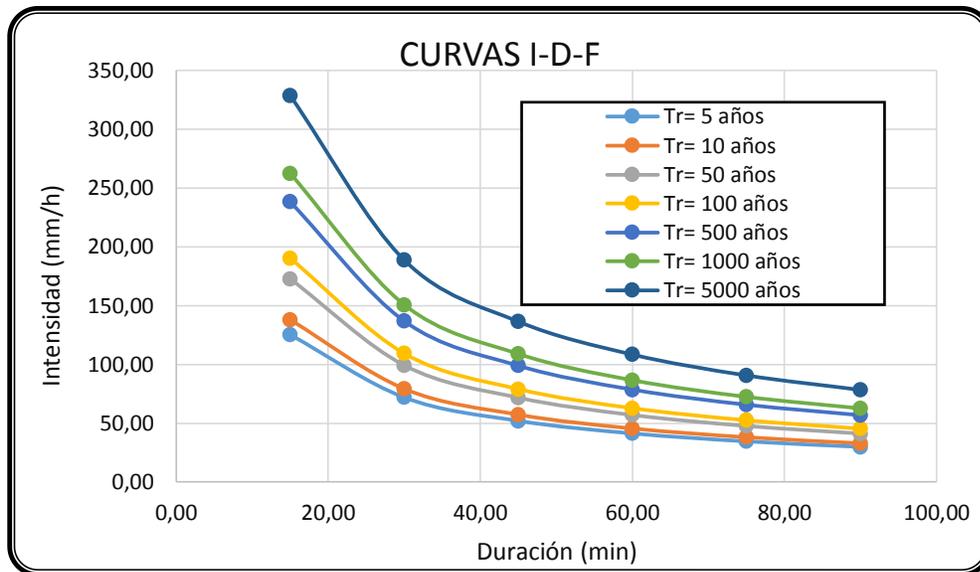
Para la cuenca Pajchani se obtuvo el siguiente resultado:

$$I = \frac{873,3619 \cdot T^{0,1396132980}}{t^{0,79999869}}$$

Tabla 4.16 Intensidades máximas para distintas duraciones y distintos periodo de tiempo.

Tiempo de duración		Intensidades (mm/h) según el periodo de retorno						
Min	Hr	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
15,00	0,25	125,29	138,02	172,79	190,35	238,31	262,52	328,66
30,00	0,50	71,96	79,27	99,24	109,33	136,87	150,78	188,77
45,00	0,75	52,02	57,31	71,75	79,04	98,96	109,01	136,47
60,00	1,00	41,33	45,53	57,00	62,79	78,61	86,60	108,42
75,00	1,25	34,57	38,09	47,68	52,53	65,76	72,44	90,69
90,00	1,50	29,88	32,92	41,21	45,40	56,83	62,61	78,38

Gráfica 4.9 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

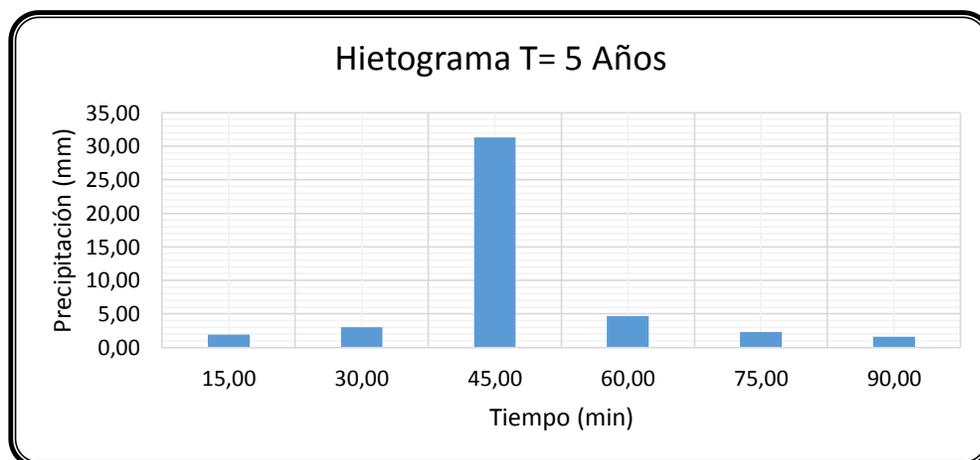


4.2.3.5 Hietogramas de diseño:

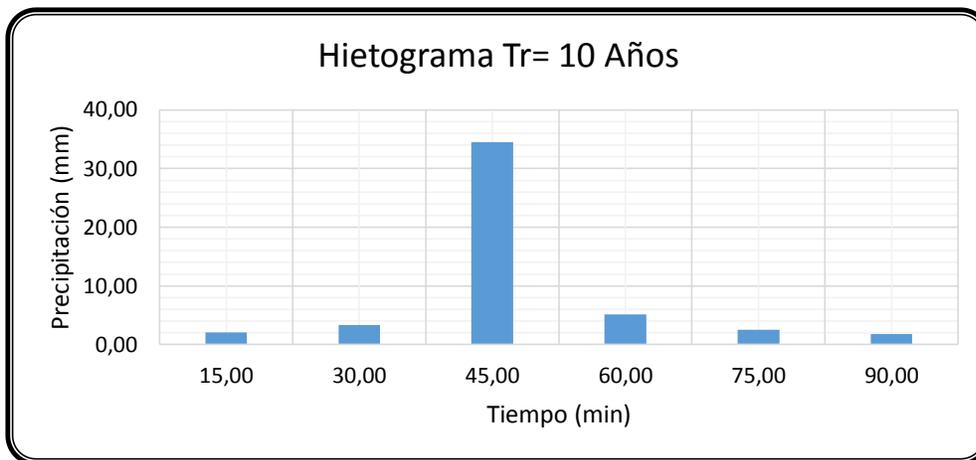
Los hietogramas de diseño se determinaron mediante el método del bloque alterno, para los distintos periodos adoptados.

Los resultados se presentan en los siguientes gráficos:

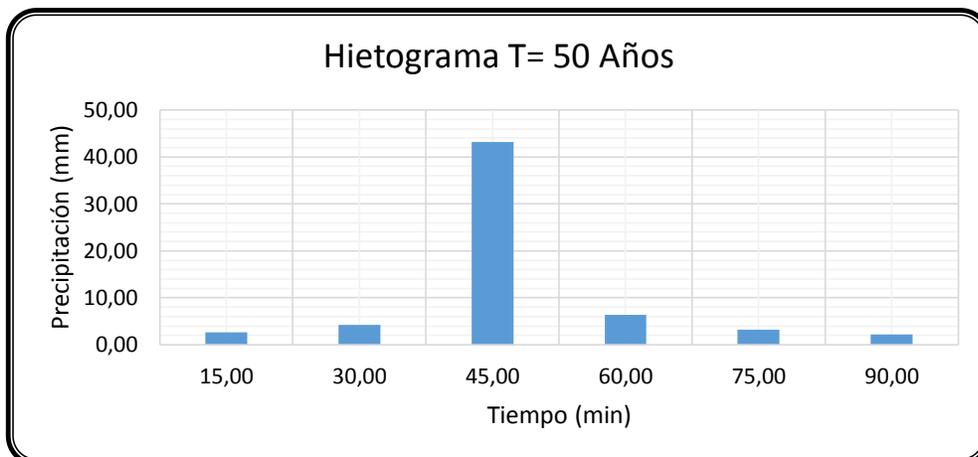
Gráfica 4.10 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 5 años



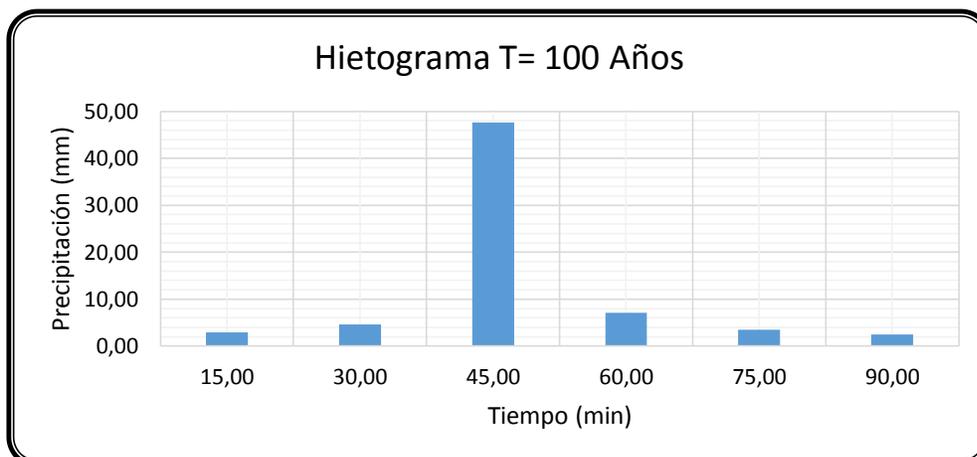
Gráfica 4.11 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 10 años



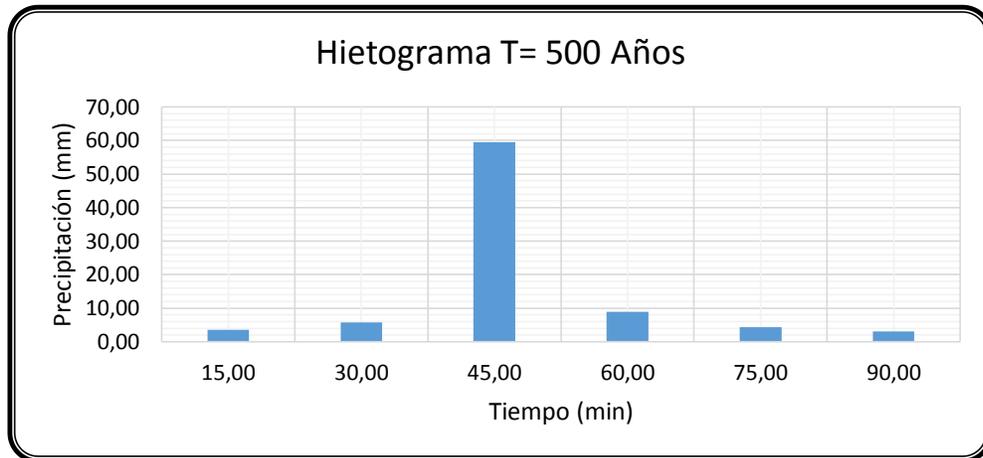
Gráfica 4.12 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 50 años



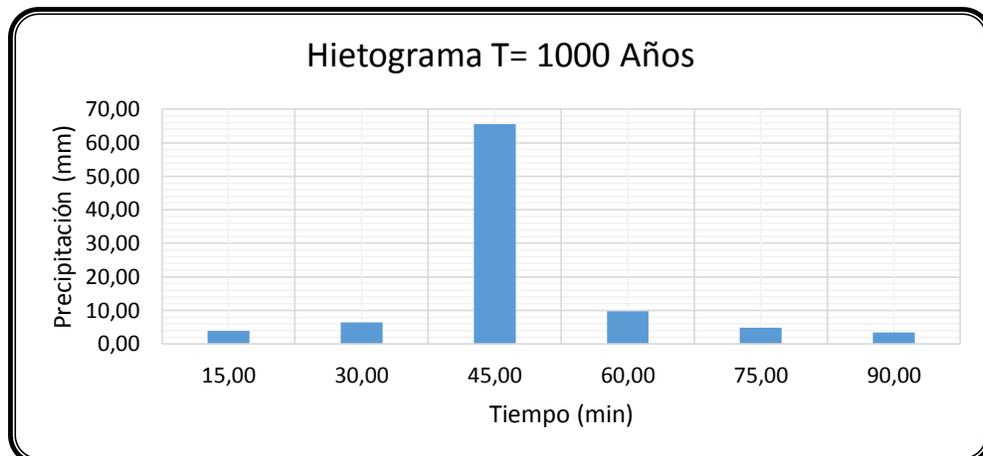
Gráfica 4.13 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 100 años



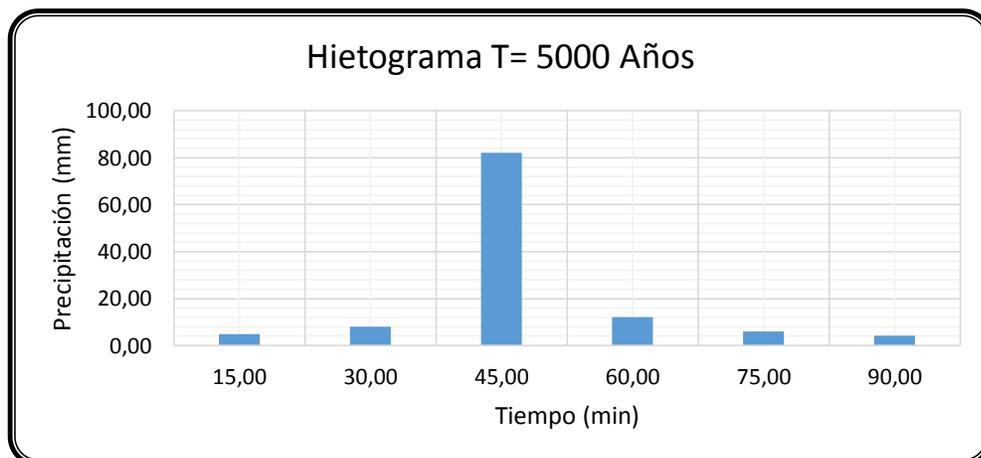
Gráfica 4.14 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 500 años



Gráfica 4.15 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 1000 años



Gráfica 4.16 Hietograma de diseño para un periodo de retorno= 5000 años



4.2.4 Caudal máximo.

En vista de que no existe información de crecidas suscitadas en el área de estudio, se obtuvo el caudal de crecida de acuerdo a tres metodologías:

1. Método del Hidrograma unitario SCS
2. Método del Hidrograma unitario de Clark
3. Método de la Formula racional

Se utiliza el tiempo de concentración como el tiempo de duración de la lluvia, ya que tiempos mayores a este no hay incremento de escorrentía superficial.

4.2.4.1 Obtención del número de curva SCS

Tabla 4.17 Valores de CN para la cuenca de la quebrada Pajchani

Nº	Descripción	CN	Área Km ²	CN*Área	CN Ponderado
1	Áreas antrópica (Cultivos agrícolas) Matorrales	78	0,26	20,37	73
2	Bosques, regular, cubierta buena de hierbas	61	0,24	14,70	
3	Cuerpos de agua	100	0,10	10,14	
4	Matorral Enano Caducifoliosinusia arbustiva subalpino	77	1,22	94,31	
5	Matorral extremadamente xeromorfo, desiduo por sequía. Montana	74	4,16	306,59	
6	Vegas de rio	30	0,30	9,15	
7	Vegetación Herbacea, Graminoides baja. Mixto mosaico. Subalpina	78	1,44	112,93	
8	Vegetación herbácea, graminoide baja, sin sinusia arbustiva, montano.	61	0,22	13,44	
9	Zonas urbanas	88	0,01	0,47	
TOTAL			7,96	582,09	

Fuente: Elaboración propia

El CN se calculó en el programa computacional ArcGis que consiste en foto referenciar la imagen de la cuenca, usando el Modelo digital de Terreno, Un mapa temático de vegetación en el que está el tipo de cobertura vegetal que tiene la cuenca y el tipo de suelo en el que se hace referencia los suelos que están presentes en la cuenca, el uso de estos mapas es para calcular la superficie que ocupan para asignarle un CN de acuerdo a tablas que se expusieron en la sección 2.6.14.1 del capítulo 2. El mapa de CN y los mapas utilizados están expuestos en el (Anexo C)

Los resultados obtenidos están en condiciones II de humedad (AMC II).

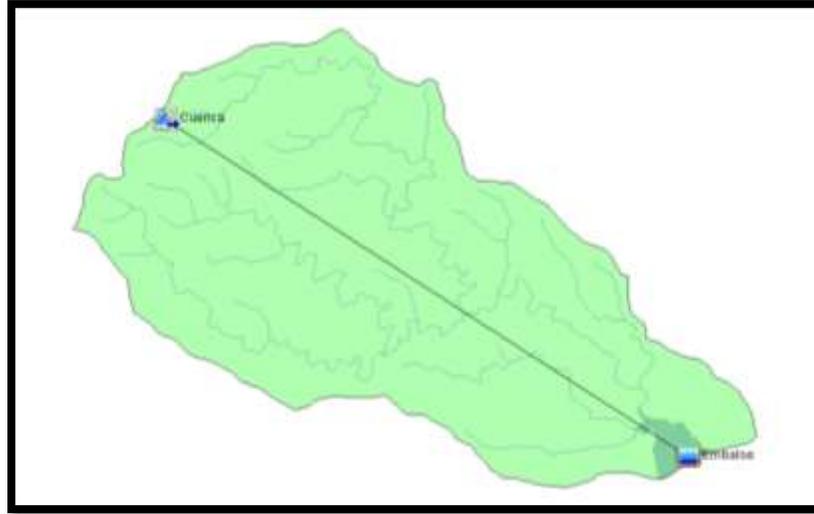
4.2.4.2 Método del hidrograma unitario SCS

Para la determinación de los caudales máximos con este metodo se utilizó el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), el HEC es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrógrafas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño.

El modelo de pérdida utilizado es el número de curva del SCS, el modelo de transformación es el hidrograma unitario del SCS, y consideramos el Hietograma de diseño generado de las precipitaciones máximas diarias medidas.

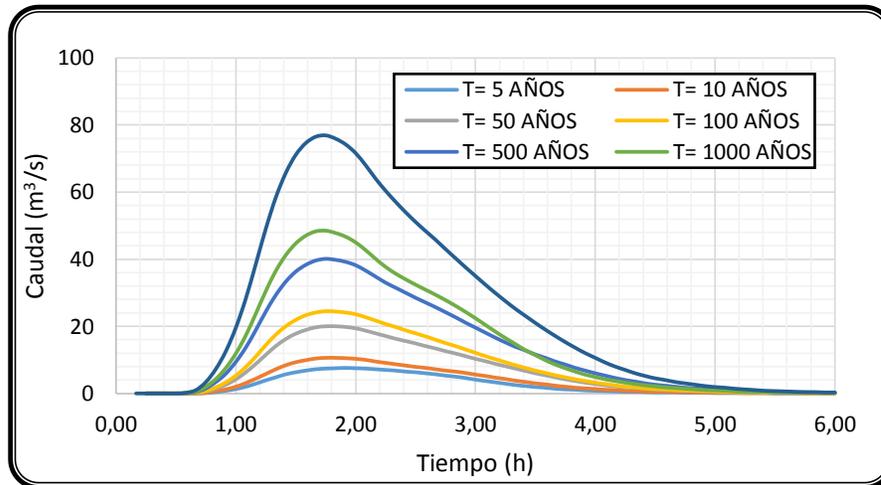
Los resultados obtenidos son los siguientes:

Figura 4.30 Esquema hidrológico utilizado en el HEC-HMS



Los hidrogramas de crecida generados por este método son los siguientes:

Gráfica 4.17 Hidrogramas de crecida generados por el método SCS.



El resumen de los caudales pico para cada periodo de retorno se presenta en el cuadro siguiente:

Tabla 4.18 Caudales máximos por el método SCS

Cuenca	Caudal (m ³ /s) para distintos periodos de retorno						
	5	10	50	100	500	1000	5000
Pajchani	7,60	10,60	20,00	24,50	40,10	48,50	76,90

Fuente: Elaboración propia.

Se presentan los resultados a detalle para cada periodo de retorno en (Anexo B.4)

4.2.4.3 Método del hidrograma unitario de Clark.

Al igual que el anterior método se lo calculo mediante el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System)

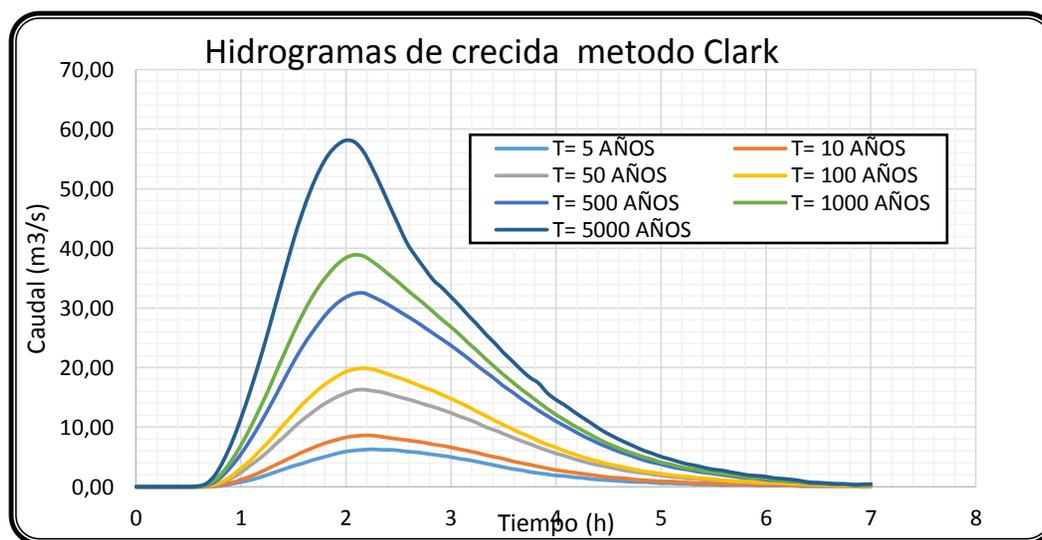
El modelo de pérdida utilizado es el número de curva del SCS, el modelo de transformación es el hidrograma unitario de Clark, y consideramos el Hietograma de diseño generado de las precipitaciones máximas diarias medidas.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

El modelo hidrológico es el mismo que el anterior método, (Figura 5.1)

Los hidrogramas de crecida generados por este método son los siguientes:

Gráfica 4.18 Hidrogramas de crecida generados por el método Clark.



El resumen de los caudales pico para cada periodo de retorno se presenta en el cuadro siguiente:

Tabla 4.19 Caudales máximos por el método Clark

Cuenca	Caudal (m ³ /s) para distintos periodos de retorno						
	5	10	50	100	500	1000	5000
Pajchani	6,30	8,60	16,30	19,90	32,50	38,90	58,10

Fuente: Elaboración propia

4.2.4.4 Método racional

Se obtuvo los caudales máximos por este método mediante la expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Donde:

Q = caudal máximo, en m³/s

C = coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones

I = intensidad máxima de la lluvia, mm/h

A = área de la cuenca, en km²

4.2.4.3.1 Calculo del coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escurrimiento C de la formula Racional es determinado en forma indirecta a través del número de curva de escurrimiento NC con el procedimiento siguiente, que requiere una caracterización de cobertura vegetal y tipo de suelo en el área de estudio.

El procedimiento es el siguiente:

$$C = \frac{Pe}{P}$$

Ecuación 4.84

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía.

Pe = Precipitación efectiva. (mm)

P = Precipitación total (mm)

Así mismo:

$$Pe = \frac{(P - 0,2 * S)^2}{P + 0,8 * S}$$

Ecuación 4.85

Donde:

S = Diferencia máxima probable entre lo precipitado y lo escurrido.

S en pulgadas.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Ecuación 4.86

S en milímetros

$$S = \frac{25400}{CN} - 240$$

Ecuación 4.87

Donde

CN= Numero de curva.

Teniendo el número de curva CN se despeja “S” de la ecuación 4.12, con el valor de “S” y de la precipitación neta se calcula la precipitación efectiva mediante la ecuación 4.10, y por ultimo teniendo ambas precipitaciones es posible calcular los coeficientes de escorrentía.

Datos necesarios:

Cuenca Pajchani			
Parámetros	Símbolo	Valor	Unidad
Tiempo de concentración	tc	1,52	(h)
Área de la cuenca	Ac	7,95	(km ²)
Numero de curva	CN	73	-

De tabla 4.6 se extrae la precipitación neta para una duración de lluvia de 1,5 h

Tiempo		Precipitación neta (mm)						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,5	42,04	48,91	64,87	71,74	87,69	94,57	110,52

Calculo de precipitación efectiva a través de precipitación neta:

Tiempo		Precipitación efectiva (mm)						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,50	4,61	7,31	15,16	19,09	29,15	33,83	45,32

Calculo del coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno:

Tiempo		Coeficiente de escorrentía (adm)						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,50	0,11	0,15	0,23	0,27	0,33	0,36	0,41

De tabla 4.7 se extrae las Intensidades máximas para un tiempo de duración de 1,5 h

Tiempo		Intensidades (mm/h) según el Periodo de Retorno						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,5	29,88	32,92	41,21	45,40	56,83	62,61	78,38

Caudales máximos para un tiempo de duración de 1,5 h

Tiempo		Caudal (m ³ /s) según el Periodo de Retorno						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,5	7,24	10,87	21,28	26,68	41,74	49,48	71,01

4.2.4.4 Resumen de caudales máximos de los tres métodos utilizados.

Método	Caudales (m ³ /s)						
	5	10	50	100	500	1000	5000
Método SCS	7,60	10,60	20,00	24,50	40,10	48,50	76,90
Método Clark	6,30	8,60	16,30	19,90	32,50	38,90	58,10
Método racional	7,24	10,87	21,28	26,68	41,74	49,48	71,01

Fuente, elaboración propia

Finalmente se concluye que el método que se adoptara es el planteado por la Soil Conservation Service, debido a que sus datos de entrada son más confiables.

4.2.5 Laminación de crecidas

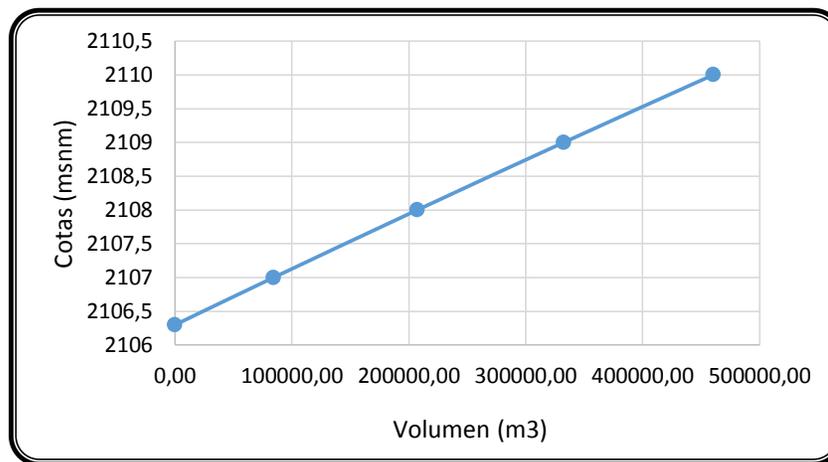
La laminación de crecidas es el método que permite estudiar cómo se comportará el hidrograma de una crecida al transitar por el embalse, los métodos empleados son

- Puls Modificado
- Piscina nivelada

Además del hidrograma de entrada se requiere como dato el conocimiento de las curvas características del embalse, que son la curva volumen de almacenamiento y área de inundación que se presenta en el (Anexo B.3)

Así mismo se presenta los valores y la curva de Altura-Volumen de almacenamiento por encima del nivel de aguas normales que está a una altura de 2106.3 m.s.n.m.

Gráfica 4.19 Curva Altura-Volumen de vertimiento



4.2.5.1 Método puls modificado.

Este método se lo realizo en el programa computacional HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System), el HEC es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño.

Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

Para un periodo de retorno de 500 años:

Figura 4.31 Hidrograma de entrada y salida metodo Puls Modificado

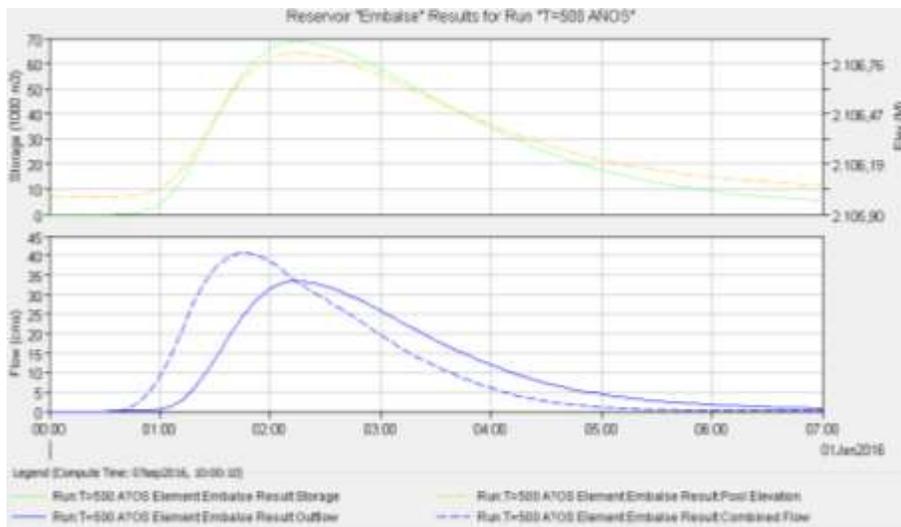
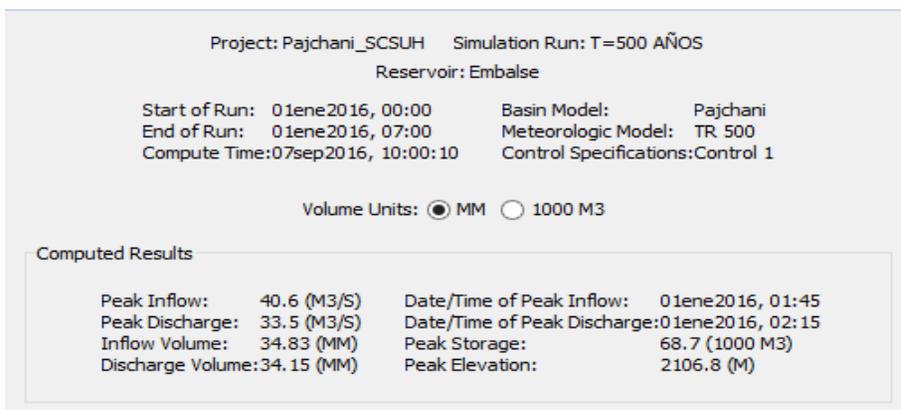


Figura 5.32 Tabla de resultados



Así mismo se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

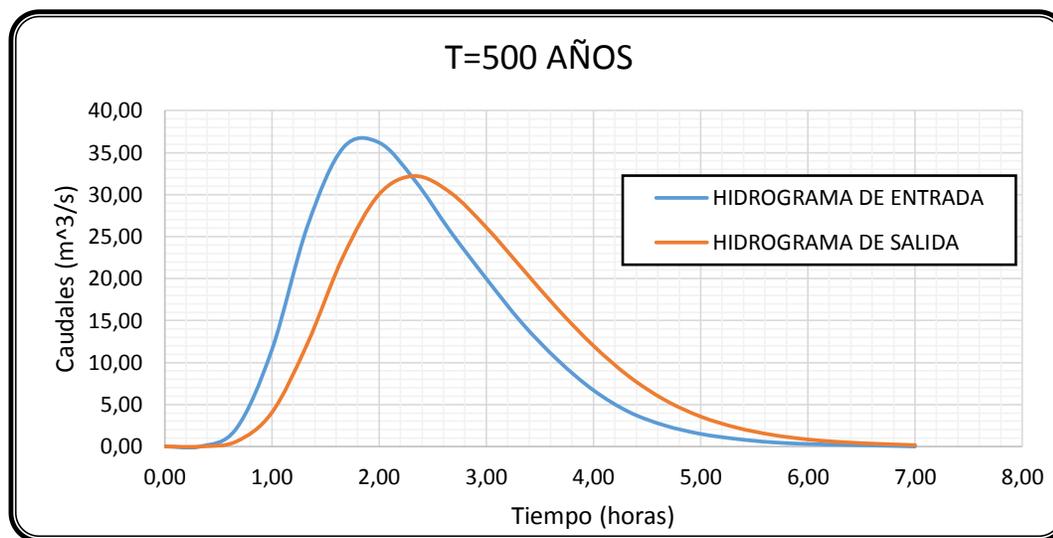
Resumen caudales laminados método Puls modificado							
Cuenca	Caudales laminados(m³/s)						
	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
Pajchani	5,40	7,60	15,60	19,40	33,20	40,30	63,60

En (Anexo B.4) se presentan los resultados a detalle para cada periodo de retorno

4.2.5.2 Método piscina nivelada

Este método se lo calculo manualmente y se tienen los siguientes resultados:

Gráfica 4.20 Hidrograma de entrada y salida método piscina nivelada



Así mismo se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Resumen caudales laminados método piscina nivelada							
Cuenca	Caudales (m ³ /s)						
	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
Pajchani	6,39	8,75	16,41	19,96	32,21	37,97	60,31

En (Anexo B.4) se presenta a detalle el procedimiento de cálculo.

4.2.5.3 Resumen de los dos métodos utilizados.

Método	Caudales laminados (m ³ /s)						
	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
Puls modificado	5,40	7,60	15,60	19,40	33,20	40,30	63,60
Piscina Nivelada	6,39	8,75	16,41	19,96	32,21	37,97	60,31

Fuente, elaboración propia

El método adoptado es el de puls modificado, debido a la confiabilidad de los resultados generados por el programa HEC-HMS, sin embargo, se puede evidenciar que los resultados entre ambos métodos no tienen mucha variación.

4.3 Análisis hidráulico

El análisis hidráulico realizado consiste en la obtención de los niveles superficiales de agua a lo largo de cada una de las partes que conforman el aliviadero, para verificar si tiene la capacidad de evacuar los caudales de crecida, y tratar de identificar los fenómenos hidráulicos que serían causantes de la falla que se genera en el cambio de dirección.

4.3.1 Periodos de retorno escogidos para la avenida de proyecto y avenida extrema.

Según la recomendación del Comité Nacional Español de grandes Presas, los periodos de retorno para la avenida de proyecto y avenida extrema, deben ser adoptados en función del riesgo potencial que pueda derivarse de la posible rotura o funcionamiento

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

incorrecto de las presas, tal como se muestra en la (Tabla 3.6)

El Ministerio de Medio Ambiente y Agua a través del Viceministerio de Recursos Hídricos y Riego realizó un diagnóstico de funcionalidad y riesgo de la presa La

Cuadro 7.3 Resultado clasificación	
	CATEGORÍA
PRESA PAJCHANI	B

Hondura la cual tuvo la siguiente categorización:

Fuente, Diagnóstico de funcionalidad y riesgo de la presa La Hondura

En función a esta categorización los periodos de retorno adoptados son los siguientes:

Tabla 4.20 Periodos de retorno adoptados.

Periodos de retorno en años		
Categoría de la presa	Avenida de proyecto	Avenida extrema
B	500	5000

Fuente, elaboración propia

4.3.2 Análisis hidráulico para avenida de proyecto T=500 años

El caudal laminado para este periodo de retorno por el método puls modificado es de:

$$Q=33,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.3.2.1 Sección de control

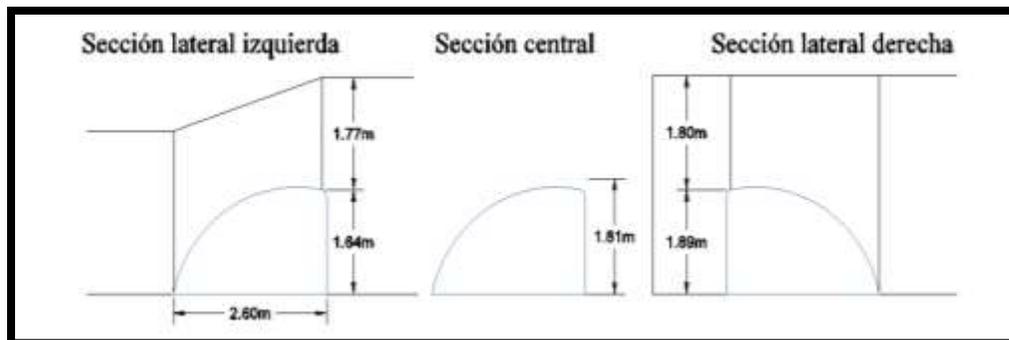
La sección de control se clasifica de acuerdo a su disposición en planta en aliviadero curvo en planta, más propiamente en aliviadero semi-mexicanos o semi-abanico.

Datos geométricos:

Progresiva= 0+000 m

Longitud de cresta= 23,813 m

Figura 4.33 Sección de control



Dimensiones del paramento:

Altura de paramento P:

Se adopta el valor promedio:

$$P = 1,78 \text{ m}$$

La metodología de cálculo empleada es la de Evio Alegret la cual esta detallada en el capítulo 3.

Entonces:

$$\text{Doble del caudal} = 66,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Doble de la longitud de cresta} = 47,626 \text{ m}$$

Se calcula del tirante sobre la cresta del vertedor (H_0) mediante la ecuación 3.33:

$$L_0^1 = \frac{Q}{m\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}}$$

Donde:

L_0^1 : Longitud efectiva de cresta (m)

Q: Caudal de diseño (m^3/s)

H_0 : Altura de carga por encima de la cresta (m)

m: Coeficiente de gasto nominal

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se obtuvo el siguiente resultado:

$$H_0 = 0,737 \text{ m}$$

Verificación de las recomendaciones:

$$65 \leq Q / (H_0)^{2,5} \leq 340$$

$$Q/(H_o)^{2,5}=142,396 \quad \text{cumple!}$$

$$0,35 \leq P/H_o \leq 2$$

$$P/H_o=2,415 \quad \text{No cumple!}$$

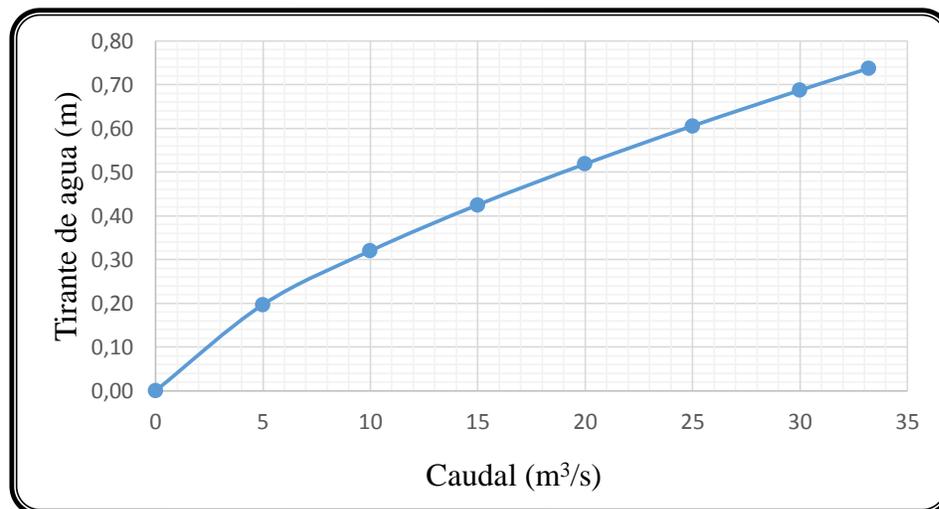
La altura de paramento es muy alta para el caudal generado por la avenida de proyecto.

Con distintos valores de caudales se graficó la curva de descarga:

Caudal (m ³ /s)	Ho (m)
33,2	0,737
30	0,687
25	0,606
20	0,519
15	0,425
10	0,320
5	0,197
0	0

Fuente, elaboración propia

Gráfica 4.21 *Curva de descarga de la sección vertedora para avenida de proyecto*



4.3.2.1.1 Cálculo del tirante a pie de cimacio (h_c)

Del método de cálculo de la altura del paramento aguas abajo (P1): "Proceso iterativo" expuesto en el capítulo 3 se extrae las ecuaciones para calcular el tirante a pie de cimacio (h_c).

Se obtuvo el siguiente resultado:

$$h_c = 0,625 \text{ m}$$

4.3.2.2 Transición

Progresiva de entrada= 0+014,20 m

Progresiva de salida= 0+043,70 m

Datos geométricos:

B=	15,87	m
b=	8,86	m
Lt=	29,5	m
θ =	12°	
So=	0,023	m/m

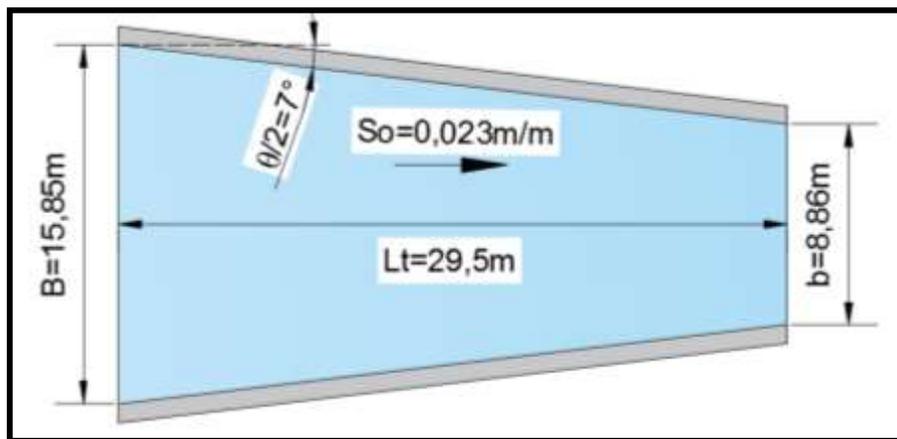


Figura 4.34 Dimensiones de la transición

4.3.2.2.1 Tirante al inicio de la transición (Y_1)

Se obtiene el tirante normal al inicio de la transición (Y_1) a través de la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot S_0^{1/2}$$

Ecuación 4.88

Donde:

V: velocidad (m/s)

n: coeficiente de manning

A: área (m²)

RH: radio Hidráulico (m²/m)

So: pendiente del fondo del canal (m/m)

Tabla 4.21 Valores de coeficientes de Manning para canales revestidos.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal.			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0,011	0,012	0,014
2. Pintada	0,012	0,013	0,017
b. Corrugado	0,021	0,025	0,030
B-2 No Metal.			
a. Cemento	0,010	0,011	0,013
1. Superficie pulida	0,011	0,013	0,015
2. Mortero			
b. Madera	0,010	0,012	0,014
1. Cepillada, sin tratar	0,011	0,012	0,015
2. Cepillada, creosotada	0,011	0,013	0,015
3. Sin cepillar	0,012	0,015	0,018
4. Láminas con listones	0,010	0,014	0,017
5. Forrado con papel impermeabilizante			
c. Hormigón	0,011	0,013	0,015
1. Terminado con llana metálica	0,013	0,015	0,016
2. Terminado con llana de madera	0,015	0,017	0,020
3. Pulido, con gravas en el fondo	0,014	0,017	0,020
4. Sin pulir	0,016	0,019	0,023
5. Lanzado, sección buena	0,018	0,022	0,025
6. Lanzado, sección ondulada	0,017	0,020	
7. Sobre roca bien excavada	0,022	0,027	

Fuente, (Córdoba, 2002)

Debido a que el hormigón del aliviadero presenta desgastes se adopta un valor de:

$$n = 0,016m$$

Entonces el valor del tirante al inicio de la transición será:

$$Y_1 = 0,413 \text{ m}$$

La condición de flujo en esta sección es:

Velocidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Ecuación 4.89

Donde:

Q: caudal (m³/s)

A: área hidráulica (m²)

$$V_1 = 5,072 \text{ m/s}$$

Número de froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Ecuación 4.90

Donde:

V: velocidad en la sección (m/s)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

y: tirante de agua (m)

$$F = 2,521$$

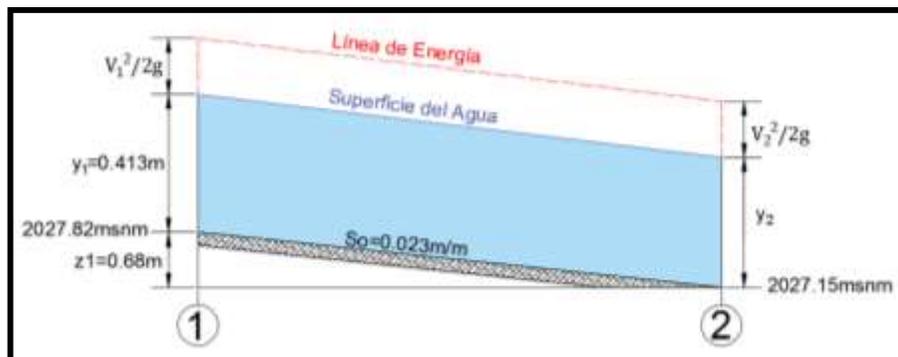
$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.2.2.2 Tirante al final de la transición (Y₂)

Para la obtención de Y₂ se aplicó el principio de conservación de energía.

El esquema grafico es el siguiente:

Figura 4.35 Esquema grafico de conservación de energía para avenida de proyecto



Se obtuvo como resultado:

$$Y_2 = 0,637 \text{ m}$$

La condición de flujo es:

$$V_2 = 5,887 \text{ m/s}$$

$$F = 2,356$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.2.3 Rápida

Progresiva de entrada= 0+043,70 m

Progresiva de salida= 0+113,83 m

4.3.2.3.1 Tirante al inicio de la rápida

Es lógico suponer que al inicio de la rápida se presentara el tirante crítico:

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

Ecuación 4.91

Donde:

q: caudal unitario (m^2/s)

$$q = \frac{Q}{b}$$

Ecuación 4.92

$$Y_c = 1,110 \text{ m}$$

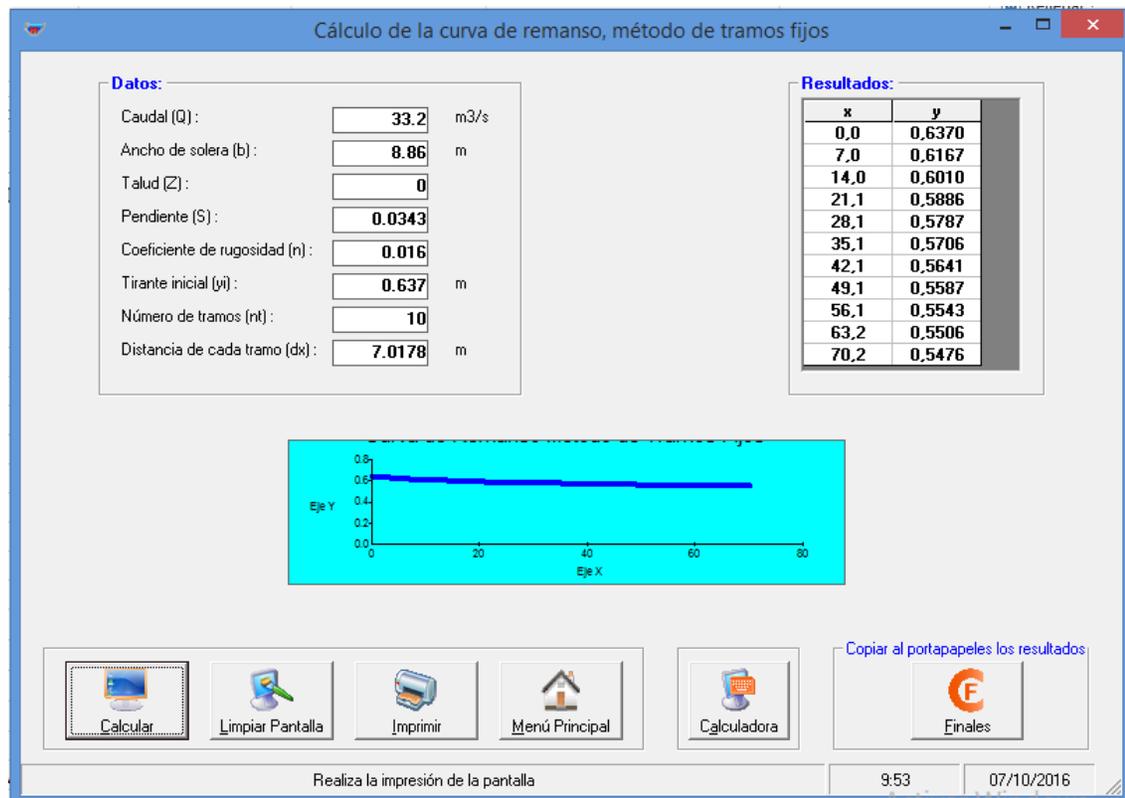
Como el flujo esta en régimen supercrítico, el tirante normal es menor al tirante crítico, entonces al inicio de la rápida se mantiene el tirante normal.

$$Y_2 = 0,637 \text{ m}$$

4.3.2.3.2 Tirante al final de la rápida

Se lo obtiene calculando la curva de remanso, para ello se empleó el método de los tramos fijos, a través de la utilización del programa Hcanales V 3.0, este es un software desarrollado en la Escuela de Ingeniería Agrícola del Instituto Tecnológico de Costa Rica, representa una herramienta de suma importancia para el diseño de canales y estructuras hidráulicas.

Figura 4.36 Curva de remanso en la rápida para avenida de proyecto.



A continuación se presenta una tabla con información más detallada.

Tabla 4.22 Tabla de la curva de remanso para avenida de proyecto.

Por lo que el tirante al final de rápida será:

$$Y_3 = 0,548 \text{ m}$$

La condición de flujo es:

$$V_3 = 6,843 \text{ m/s}$$

$$F = 2,952$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.2.4 Modelación de la transición y la rápida con HEC-RAS para la avenida de

Tramo	X	ΔX	S_o	y	V	E	$\frac{E+S_o}{\Delta X}$	SE
0	0,000	7,018	0,034	0,637	5,883	2,401	2,641	0,019
1	7,018	7,018	0,034	0,617	6,076	2,498	2,739	0,021
2	14,036	7,018	0,034	0,601	6,235	2,582	2,823	0,023
3	21,053	7,018	0,034	0,589	6,366	2,654	2,895	0,025
4	28,071	7,018	0,034	0,579	6,475	2,716	2,956	0,026
5	35,089	7,018	0,034	0,571	6,567	2,769	3,009	0,027
6	42,107	7,018	0,034	0,564	6,643	2,813	3,054	0,028
7	49,125	7,018	0,034	0,559	6,707	2,851	3,092	0,029
8	56,142	7,018	0,034	0,554	6,760	2,884	3,124	0,030
9	63,160	7,018	0,034	0,551	6,806	2,911	3,152	0,031
10	70,178	7,018	0,034	0,548	6,843	2,934	3,175	0,031

proyecto

El modelo Hec-Ras, ha sido desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers).

La aplicación del programa Hec-Ras, es la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

Se hace la modelación con el fin de comprobar las condiciones de flujo calculadas aplicando un método analítico al final de la rápida, es decir al inicio de la curva, donde es de vital importancia obtener resultados lo más certeros posibles ya que es la zona de estudio de mayor interés.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

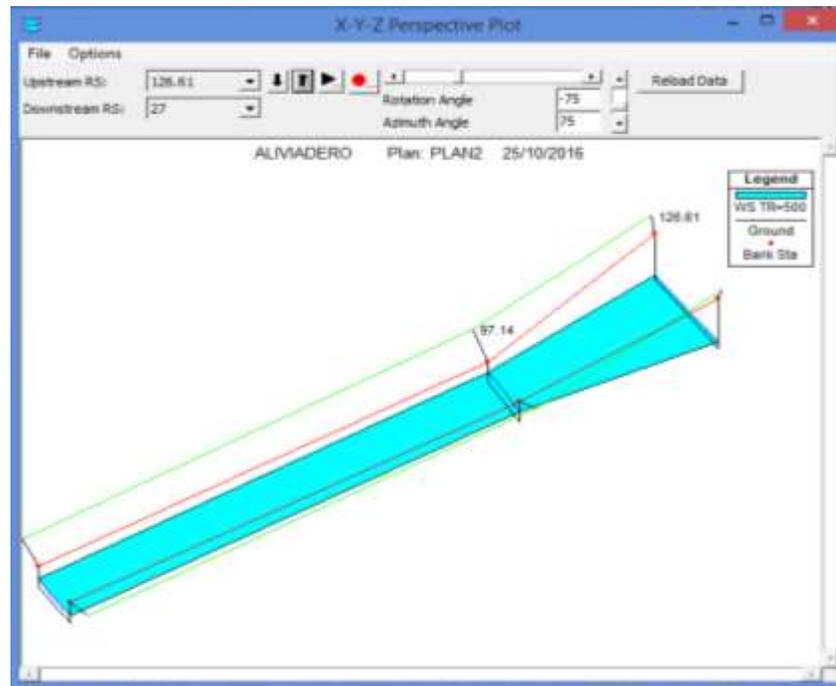


Tabla 4.23 Resultados HEC-RAS para avenida de proyecto

Sección	Progresiva	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Froude
Inicio de la transición	0+014,20	0,45	5,08	2,53
Final de la transición	0+043,70	0,78	4,75	1,71
Final de la rápida	0+113,83	0,59	6,99	3,04

Fuente, elaboración propia

En (Anexo B.7) se presentan los resultados a detalle emitidos por el programa.

A continuación se presenta una tabla comparativa entre los resultados obtenidos mediante la aplicación del método analítico y los obtenidos a través del programa HEC-RAS.

Tabla 4.24 Tabla comparativa de resultados para avenida de proyecto

Progresiva	Metodología	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Froude
0+014,20	Analítica	0,413	5,072	2,521
	Hec-Ras	0,450	5,080	2,530

0+043,70	Analítica	0,637	5,727	2,292
	Hec-Ras	0,780	4,750	1,710
0+113,83	Analítica	0,548	6,843	2,952
	Hec-Ras	0,590	6,990	3,040

Fuente, elaboración propia.

4.3.2.4 Curva

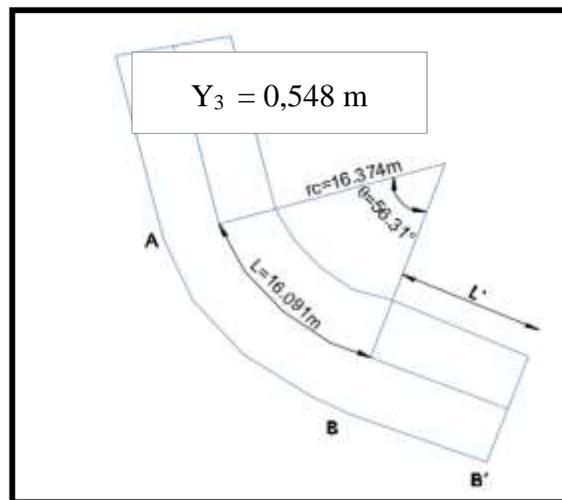
Progresiva Entrada= 0+113.8 m

Progresiva Salida= 0+140,7 m

Datos geométricos:

Ancho de solera (b)=	8,86	m
Radio de curva (rc)=	16,374	m
Longitud de curva (L)=	16,091	m
Angulo de curva (θ)=	56,31	grados

Figura 4.37 Dimensiones en planta de la curva



Condiciones de flujo al inicio de la curva:

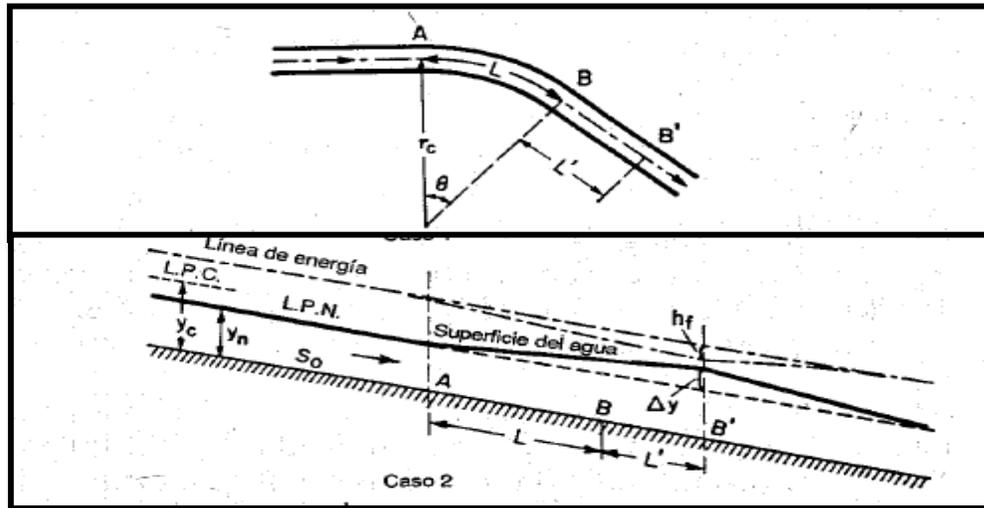
$$V_3 = 6,843 \text{ m/s}$$

$$F = 2,952$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

De acuerdo a lo expuesto en el punto 3.10 del capítulo 3. El caso en estudio corresponde al caso 2 de flujo supercrítico en alineamientos curvos, y su esquema es el siguiente:

Figura 4.38 Caso de estudio en la curva



4.3.2.4.1 Cálculo de la sobreelevación (Δy)

Este cálculo se lo realizó utilizando las ecuaciones que se basan en la segunda ley de movimiento de Newton expuestas en el punto 3.10.2 del capítulo 3, los resultados obtenidos son los siguientes:

Autor	Δy	Unidad
-	2,583	m
Grashof	2,646	m
Woodward	1,392	m

A partir de las tres ecuaciones anteriores para la sobreelevación, la ecuación 3.71 de Woodward da los mejores resultados.

Se adopta el valor obtenido por Woodward.

$$\Delta y = 1,392 \text{ m}$$

Se tendrá un tirante total ($Y_n + \Delta y$) en la distancia L' igual a:

$$Y_t = 1,940 \text{ m}$$

Lamentablemente no hay una metodología para calcular la distancia L' donde se producirá la máxima sobreelevación.

4.3.2.5 Caídas escalonadas

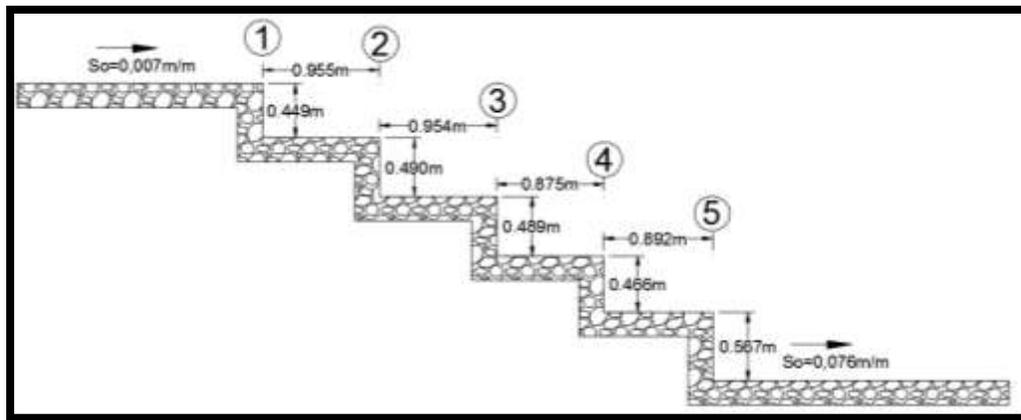
Progresiva Entrada= 0+160 m

Progresiva Salida= 0+164,30 m

Datos geométricos:

Base canal=	8,86	m
Pendiente aguas arriba=	0,007	m/m
Pendiente aguas abajo=	0,076	m/m

Figura 4.39 Dimensiones de las caídas escalonadas.



4.3.2.5.1 Condiciones normales de flujo aguas arriba.

$$Y = 0,950 \text{ m}$$

$$V = 3,946 \text{ m/s}$$

$$F = 1,293$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

Es lógico suponer que en la sección 1 se presentara el tirante crítico, pero como las condiciones de flujo en el canal aguas arriba es supercrítico entonces en la sección 1 se presenta el tirante normal.

4.3.2.5.2 Condiciones de flujo en las caídas.

Se verifica la eficiencia de las gradas determinando la longitud necesaria entre grada y grada siendo necesario confecciona el siguiente cuadro.

Tabla 4.25 Eficiencia de las gradas para avenida de proyecto

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Grada	a (m)	$k=a/Y_n$	Y_o (m)	$X_o=Y_o/Y_n$	Y_1/Y_o	Y (m)	d/Y_n	d Calc.	d Real
1	0,449	0,473	0,950	1,000	0,620	0,589	2,300	2,184	0,955
2	0,490	0,516	0,589	0,620	0,830	0,489	3,100	2,944	0,954
3	0,489	0,515	0,489	0,515	0,960	0,469	2,900	2,754	0,875
4	0,466	0,491	0,469	0,494	0,970	0,455	3,000	2,849	0,892
5	0,567	0,597	0,455	0,479	0,980	0,446	3,300	3,134	-

Fuente, elaboración propia

Se verifica que la distancia necesaria entre grada y grada no es suficiente por lo que no se tendrá un funcionamiento eficiente.

Con el procedimiento anterior y en orden inverso partiendo con la longitud entre grada y grada conocida, se calculan los tirantes que se presentaran con las características dadas.

Tabla 4.26 Tirantes en las caídas escalonadas para avenida de proyecto

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Grada	a (m)	$k=a/Y_n$	d Real	d/Y_n	$X_o=Y_o/Y_n$	Y_o (m)	Y_1/Y_o	Y (m)
1	0,449	0,473	0,955	1,006	0,890	0,845	0,550	0,465
2	0,490	0,516	0,954	1,005	0,489	0,465	0,950	0,442
3	0,489	0,515	0,875	0,921	0,465	0,442	0,980	0,433

4	0,466	0,491	0,892	0,939	0,456	0,433	0,970	0,420
5	0,567	0,597	2,787	2,935	0,442	0,420	0,950	0,399

Fuente, elaboración propia.

4.3.2.5.3 Condiciones normales de flujo aguas abajo.

$$Y = 0,415 \text{ m}$$

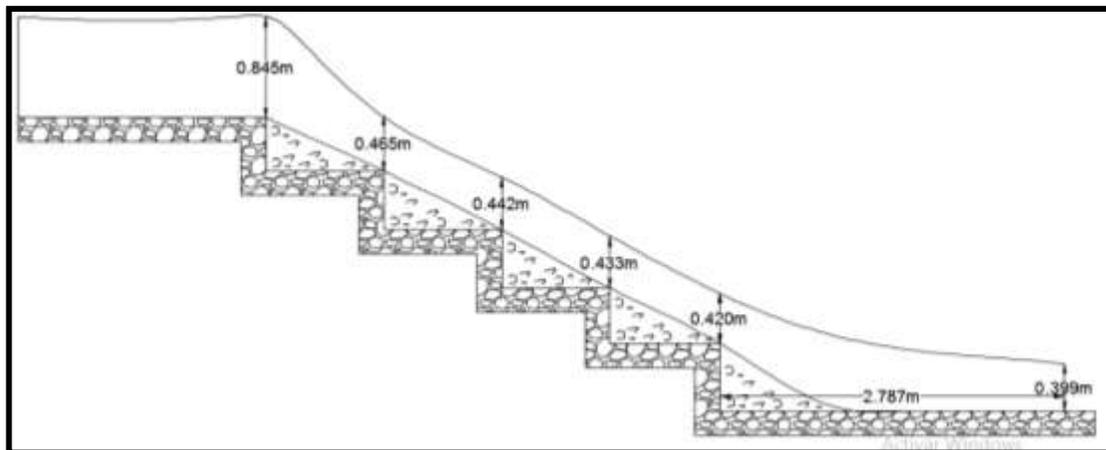
$$V = 9,029 \text{ m/s}$$

$$F = 4,475$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

Después de las caídas no se genera un resalto hidráulico, debido a que el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico.

Figura 4.40 Perfil de flujo en las caídas escalonadas para avenida de proyecto.



4.3.2.6 Salida del aliviadero

Progresiva Entrada= 0+164,30 m

Progresiva Salida= 0+186 m

Datos geométricos:

Base canal=	8,86	m
Pendiente =	0,076	m/m

Condiciones normales de flujo:

$$Y = 0,415 \text{ m}$$

$$V = 9,029 \text{ m/s}$$

$$F = 4,475$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.3 Análisis hidráulico para avenida extrema T=5000 años

El caudal laminado para este periodo de retorno por el método puls modificado es de:

$$Q = 63,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

La metodología usada es la misma que se utilizó para la avenida de proyecto, así que solo se presentarán resultados obtenidos

4.3.3.1 Sección de control

Progresiva= 0+000 m

Longitud de cresta= 23,813 m

Doble del caudal= 127,2 m³/s

Doble de la longitud de cresta= 47,626 m

Tirante sobre la cresta del vertedor (H_0) mediante la ecuación 3.16:

$$L_0^1 = \frac{Q}{m\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}}$$

$$H_0 = 1,115 \text{ m}$$

Verificaciones recomendadas:

$$65 \leq Q / (H_0)^{2,5} \leq 340$$

$$Q/(H_0)^{2,5} = 96,894 \quad \text{cumple!}$$

$$0,35 \leq P/H_0 \leq 2$$

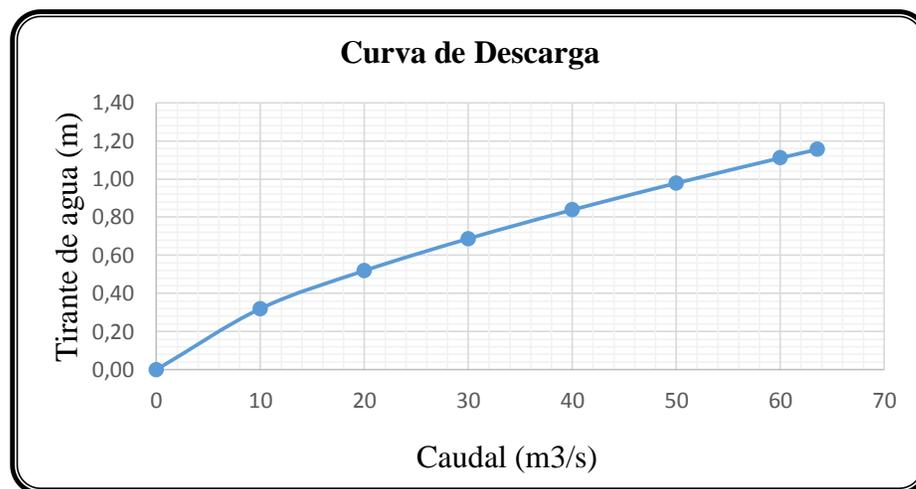
$$P/H_o=1,596 \text{ cumple!}$$

Con distintos valores de caudales se graficó la curva de descarga:

Caudal (m ³ /s)	H _o (m)
63,6	1,155
60	1,110
50	0,978
40	0,838
30	0,687
20	0,519
10	0,320
0	0

Fuente, elaboración propia

Figura 4.41 Curva de descarga de la sección vertedora para avenida extrema



4.3.3.1.1 Cálculo del tirante a pie de cimacio (h_c)

Del método de cálculo de la altura del paramento aguas abajo (P1): "Proceso iterativo" expuesto en el capítulo 3 se extraen las ecuaciones para calcular el tirante a pie de cimacio (h_c).

Se obtuvo el siguiente resultado:

$$h_c = 1,076 \text{ m}$$

4.3.3.2 Transición

Progresiva de entrada= 0+014,20 m

Progresiva de salida= 0+043,70 m

Datos geométricos:

B=	15,87	m
b=	8,86	m
Lt=	29,5	m
θ =	12°	
So=	0,023	m/m

4.3.3.2.1 Tirante al inicio de la transición (Y_1)

El valor del tirante al inicio de la transición es:

$$Y_1 = 0,615 \text{ m}$$

$$V_1 = 6,514 \text{ m/s}$$

$$F = 2,652$$

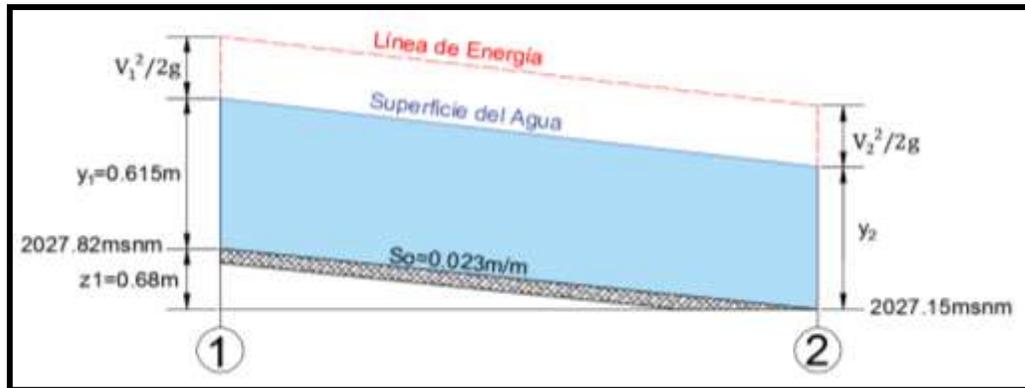
$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.3.2.2 Tirante al final de la transición (Y_2)

Para la obtención de Y_2 se aplicó el principio de conservación de energía.

El esquema grafico es el siguiente:

Figura 4.42 Esquema grafico de conservación de energía para avenida de proyecto



Se obtuvo como resultado:

$$Y_2 = 1,043 \text{ m}$$

La condición de flujo es:

$$V_2 = 6,884 \text{ m/s}$$

$$F = 2,152$$

$F > 1$ Flujo Supercrítico

4.3.3.3 Rápida

Progresiva de entrada = 0+043,70 m

Progresiva de salida = 0+113,83 m

4.3.3.3.1 Tirante al inicio de la rápida

Es lógico suponer que al inicio de la rápida se presentara el tirante crítico:

$$Y_c = 1,738 \text{ m}$$

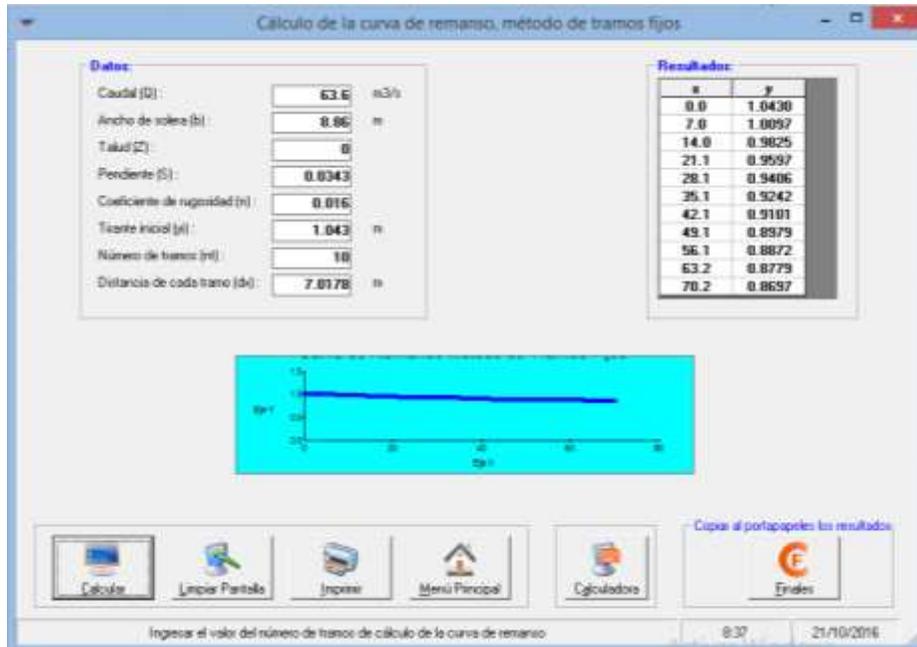
Como el flujo está en régimen supercrítico, el tirante normal es menor al tirante crítico, entonces al inicio de la rápida se mantiene el tirante normal.

$$Y_2 = 1,043 \text{ m}$$

4.3.3.3.2 Tirante al final de la rápida

Calculo de la curva de remanso:

Figura 4.43 Curva de remanso en la rápida para avenida extrema.



A continuación se presenta una tabla con información más detallada.

Tramo	X	ΔX	S_0	y	V	E	$E+S_0 \Delta X$	SE
0	0,000	7,018	0,034	1,043	6,882	3,457	3,698	0,015
1	7,018	7,018	0,034	1,010	7,109	3,586	3,826	0,016
2	14,036	7,018	0,034	0,983	7,306	3,703	3,944	0,017
3	21,053	7,018	0,034	0,960	7,480	3,811	4,052	0,018
4	28,071	7,018	0,034	0,941	7,632	3,909	4,150	0,019
5	35,089	7,018	0,034	0,924	7,767	3,999	4,240	0,019
6	42,107	7,018	0,034	0,910	7,887	4,081	4,322	0,020
7	49,125	7,018	0,034	0,898	7,995	4,155	4,396	0,021
8	56,142	7,018	0,034	0,887	8,091	4,224	4,464	0,021
9	63,160	7,018	0,034	0,878	8,177	4,286	4,526	0,021
10	70,178	7,018	0,034	0,870	8,254	4,342	4,583	0,022

Tabla 4.27 Tabla de la curva de remanso para avenida de proyecto.

Fuente, elaboración propia

Por lo que el tirante al final de rápida será:

$$Y_3=0,870 \text{ m}$$

La condición de flujo es:

$$V_3 = 8,254 \text{ m/s}$$

$$F = 2,825$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.3.4 Modelación de la transición y la rápida con HEC-RAS para la avenida extrema

Los resultados obtenidos son los siguientes:

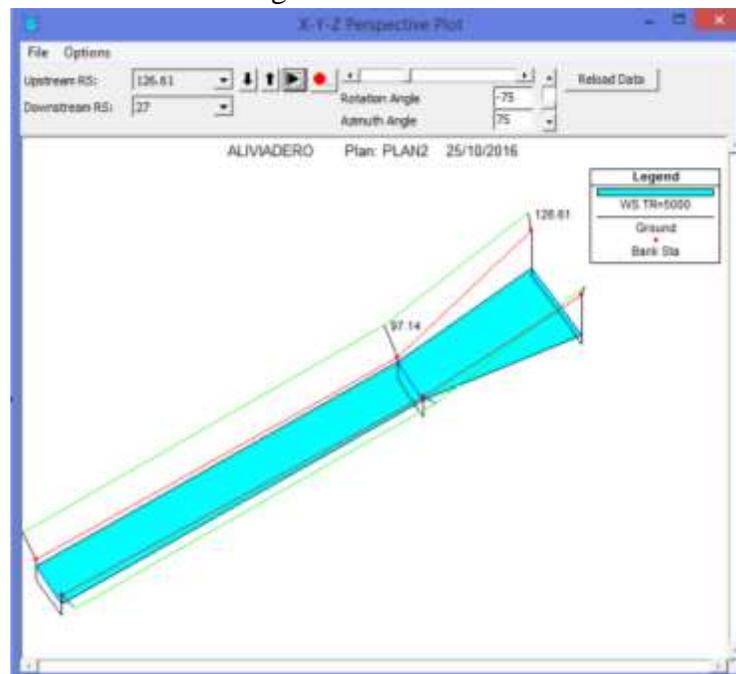


Tabla 4.28 Resultados HEC-RAS para avenida de extrema.

Sección	Progresiva	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Froude
Inicio de la transición	0+014,20	0,660	6,520	2,560
Final de la transición	0+043,70	1,240	5,760	1,650
Final de la rápida	0+113,83	0,950	8,040	2,630

Fuente, elaboración propia

En (Anexo B.7) se presentan los resultados a detalle emitidos por el programa.

A continuación se presenta una tabla comparativa entre los resultados obtenidos mediante la aplicación del método analítico y los obtenidos a través del programa HEC-RAS.

Tabla 4.29 Tabla comparativa de resultados para avenida extrema.

Progresiva	Metodología	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Froude
0+014,20	Analítica	0,615	6,514	2,652
	Hec-Ras	0,660	6,520	2,560
0+043,70	Analítica	1,043	6,884	2,152
	Hec-Ras	1,240	5,760	1,650
0+113,83	Analítica	0,870	8,254	2,825
	Hec-Ras	0,950	8,040	2,630

Fuente, elaboración propia.

4.3.3.4 Curva

Progresiva Entrada= 0+113.8 m

Progresiva Salida= 0+140,7 m

Datos geométricos:

Ancho de solera (b)=	8,86	m
Radio de curva (rc)=	16,374	m
Longitud de curva (L)=	16,091	m
Angulo de curva (θ)=	56,31	grados

Condiciones de flujo al inicio de la curva:

$$Y_3 = 0,870 \text{ m}$$

$$V_3 = 8,254 \text{ m/s}$$

$$F = 2,825$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.3.3.4.1 Cálculo de la sobreelevación (Δy)

Este cálculo se lo realizó utilizando las ecuaciones que se basan en la segunda ley de movimiento de Newton expuestas en el punto 3.10.2 del capítulo 3, los resultados obtenidos son los siguientes:

Autor	Δy	Unidad
-	3,758	m
Grashof	3,849	m
Woodward	2,026	m

A partir de las tres ecuaciones anteriores para la sobreelevación, la ecuación 3.71 de Woodward da los mejores resultados.

Se adopta el valor obtenido por Woodward.

$$\Delta y = 2,026 \text{ m}$$

Se tendrá un tirante total ($Y_{n+\Delta y}$) en la distancia L' igual a:

$$Y_t = 2,895 \text{ m}$$

Lamentablemente no hay una metodología para calcular la distancia L' donde se producirá la máxima sobreelevación.

4.3.3.5 Caídas escalonadas

Progresiva Entrada= 0+160 m

Progresiva Salida= 0+164,30 m

Datos geométricos:

Base canal=	8,86	m
Pendiente aguas arriba=	0,007	m/m
Pendiente aguas abajo=	0,076	m/m

4.3.3.5.1 Condiciones normales de flujo aguas arriba.

$Y = 1,345 \text{ m}$
$V = 5,339 \text{ m/s}$
$F = 1,470$

$F > 1$ Flujo Supercritico

Es lógico suponer que en la sección 1 se presentara el tirante crítico, pero como las condiciones de flujo en el canal aguas arriba es supercrítico entonces en la sección 1 se presenta el tirante normal.

4.3.3.5.2 Condiciones de flujo en las caídas.

Se verifica la eficiencia de las gradas determinando la longitud necesaria entre grada y grada siendo necesario confecciona el siguiente cuadro.

Tabla 4.30 Eficiencia de las gradas para avenida de extrema.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Grada	a (m)	$k=a/Y_n$	Y_o (m)	$X_o=Y_o/Y_n$	$Y1/Y_o$	Y (m)	d/ Y_n	d Calc.	d Real
1	0,449	0,334	1,345	1,000	0,680	0,914	1,900	2,555	0,955
2	0,490	0,364	0,914	0,680	0,880	0,805	2,500	3,362	0,954
3	0,489	0,364	0,805	0,598	0,910	0,732	2,700	3,630	0,875
4	0,466	0,347	0,732	0,545	0,980	0,718	2,900	3,899	0,892
5	0,567	0,422	0,718	0,534	0,990	0,710	3,000	4,034	-

Fuente, elaboración propia

Se verifica que la distancia necesaria entre grada y grada no es suficiente por lo que no se tendrá un funcionamiento eficiente.

Con el procedimiento anterior y en orden inverso partiendo con la longitud entre grada y grada conocida, se calculan los tirantes que se presentaran con las características dadas.

Tabla 4.31 Tirantes en las caídas escalonadas para avenida extrema

1	2	3	4	5	6	7	8	9
---	---	---	---	---	---	---	---	---

Grada	a (m)	k=a/Yn	d Real	d/Yn	Xo=Yo/Yn	Yo (m)	Y1/Yo	Y (m)
1	0,449	0,334	0,955	0,710	1,000	1,345	0,640	0,861
2	0,490	0,364	0,954	0,710	0,640	0,861	0,860	0,740
3	0,489	0,364	0,875	0,651	0,550	0,740	0,970	0,718
4	0,466	0,347	0,892	0,663	0,534	0,718	0,957	0,687
5	0,567	0,422	4,034	3,000	0,511	0,687	0,980	0,673

Fuente, elaboración propia.

4.3.3.5.3 Condiciones normales de flujo aguas abajo.

$$Y = 0,672 \text{ m}$$

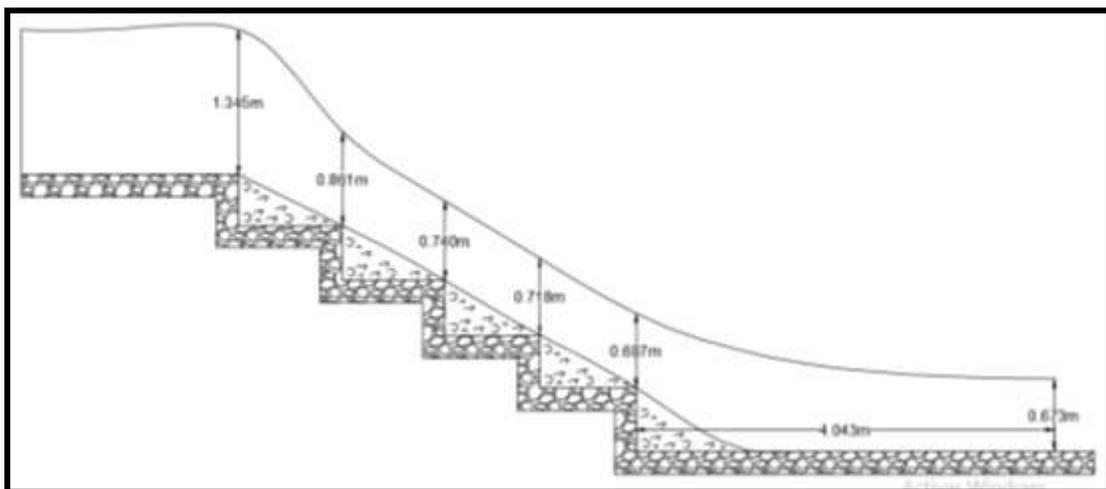
$$V = 10,69 \text{ m/s}$$

$$F = 4,165$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

Después de las caídas no se genera un resalto hidráulico, debido a que el régimen de circulación aguas abajo es supercrítico.

Figura 4.44 Perfil de flujo en las caídas escalonadas para avenida de extrema.



4.3.3.6 Salida del aliviadero

Progresiva Entrada= 0+164,30 m

Progresiva Salida= 0+186 m

Datos geométricos:

Base canal=	8,86	m
Pendiente =	0,076	m/m

Condiciones normales de flujo:

$$Y = 0,672 \text{ m}$$

$$V = 10,69 \text{ m/s}$$

$$F = 4,165$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

4.4 Soluciones hidráulicas planteadas

Después de verificar que el problema hidráulico que tiene el aliviadero es que en el cambio de dirección se genera una sobreelevación en el tirante, el cual es mayor a la altura de los muros, se tiene como consecuencia el desborde del caudal provocando

daños de consideración aguas abajo, como así también se evidencio la exagerada socavación en el lecho de del rio esto debido a la falta de una estructura de disipación al final del aliviadero.

Se plantea a continuación dos soluciones para evitar este rebalse del caudal y el diseño de una estructura de disipación al final del aliviadero.

4.4.1 Rugosidad artificial intensificada en la rápida

Se emplea el método de Aivazian para el cálculo de la rugosidad artificial intensificada el cual esta descrito en el capítulo 3, el método consiste en identificar en la rápida aquella sección a partir de la cual la velocidad de circulación del flujo se hace mayor que la velocidad deseada.

4.4.1.1 Condiciones de flujo en la rápida sin rugosidad artificial

Inicio de la rápida:

$$Y = 0,637 \text{ m}$$

$$V = 5,727 \text{ m/s}$$

$$F = 2,292$$

$F > 1$ Flujo Supercritico

Curva de remanso en la rápida; método tramos fijos

Tabla 4.32 Curva de remanso sin rugosidad artificial.

Tramo	X (m)	ΔX (m)	S_o (m/m)	y (m)	V (m/s)	E (m)	$E+S_o \Delta X$	SE (m/m)
0	0,000	7,018	0,034	0,637	5,883	2,401	2,641	0,019
1	7,018	7,018	0,034	0,617	6,076	2,498	2,739	0,021
2	14,036	7,018	0,034	0,601	6,235	2,582	2,823	0,023

3	21,053	7,018	0,034	0,589	6,366	2,654	2,895	0,025
4	28,071	7,018	0,034	0,579	6,475	2,716	2,956	0,026
5	35,089	7,018	0,034	0,571	6,567	2,769	3,009	0,027
6	42,107	7,018	0,034	0,564	6,643	2,813	3,054	0,028
7	49,125	7,018	0,034	0,559	6,707	2,851	3,092	0,029
8	56,142	7,018	0,034	0,554	6,760	2,884	3,124	0,030
9	63,160	7,018	0,034	0,551	6,806	2,911	3,152	0,031
10	70,178	7,018	0,034	0,548	6,843	2,934	3,175	0,031

Fuente, elaboración propia

En la distancia L' después de la curva se tiene una altura de muro promedio igual a.

$$h_m = 1,503 \text{ m}$$

La sobreelevación máxima calculada es:

$$\Delta y = 1,392 \text{ m}$$

El tirante normal antes de la curva es:

$$Y_n = 0,548 \text{ m}$$

Se tendría un tirante total ($Y_n + \Delta y$) igual a:

$$Y_t = 1,940 \text{ m}$$

Por lo que el tirante total excede el muro en una altura de:

$$Y_{\text{exed.}} = 0,437 \text{ m}$$

El límite máximo de Δy para evitar el rebalse es:

$$\Delta y_{\text{max}} = 0,955 \text{ m}$$

De la ecuación de Woodward para sobreelevaciones se despeja la velocidad para tener una sobreelevación igual a 0,955 m.

$$\frac{V_{max}^2}{g} \left[\frac{20r_c}{3b} - 16 \frac{R_c^3}{b^3} + \left(\frac{4r_c^2}{b^2} - 1 \right)^2 \ln \frac{2r_c + b}{2r_c - b} \right] = 0,955$$

$$V_{max} = 5,667 \text{ m/s}$$

Se aplicara rugosidad artificial a partir del tramo 7 de la longitud de la rápida donde se tienen las siguientes condiciones:

Tramo	X (m)	So (m/m)	y (m)	V (m/s)	E (m)	E+So ΔX	SE
7	49,125	0,034	0,559	6,707	2,851	3,092	0,029

4.4.1.2 Obtención de la rugosidad artificial

Se limita la velocidad a 5,667 m/s, la cual es la que origina sobreelevación en el tirante sin generar desbordes en la curva.

Por seguridad para no trabajar en condiciones límites se usa una velocidad máxima de 5,5 m/s

$$V_{max} = 5,500 \text{ m/s}$$

Cálculo del tirante a partir de esta sección (h) a través de la (ecuación 3.46):

$$h = \frac{Q}{b \cdot V_{max}}$$

Donde

Q: gasto de diseño que circula por el aliviadero (m³/s)

b: ancho de la rápida (m)

V_{máx}: Velocidad máxima que se desea obtener (m/s)

$$h = 0,590 \text{ m}$$

Calculo del coeficiente de chezy requerido para lograr la velocidad necesaria (ecuación 3.47).

$$C = \frac{V_{max}}{\sqrt{Rh \cdot i}}$$

Donde:

Rh: radio hidráulico

i: pendiente de la rápida

$$C = 38,652$$

Calculo del coeficiente de perdida por fricción de Darcy (f) (ecuación 3.48)

$$f = \frac{8g}{C^2}$$

Donde:

g: aceleración de la gravedad

C: coeficiente de Chezy

$$f = 0,053$$

Calculo de la altura de rugosidad (Δ) asumiendo rugosidad tipo I (ecuación 3.49)

$$f = 0.04 + 2.29i^2 + ki^2 \left[\frac{\Delta b^2}{RhP^2} \right]$$

Donde:

i: pendiente de la rápida

b: ancho de la rápida

Rh: radio hidráulico

P: perímetro mojado

k: depende del tipo de rugosidad, para rugosidad tipo 1, de tabla 3.2

$$k = 0,9$$

Entonces se obtiene:

$$\Delta = 0,01 \text{ m}$$

Por facilidad constructiva se adopta $\Delta = 0,05 \text{ m}$

Comprobar si se cumple que $h/\Delta > 3$

$$h/\Delta = 13,626 \text{ cumple. !}$$

Cálculo de la separación entre umbrales y del ancho del umbral.

$$l = 8\Delta = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Ancho del umbral} = \Delta = 0,05 \text{ m}$$

Como resultado final se obtiene que, es necesario el uso de la rugosidad artificial, y sus características son:

Tipo 1

$$\text{Altura } \Delta = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Ancho } \Delta = 0,05 \text{ m}$$

La altura de los muros laterales en cada sección se halla sumando la altura del umbral y el tirante correspondiente, en este caso el tirante en la rápida es igual a 0,663 m y la altura del umbral de 0,05 m. Aceptando un bordo libre para el caso de aliviadero de 0,2 cm tendremos una altura de los muros de:

$$AM = \Delta + h + BL = 0,931 \text{ m}$$

Esta altura de muro se mantendrá constante desde la sección donde es necesario colocar la primera rugosidad.

Las condiciones finales serán:

Tabla 4.33 Curva de remanso aplicando rugosidad artificial intensificada

Tramo	X (m)	So (m/m)	y (m)	V (m/s)	E (m)	AM (m)
0	0,000	0,034	0,637	5,883	2,401	0,837
1	7,018	0,034	0,617	6,076	2,498	0,817
2	14,036	0,034	0,601	6,235	2,582	0,801
3	21,053	0,034	0,589	6,366	2,654	0,789
4	28,071	0,034	0,579	6,475	2,716	0,779
5	35,089	0,034	0,571	6,567	2,769	0,771
6	42,107	0,034	0,564	6,643	2,813	0,764
7	49,125	0,034	0,681	5,500	2,223	0,931
8	56,142	0,034	0,681	5,500	2,223	0,931
9	63,160	0,034	0,681	5,500	2,223	0,931
10	70,178	0,034	0,681	5,500	2,223	0,931

Fuente, elaboración propia

Tirante al final de la rápida con rugosidad artificial

$$Y_3 = 0,681 \text{ m}$$

Es necesario comprobar si el flujo es aireado o no, en este caso se usara la expresión de Boinich con la cual se tiene una velocidad crítica en la sección final de:

$$V_{cr} = 6.33 \sqrt{gR \cos \alpha \left(1 + \frac{0.011}{R^2}\right) \left(1 + 8.7 \frac{n}{R^{1/6}}\right)^{-1}}$$

Donde:

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

R: radio hidráulico (m)

α : ángulo que forma la rápida con la horizontal = 1,9639°

n: coeficiente de maning (0,016)

$$V_{cr} = 9,985 \text{ m/s}$$

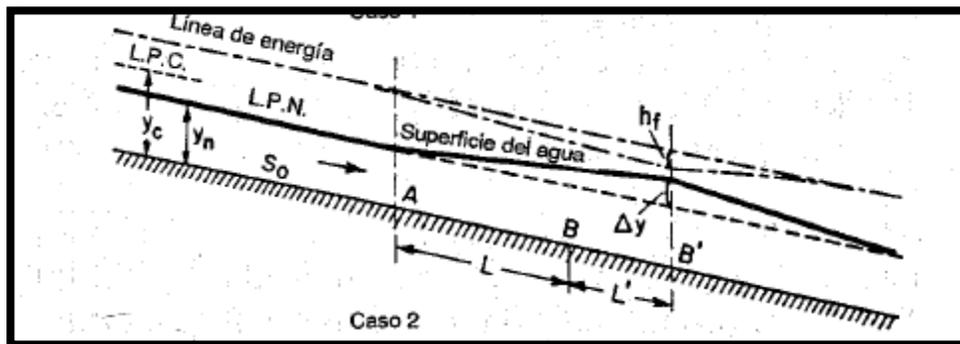
La velocidad del flujo en esta sección final de la rápida es de 6,843 m/s inferior a la necesaria para la aireación del flujo que es de 9,985 m/s, por lo tanto el flujo en la rápida no puede airearse en ninguna parte.

4.4.2 Elevación de los muros

La finalidad de esta solución es contener la sobreelevación del tirante para evitar el rebalse.

Las condiciones de flujo son:

Para el caso estudiado que corresponde a flujo en régimen supercrítico se presenta:



La sobreelevación máxima calculada por Woodward es de:

$$\Delta y = 1,392 \text{ m}$$

Se genera el incremento del tirante Δy en un punto B' a una distancia L' del final de la curva, la cual es incierta y no hay una metodología de cálculo para encontrar su magnitud.

Por seguridad se asume que la sobreelevación se presenta en toda la longitud disponible después de la curva.

Entonces el perfil del flujo en la curva será:

Tabla 4.34 Perfil del flujo en la curva.

Punto			

	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	Tirante (m)
A	0	0	0,548
A*	5	5	0,769
A*	5	10	0,991
A*	5	15	1,213
B	5,272	20,272	1,447
B*	4,728	25	1,657
B*	5	30	1,879
B`	1,38	31,38	1,940

Fuente, elaboración propia

Perfil de los muros construidos

Tabla 4.35 Perfil de los muros construidos.

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	H muro (m)
A	0	0	1,516
A*	5	5	1,413
A*	5	10	1,400
A*	5	15	1,392
B	5,272	20,272	1,603
B*	4,728	25	1,564
B*	5	30	1,527
B`	1,38	31,38	1,517

Fuente, elaboración propia

Perfil de los nuevos muros que evitara el rebalse, se asume un borde libre de 0,20 m

Tabla 4.36 Perfil de los muros que evitarían el rebalse.

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	H muro (m)
-------	--------------------------	------------------------	---------------

A	0	0	0,748
A*	5	5	1,091
A*	5	10	1,434
A*	5	15	1,778
B	5,272	20,272	2,140
B*	4,728	25	2,140
B*	5	30	2,140
B`	1,38	31,38	2,140

Fuente, elaboración propia

Se tiene un incremento de muro por encima del construido igual a:

Tabla 4.37 Incremento de muro por encima del construido.

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	H muro real	H muro calculado	Incremento de muro
A	0	0	1,516	0,748	0
A*	5	5	1,413	1,091	0
A*	5	10	1,400	1,434	0,000
A*	5	15	1,392	1,778	0,386
B	5,272	20,272	1,603	2,140	0,537
B*	4,728	25	1,564	2,140	0,576
B*	5	30	1,527	2,140	0,613
B`	1,38	31,38	1,517	2,140	0,623

Fuente, elaboración propia

Nota, se empieza a medir las distancias desde el punto donde inicia la curva en los muros externos, el inicio de la curva se encuentra en la progresiva 0+113,8 m

4.4.3 Estructura de disipación de energía

La estructura escogida es:

Caída Inclinada con estanque amortiguador

El diseño se hace mediante el software RAPIDAS versión 1.0 y se verifican los resultados analíticamente.

Figura 4.45 A cerca de Rápidas V1.0

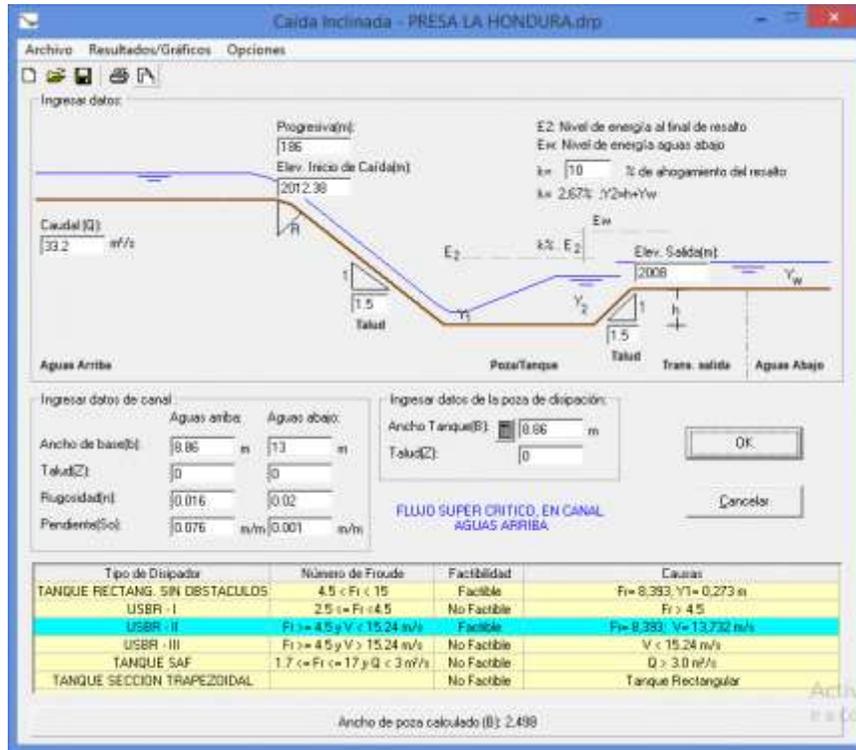


Los datos son los siguientes:

Aguas arriba		
Progresiva=	0+186	m
Elevación=	2012,4	msnm
Pendiente=	0,076	m/m
Solera=	8,86	m
Rugosidad=	0,016	
Tirante=	0,415	m
Velocidad=	9,029	m/s
Froude=	4,475	

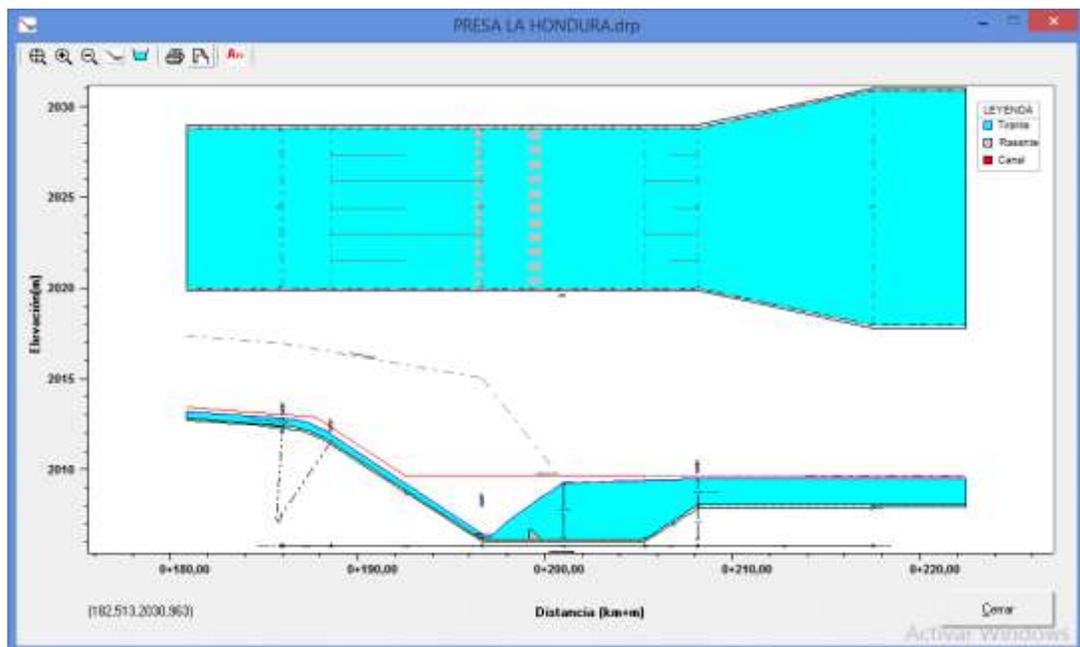
Aguas abajo		
Elevación=	2008	msnm
Pendiente=	0,001	m/m
Solera=	13	m
Rugosidad=	0,02	

Figura 4.46 Datos en el programa Rápidas.



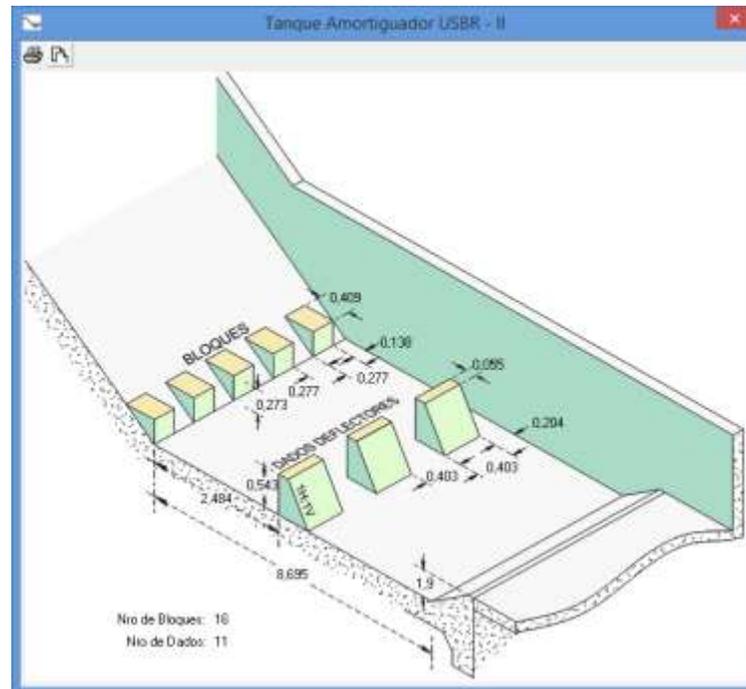
Los Resultados Obtenidos son los siguientes:

Figura 4.47 Planta y perfil transversal de la estructura



Dimensiones de los bloques del estanque amortiguador

Figura 4.48 Dimensiones de los bloques.



Se verifica el funcionamiento para distintos caudales

Figura 4.49 Verificación del funcionamiento.

N°	CAUDAL (M ³ /S)	TIRANTE Y1 (M)	MOMENTUM 1 Newton/(agua)	TIRANTE Y2 (M)	MOMENTUM 2 Newton/(agua)	LONGITUD DE RESALTO (M)	NIVEL ENERGIA EN POZA (M)	NIVEL ENERGIA AGUAS ABAJO (M)	FUNCIONAMIENTO DE LA POZA
1	33,200	0.273	46,8030	3,105	46,8030	8,6950	2009,2860	2009,6040	OK
2	29,880	0.249	41,4600	2,927	41,4600	8,1950	2009,1010	2009,4980	OK
3	26,560	0.225	36,2340	2,741	36,2340	7,6740	2008,9080	2009,3870	OK
4	23,240	0.201	31,1350	2,545	31,1350	7,1260	2008,7060	2009,2720	OK
5	19,920	0.175	26,1700	2,338	26,1700	6,5470	2008,4920	2009,1520	OK
6	16,600	0.149	21,3480	2,117	21,3480	5,9270	2008,2630	2009,0240	OK
7	13,280	0.122	16,6810	1,877	16,6810	5,2540	2008,0160	2008,8880	OK
8	9,960	0.094	12,1850	1,609	12,1850	4,5070	2007,7410	2008,7390	OK
9	6,640	0.065	7,8800	1,300	7,8800	3,6410	2007,4240	2008,5720	OK
10	3,320	0.033	3,7970	0,909	3,7970	2,5440	2007,0240	2008,3700	OK

EL DISEÑO ES ACEPTABLE.
EL RESALTO HIDRAULICO ES CONTENIDO DENTRO DE LA POZA

Cerrar

En los planos se detalla las dimensiones obtenidas por el programa.

4.4.3.1 Verificación de los resultados obtenidos por el software

4.4.3.1.1 Trayectoria

Punto de inicio:

Progresiva= 0+186,000 m

Elevación= 2012,380 msnm

Altura de la trayectoria

$$y = 0,3 \cdot H$$

Donde:

y=altura que tendrá la trayectoria (m)

H=Desnivel topográfico que se quiere vencer (m)

$$y = 0,883 \text{ m}$$

Se grafica el perfil de la trayectoria usando la ecuación 3.28

$$x = 0,45 \cdot V_1 \cdot \cos\alpha^0 \cdot (y)^{0,5}$$

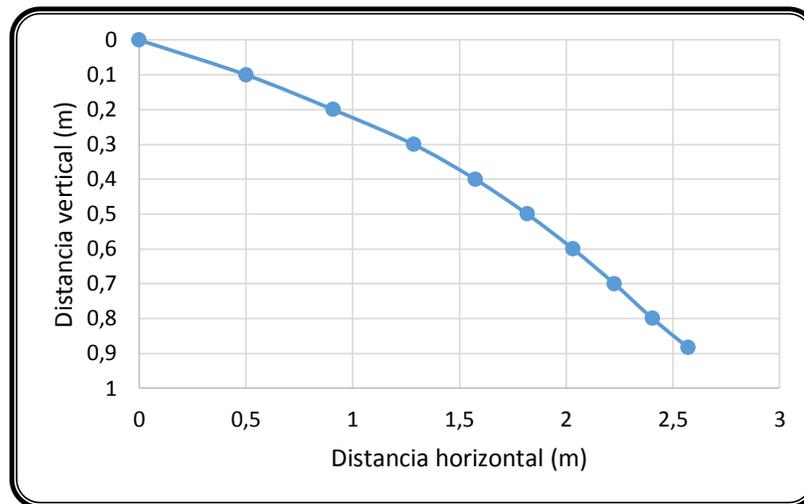
Donde:

V_1 : velocidad a la entrada de la trayectoria

Tabla 4.38 Perfil de la trayectoria.

y	x
0,883	2,57
0,8	2,40
0,7	2,23
0,6	2,03
0,5	1,82
0,4	1,57
0,3	1,28
0,2	0,91
0,1	0,50
0	0,00

Gráfica 4.22 Perfil de la trayectoria



Final de la trayectoria:

Progresiva= 0+188,570 m

Elevación= 2011,497 msnm

Tirante al final de la trayectoria

$$Y = 0,415 \text{ m}$$

4.4.3.1.2 Diseño de la Rampa

Datos

Progresiva Entrada=	0+188,560	m
Elevación Entrada=	2011,497	msnm
Progresiva Salida=	0+196,650	m
Elevación Salida=	2006,107	msnm
Desnivel (H)=	5,39	m
Longitud inclinada	9,721	m
Longitud Horizontal=	8,090	m
Ancho de la rampa=	8,860	m
Pendiente (So)=	0,666	m/m

Tirante al inicio de la rampa:

$$Y = 0,415 \text{ m}$$

Curva de remanso método tramos fijos

Figura 4.50 Curva de remanso en la rampa.

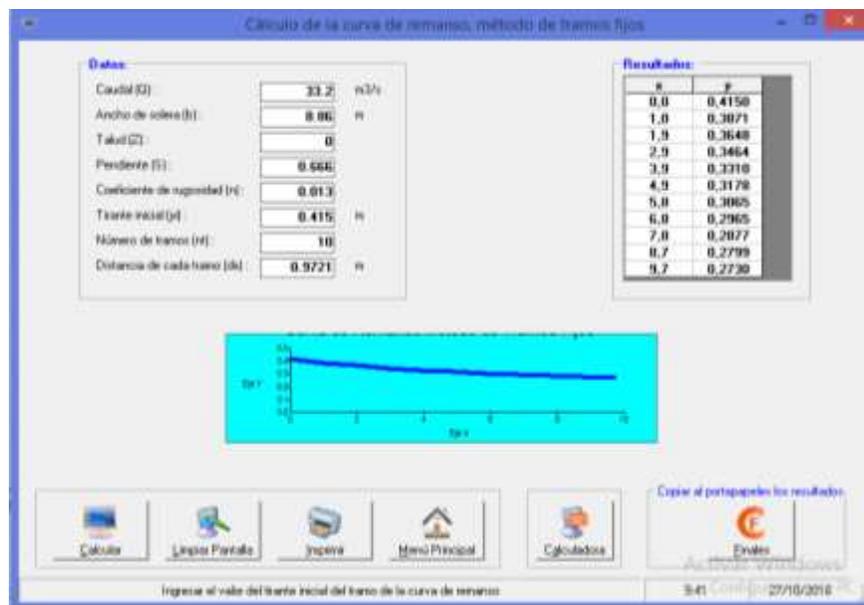


Tabla 4.39 Tabla de curva de remanso en la rampa

Tramo	X	ΔX	S_o	y	V	E	$E+S_o \Delta X$	SE
0	0,000	0,972	0,666	0,415	9,029	4,570	5,218	0,076
1	0,972	0,972	0,666	0,387	9,680	5,163	5,811	0,095
2	1,944	0,972	0,666	0,365	10,272	5,743	6,390	0,115
3	2,916	0,972	0,666	0,346	10,817	6,311	6,958	0,136
4	3,889	0,972	0,666	0,331	11,321	6,863	7,511	0,158
5	4,861	0,972	0,666	0,318	11,791	7,404	8,051	0,180
6	5,833	0,972	0,666	0,307	12,226	7,925	8,572	0,202
7	6,805	0,972	0,666	0,297	12,638	8,437	9,085	0,225
8	7,777	0,972	0,666	0,288	13,025	8,934	9,582	0,249
9	8,749	0,972	0,666	0,280	13,388	9,415	10,062	0,272
10	9,721	0,972	0,666	0,273	13,726	9,876	10,523	0,295

Tirante conjugado menor a elevación de lecho de la quebrada 2008 msnm es:

$$Y = 0,302 \text{ m}$$

Condiciones de flujo:

$$V_1 = 12,420 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = 7,220$$

Salto Estable

Tirante Conjugado mayor, se usa la ecuación 3.44:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right]$$

$$Y_2 = 2,933 \text{ m}$$

Condiciones de flujo aguas abajo:

$$Y = 1,445 \text{ m}$$

$$V_1 = 1,768 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = 0,469$$

$F < 1$ Flujo Subcritico

4.4.3.1.3 Calculo del escalón del estanque

De la metodología de cálculo de pozo amortiguador a pie de una rápida expuesto en el punto 3.9.7.3.1 del capítulo 3 se aplica un método iterativo para el cálculo de la altura de pozo.

Tabla 4.40 Altura del escalón de pozo.

1	2	3	4	5	6	7	8
hsup (m)	Δx (m)	y1 (m)	fr1	y2 (m)	Δz (m)	hcalc (m)	Error relativo
1	1,8247	0,2841	7,90132	3,036	0,102	1,550	-0,355
1,550	2,8277	0,278	8,17361	3,075	0,104	1,588	-0,024
1,588	2,8969	0,277	8,19717	3,078	0,104	1,591	-0,002
1,591	2,9029	0,2772	8,19934	3,078	0,104	1,591	0,000

Se adopta un valor de.

$$H_p = 1,6 \text{ m}$$

4.4.3.1.4 Estanque amortiguador

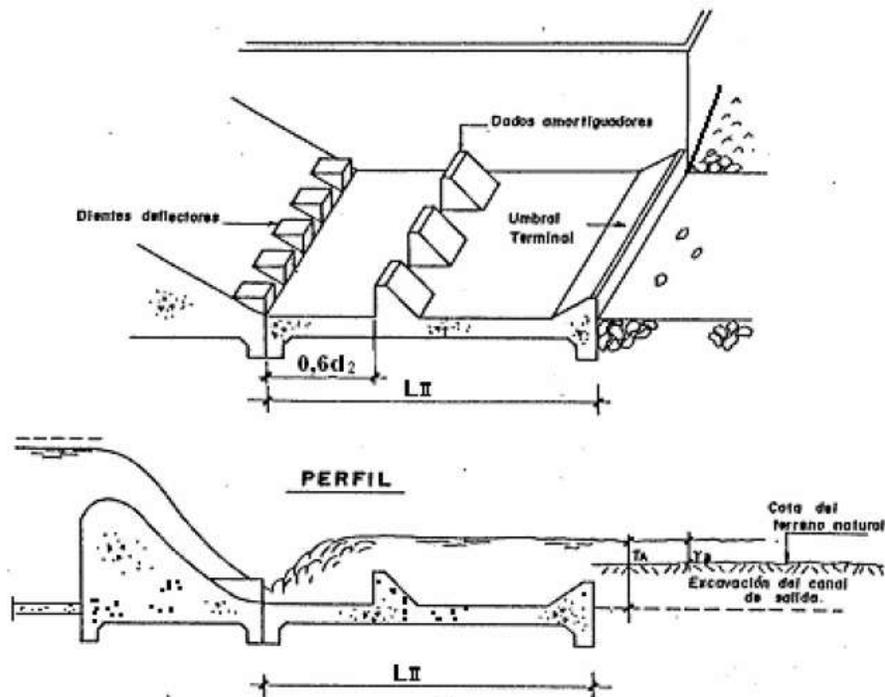
$y_1 =$	0,273	m
$Fr_1 =$	8,387	
$V_1 =$	13,726	m/s

Salto Estable

 $V_1 < 15$ m/s se diseña un Estanque Tipo II

Se diseña un Estanque Amortiguador Tipo II

La metodología de cálculo se presentó en el capítulo 3, se muestra a continuación los resultados obtenidos.



Cálculo del tirante conjugado:

$$H_p = 3,105 \text{ m}$$

Longitud del estanque amortiguador L_{II}

$$L_{II} = 8,136 \text{ m}$$

Dimensiones de los dientes deflectores

$$\text{Alto}=y_1= 0,273 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}=y_1= 0,273 \text{ m}$$

Largo= Sale constructivamente

$$\text{Espaciamiento}=y_1= 0,273 \text{ m}$$

$$\text{Espacio Fraccional}=0,5y_1= 0,137 \text{ m}$$

Calculo del número de dientes:

n= 16.227 dientes

Se adopta 16 dientes

Calculo de las dimensiones de los dados amortiguadores

$$\text{Altura}=h_3= 0,549 \text{ m}$$

$$\text{Ancho}=0,75h_3= 0,412 \text{ m}$$

$$\text{Largo}=1,2h_3= 0,659 \text{ m}$$

$$\text{Ancho superior}=0,2h_2= 0,110 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento}=0,75h_3= 0,412 \text{ m}$$

$$\text{Espacio Fraccional}=0,375h_3= 0,206 \text{ m}$$

$$\text{Ubicación}=0,8d_2=2,466 \text{ m}$$

Donde d_2 :

$$d_2= 3,082 \quad \text{m}$$

Numero de dados amortiguadores:

n= 10,749 dados

Se adopta 11 dados

Calculo de las dimensiones del umbral terminal

Primero se calcula h_4 :

$$h_4 = 0,408 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = h_4 = 0,408 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de la cara superior del umbral} = 0,04 h_4 = 0,016 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 2,04 h_4 = 0,832 \text{ m}$$

Transición de salida

Datos

b=	8,86	m
B=	13	m

Longitud de la transición:

$$L_{te} = 9,337 \text{ m}$$

Tabla 4.41 Tabla comparativa de estructura de disipación.

Método	Altura de estanque (m)	Y1 (m)	Y2 (m)	Long. De pozo (m)	Nro de dientes	Nro de dados
Rápidas	1,9	0,273	3,105	8,695	16	11
Analítico	1,6	0,273	3,105	8,136	16	11

Fuente, elaboración propia.

Se concluye que los resultados obtenidos por el programa Rápidas son aceptables.

CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Introducción

Después de haber realizado el estudio hidrológico e hidráulico, se pudo identificar las causas principales de falla en el diseño y construcción del aliviadero, que provocaron un mal funcionamiento teniendo como consecuencia problemas en su estabilidad.

A continuación se describe gráficamente los principales problemas que tiene el aliviadero.

Para validar el diagnóstico se realizará una comparación exhaustiva de los resultados obtenidos con los resultados que se tiene en el ESTUDIO A DISEÑO FINAL “PRESA LA HONDURA”, para realizar un análisis de las variaciones en los resultados y así poder verificar puntualmente cuáles fueron los parámetros que derivaron a obtener resultados no óptimos.

5.2 Del estudio hidrológico

5.2.1 Parámetros geométricos de la cuenca

Parámetro	Unidad	Resultado obtenido	Estudio TESA
Área	km ²	7,95	7,19
Longitud del río principal	km	5,45	5,31
Desnivel topográfico	m	517	400
Pendiente del río principal	m/m	0,095	0,1043

- **Área.-** Se tiene una variación de 0,76 km², El resultado obtenido en el presente trabajo es de mucha confiabilidad, ya que la cuenca fue delimitada en el programa Arc-Gis el cual usa un modelo digital de elevaciones de 30*30 pixeles de resolución.
- **Longitud del río principal.-** Se tiene una variación de 0,14 km el cual no es de consideración.

- **Desnivel topográfico.**- Se tiene una variación de 117 m, el cual es de mucha consideración ya que influye en la obtención de la pendiente de la cuenca y por consiguiente en el cálculo del tiempo de concentración.
- **Pendiente del río principal.**- No existe una variación considerable, esto llama la atención debido a que los desniveles topográficos tienen una bastante variación, se vuelve a recalcular la pendiente del estudio y se obtiene un valor de 0,075 m/m.

5.2.2 Tiempo de concentración

Parámetro	Unidad	Resultado obtenido	Estudio TESA
Tiempo de concentración	h	1,52	0,5

Se puede notar que la diferencia de resultados es exagerada, y se presume que sería el principal parámetro de error que se tuvo en el estudio, para comprobarlo se verifican las velocidades generadas con estos tiempos de concentración.

Parámetro	Unidad	Resultado obtenido	Estudio TESA
Velocidad	m/s	1,0	2,95

A través de la tabla 2.4 se comparan las velocidades promedio obtenidas que están en función de la pendiente.

Velocidades promedio aproximadas en m/s del flujo de escorrentía para calcular el tiempo de concentración.				
Descripción del curso de agua	Pendiente en porcentaje			
	0-3	4-7	8-11	>12
No concentrado				
Bosques	0-0,46	0,46-0,76	0,76-1,00	>1
Pastizales	0-0,76	0,76-1,07	1,07-1,30	>1,30
Cultivos	0-0,91	0,91-1,37	1,37-1,68	>1,68
Pavimentos	0-2,59	2,59-4,11	4,11-5,18	>5,18

Fuente, (Aparicio Mijares, 1992)

Se puede comprobar que el tiempo de concentración calculado por el estudio TESA no cumple las condiciones de la cuenca, ésta es una de las variables más importantes del estudio hidrológico y obtener un valor tan erróneo derivará a obtener resultados que estarán muy lejos de la realidad.

5.2.3 Número de curva

Parámetro	Unidad	Resultado obtenido	Estudio TESA
CN	Adm.	73	88,31

Se tiene una gran diferencia entre los resultados de este parámetro, siendo el valor obtenido en el estudio TESA demasiado alto, ya que representa una cuenca casi impermeable recordando que, para superficies impermeables y superficies de agua CN=100 y para superficies naturales CN<100.

Como se explicó en el capítulo 4, en este trabajo se obtuvo el número de curva a través del programa Arc-Gis el cual puede otorgar resultados muy precisos haciendo un uso correcto.

5.2.4 Información meteorológica empleada

-En el presente trabajo se trabajó con datos ponderados de lluvias máximas de las siguientes estaciones:

Nº	Estación	Provincia	Cuenca	Latitud Sur	Longitud oeste	Altura (msnm)
1	Canasmoro	MENDEZ	BERMEJO	21°21'	64°45'	2080
2	Trancas	MENDEZ	BERMEJO	21°18'	64°49'	2200
3	San Lorenzo	MENDEZ	BERMEJO	21°25'	64°45'	1900
4	Tarija Cancha	MENDEZ	BERMEJO	21°24'	64°46'	2050
5	Tomatas Grande	MENDEZ	BERMEJO	21°18'	64°48'	2150

-En el estudio TESA se analizó las mismas estaciones pero a través de una zonificación y sub-zonificación pluviométrica de lluvias máximas se estableció que la estación más representativa es la de Canasmoro, y solo se usó la información pluviométrica de esta estación.

5.2.5 Precipitación máxima probable

La precipitación máxima probable en ambos casos se estimó para varias duraciones y periodos de retorno, de acuerdo a las teorías de Gumbell.

A continuación se presenta el resumen de los resultados obtenidos

-Resultados obtenidos en el estudio a diseño final

Periodo de retorno (años)	Duración de la precipitación en horas			
	0,125	0,25	0,375	0,5
5	8,2	17,0	25,9	35,1
10	9,2	19,7	30,7	42,2
50	11,0	25,1	40,6	57,1
100	11,7	27,2	44,5	63,1
500	13,1	31,7	53,2	76,8
1000	13,7	33,6	56,8	82,5
10000	15,4	39,4	68,3	100,9

Fuente, Estudio a Diseño Final “Presa la Hondura”

-Resultados obtenidos en este trabajo:

Tiempo de duración		Precipitación (mm) según el Periodo de Retorno						
Min	h	5 años	10 años	50 años	100 años	500 años	1000 años	5000 años
15,00	0,25	29,38	34,18	45,33	50,13	61,28	66,09	77,24
30,00	0,50	33,74	39,26	52,07	57,59	70,40	75,91	88,72
45,00	0,75	36,60	42,58	56,47	62,45	76,34	82,33	96,22
60,00	1,00	38,76	45,10	59,81	66,15	80,86	87,20	101,91
75,00	1,25	40,53	47,16	62,54	69,17	84,55	91,18	106,57
90,00	1,50	42,04	48,91	64,87	71,74	87,69	94,57	110,52

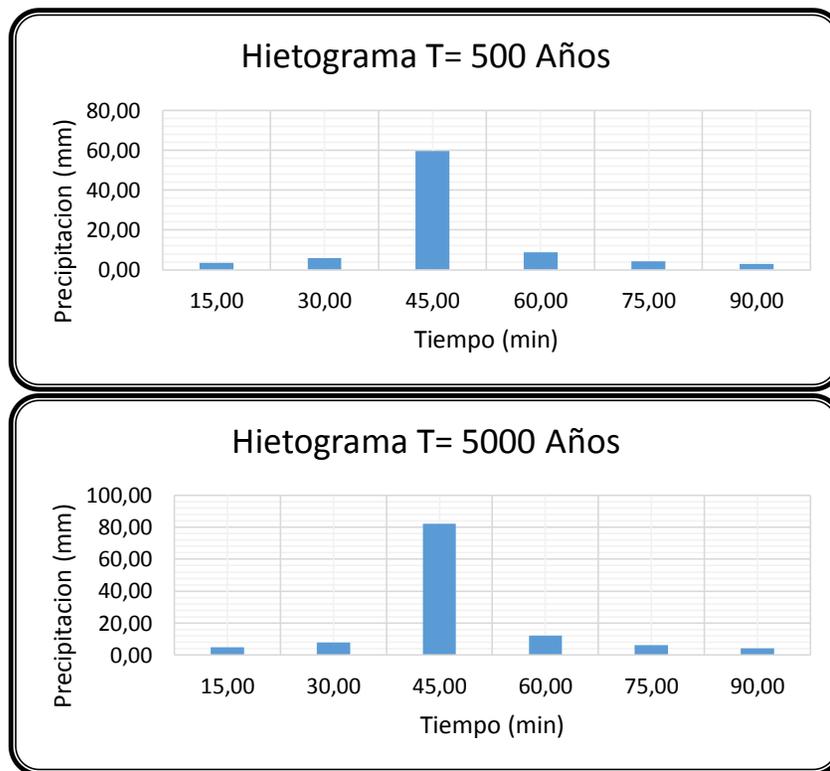
Fuente, elaboración propia.

Como se usó distintas duraciones de lluvia debido a que se tienen distintos valores de tiempo de concentración los únicos tiempos de comparación son los de 0,25 y 0,5 horas. Se puede evidenciar que para el tiempo 0,25 h se tienen diferencias muy grandes siendo los valores de este trabajo los más altos.

Para el tiempo igual a 0,5 h las diferencias se reducen a valores no mayores de 10 mm siendo también los valores de este trabajo los más altos

5.2.6 Validación de la tormenta proyecto

Para la obtención de la tormenta de proyecto solo se consideró la distribución temporal de la lluvia, asumiendo que esta se presenta con la misma magnitud en toda el área de la cuenca durante un tiempo igual al tiempo de concentración, la metodología empleada para representar la tormenta de proyecto es la construcción de los hietogramas de diseño mediante el método de los bloques alternos, los resultados obtenidos para los periodos de retorno considerados son los siguientes:



Fuente, Elaboración propia

Estos hietogramas son construidos a partir de las curvas I-D-F (relación entre intensidad, duración y frecuencia), para la obtención de esta relación se calibro una ecuación de intensidad máxima para la cuenca utilizando el modelo Bernard, se obtuvo el siguiente resultado

Para la cuenca del río Pajchani:

Donde:

$$I = \frac{873,3619 \cdot T^{0,1396132980}}{t^{0,79999869}}$$

I = Intensidad máxima en mm/hora.

D= Duración de la precipitación en (min).

T= Periodo de retorno (años)

Antes de aplicar esta ecuación se la comparo con la ecuación obtenida para la población de San Lorenzo, donde se utilizó el mismo modelo en un proyecto de grado disponible en nuestra biblioteca “ESTIMACION Y ACTUALIZACION DE LAS ECUACIONES INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA PARA LAS PRINCIPALES CIUDADES DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA”

$$I = \frac{782,8759 \cdot T^{0,125369}}{t^{0,7999988568}}$$

Se puede evidenciar que la ecuación calibrada para la cuenca tiene coeficientes similares a la ecuación de San Lorenzo, siendo estos un poco más altos, esto debido a que la cuenca se encuentra en una ubicación más lluviosa y por lo tanto refleja valores de intensidad de lluvia más altos.

Para validar los hietogramas de diseño obtenidos por esta metodología se comparan los valores máximos, con el valor máximo registrado en el pluviógrafo que se tiene en la estación Aeropuerto, este tiene una extensión de registro desde el 14 de octubre del 2002 hasta el 8 de abril del 2008, el valor máximo de este registro es el siguiente

PRICIPITACION		DURACION	TIEMPO		PCPN (mm)	INTENSIDAD i=p/d
INICIO	FIN		MIN	HORAS		
02/03/200 3 16:00	02/03/200 3 16:20	0:20:00	20	0,33	21,8	65,4

Fuente, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología´

Se puede verificar que los valores están muy próximos.

5.2.7 Caudales máximos

En este trabajo se obtuvo los caudales máximos mediante tres métodos de transformación de lluvia a escorrentía (método de SCS, método de Clark y el método racional), dos de ellos a través del programa Hec-Hms.

En el estudio a diseño final se lo obtuvo por dos métodos, el método SCS y el método racional.

Se presenta a continuación los resultados obtenidos de los dos métodos que se tiene en común.

-Método del hidrograma unitario SCS

Resultados obtenidos

Cuenca	Caudal (m ³ /s) para distintos periodos de retorno						
	5	10	50	100	500	1000	5000
Pajchani	7,60	10,60	20,00	24,50	40,10	48,50	76,90

Fuente, elaboración propia

Resultados obtenidos en el estudio a diseño final

Cuenca	Caudal (m ³ /s)						
	5	10	50	100	500	1000	10000
Pajchani	78,81	94,94	129,4	143,4	174,8	187,9	230,4

Fuente, Estudio a Diseño Final “Presla la Hondura”

-Método Racional

Resultados obtenidos

Tiempo		Caudal (m ³ /s) según el Periodo de Retorno						
Min	h	5	10	50	100	500	1000	5000
90	1,5	7,24	10,87	21,28	26,68	41,74	49,48	71,01

Fuente, elaboración propia

Resultados obtenidos en el estudio a diseño final

Cuenca	Caudal (m ³ /s)						
	5	10	50	100	500	1000	10000
Pajchani	79,12	102,69	153,52	174,53	222,09	242,15	307,24

Fuente, Estudio a Diseño Final “Presa la Hondura”

En ambos métodos se tienen diferencias de resultados extremadamente grandes, lo cual es muy preocupante, en páginas anteriores se comprobó que hay grandes variaciones en el tiempo de concentración y en el número de curva del SCS, estos podrían ser los motivos de que en el estudio a diseño final se haya obtenido estos valores de caudales tan grandes que son muy ajenos a las condiciones de la cuenca.

5.2.8 Laminación

En el estudio a diseño final solo se hizo la laminación de crecidas para un periodo de retorno de 100 años, para distintas longitudes de vertedero, ninguna similar a la longitud construida así que no hay un sentido de realizar una comparación de resultados.

5.3 Del estudio hidráulico

La parte hidráulica en el ESTUDIO A DISEÑO FINAL “PRESA LA HONDURA” no está muy clara, debido a que emplean distintos caudales que no tienen lógica ni fundamento a lo largo del resumido diseño hidráulico que se tiene. Por lo tanto no se podría realizar una comparación de resultados.

El diagnóstico hidráulico será básicamente una verificación de las dimensiones actuales de cada componente del aliviadero para validar si tiene la capacidad de evacuar

los caudales generados por las avenidas estudiadas, como así también identificar cual es la sección crítica donde empezaron todos los problemas que sufrió el aliviadero.

5.3.1 Periodos de retorno para las avenidas estudiadas

Como se ha mencionado anteriormente las avenidas estudiadas son:

-Avenida de proyecto.

-Avenida extrema.

El criterio de selección de los periodos de retorno para el análisis de estas avenidas está basado en las recomendaciones del comité nacional español de grandes presas, que se basa en el riesgo potencial que se tendría si la presa sufriría una ruptura.

El Ministerio de Medio Ambiente y Agua a través del Viceministerio de Recursos Hídricos y Riego realizó un diagnóstico de funcionalidad y riesgo de la presa La Hondura y es por eso que se pudo aplicar este criterio con más certeza adoptando:

Periodos de retorno en años		
Categoría de la presa	Avenida de proyecto	Avenida extrema
B	500	5000

5.3.2 Sección vertedora



La sección vertedera clasificada por su disposición en planta, como aliviadero curvo en planta más propiamente como aliviadero semi-abanico, fue construida con un perfil

práctico sin vacío y su análisis hidráulico se lo realizó a través de la metodología de cálculo de Evio Alegret el cual está expuesto en el capítulo 3.

Después de haber aplicado el método de cálculo mencionado se obtuvo el tirante por encima de la cresta (H_0) y el tirante a pie de cimacio (h_c), cuyos valores son:

-Tirante sobre la cresta (H_0)

Avenida de proyecto	Avenida extrema
0,737 m	1,115 m

-Tirante a pie de cimacio (h_c)

Avenida de proyecto	Avenida extrema
0,625 m	1,076 m

Se verifica a continuación las recomendaciones del método:

- Primera recomendación $0,35 \leq P/H_0 \leq 2$

Imponer valores de $P / H_0 < 0,35$ provoca velocidades de aproximación muy grandes mientras que valores de $P / H_0 > 2,00$ no introducen incrementos en el valor del coeficiente de gasto m , de ahí la recomendación anterior como rango de la relación P/H_0 aceptable.

P/H ₀	Avenida de proyecto	Avenida extrema
	2,415	1,541

Se puede verificar que para la avenida de proyecto no se cumple esta condición debido a que la altura de paramento P que está construido es demasiado alta para el tirante que se genera.

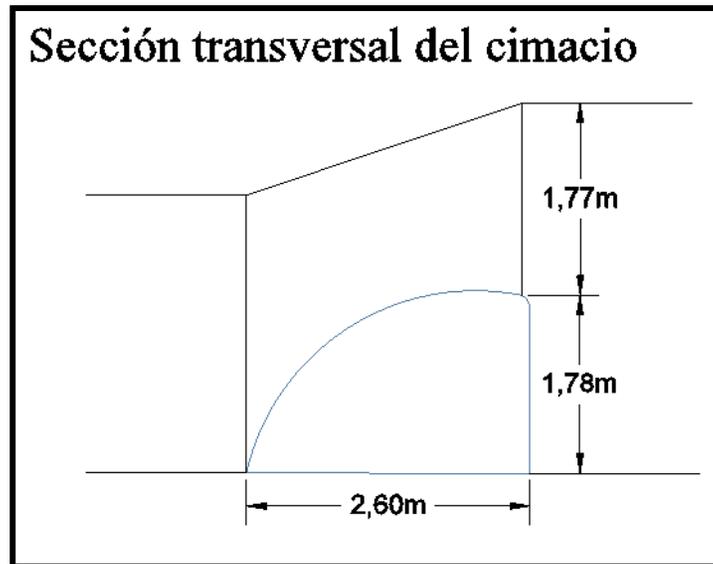
Para la avenida extrema si se cumple la recomendación.

- Segunda recomendación $65 \leq Q / (H_0)^{2,5} \leq 340$

Q / (H ₀) ^{2,5}	Avenida de proyecto	Avenida extrema
	142,397	88,722

Se puede verificar que ambas avenidas cumplen la recomendación.

5.3.2.1 Altura de los muros en la sección vertedora



Como se puede verificar en la imagen, los muros de la sección vertedora tienen la capacidad de evacuar los caudales generados tanto por la avenida de proyecto y la avenida extrema.

5.3.3 Validación del caudal obtenido en la avenida de proyecto.

El caudal para la avenida de proyecto corresponde a:

$$Q=33,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este valor se obtuvo un tirante sobre la cresta de la sección vertedora igual a:

$$H_o= 0,737 \text{ m}$$

Una de las maneras de validar un caudal obtenido por métodos probabilísticos y determinísticos es realizando mediciones y aforos por un largo lapso de tiempo, en este caso como se trata de una obra que tiene varios años de uso se trató de buscar marcas que dejaría el agua en las paredes del aliviadero para compararlas con los valores de tirantes calculados.

Después de examinar toda la estructura del aliviadero se encontró una sección donde las marcas de agua están muy claras, convenientemente es en la sección de control,

donde el cálculo hidráulico tiene mayor aproximación a la realidad, esto debido que en las siguientes partes del aliviadero podrían tener mayores variaciones debido a la rugosidad y la pendiente que no son constantes como se asumió en el cálculo hidráulico.

Esta sección se muestra en la imagen siguiente y se obtuvo su correspondiente altura:



Obtención de la altura de la marca encontrada:



Mediante el siguiente cuadro comparativo se puede verificar que el tirante generado por el caudal de la avenida de proyecto tiene casi la misma magnitud que la altura medida en las marcas dejadas por el flujo en la sección de control.

Tirante calculado	Altura medida
0,737 m	0,70 m

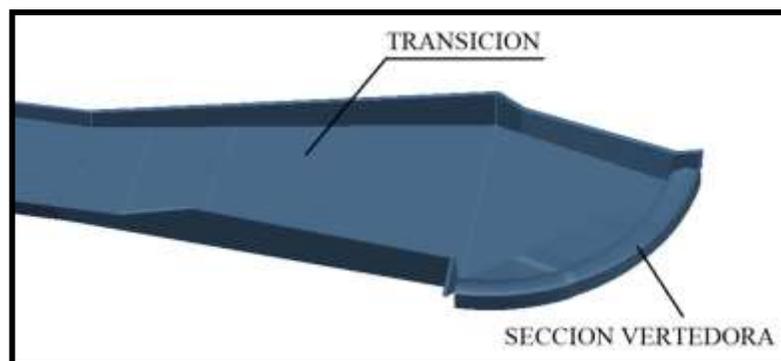
De esta manera se pudo validar el análisis hidrológico realizado y por consiguiente se tendrán resultados hidráulicos muy aproximados debido a que estos dependen principalmente del caudal de diseño escogido.

5.3.4 Transición

Según la metodología de cálculo propuesta por Evio Alegret para el diseño de las transiciones, estas deberían ser curvas en planta como se ha mostrado anteriormente cuando se trata de este tipo de aliviaderos para así evitar el ahogamiento del caudal reduciendo de esta manera la eficiencia de descarga.

Para encontrar los niveles superficiales de agua que se generan en la transición, se partió calculando el tirante normal al inicio, esto debido a que la sección vertedora no se encuentra simétricamente ubicada respecto a la transición como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 5.51 Ubicación de la transición.



En este componente que esta a continuación de la sección vertedora se obtuvieron los siguientes niveles superficiales de agua:

Sección	Avenida de proyecto	Avenida extrema
Entrada B=15,85m	0,413 m	0,615 m
Salida b=8,86m	0,613 m	1,043 m

La altura de los muros en ambos márgenes es distinta, así que sólo se analiza el margen derecho donde la altura es menor y por lo tanto es la más crítica.

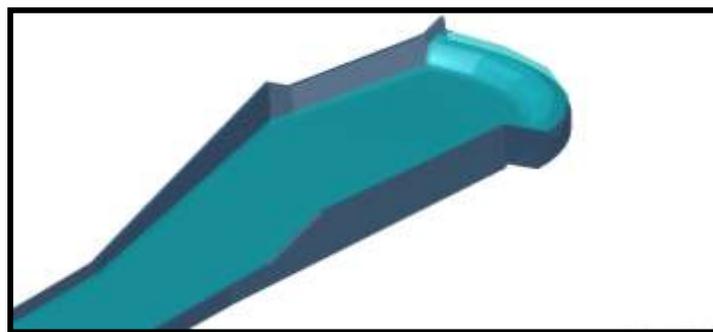
Altura de los muros	Entrada B=15,85m	Salida b=8,86m
	3,485 m	1,545 m

Se puede concluir que esta parte del aliviadero tiene la capacidad de evacuar las crecidas estudiadas.

La altura de los muros presenta sobredimensionamiento especialmente al inicio, por otro lado se pudo evidenciar que estos muros están concebidos como muros de contención y eso explica su altura elevada.

A continuación se presenta una representación de cómo se presentaría el flujo en la transición para la avenida de proyecto.

Figura 5.52 Flujo en la transición



5.3.5 Rápida

Esta parte del aliviadero que está ubicada a continuación de la transición es muy determinante en las fallas que se generaron aguas abajo, donde se pudo evidenciar que el mal funcionamiento es a continuación de esta estructura, por este motivo se hizo muy importante calcular con mucha exactitud las características del flujo que se

presentan al final de la rápida, esta situación generó la inquietud de realizar una modelación hidráulica adicionalmente al cálculo analítico, donde se pudo comprobar en el capítulo 4 que se obtuvieron resultados similares entre el análisis analítico y la modelación hidráulica.

Los niveles superficiales obtenidos al inicio y al final de la rápida son los siguientes:

Sección	Avenida de proyecto	Avenida extrema
Inicio	0,613 m	1,043 m
Final	0,548 m	0,87 m

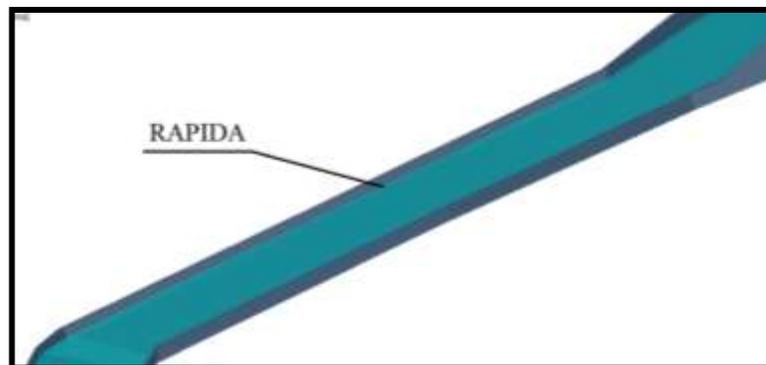
➤ Así mismo la altura de los muros construidos es:

Altura de los muros	Inicio	Final
	1,545 m	1,516

Se puede observar que la rápida tiene la capacidad de evacuar las crecidas estudiadas, presentándose sobredimensionamiento para la avenida de proyecto, pero al igual que el anterior caso estos muros también están concebidos como muros de contención.

Se presenta a continuación una representación gráfica aproximada de los niveles superficiales del flujo en la rápida.

Figura 5.53 Flujo en la rápida.



5.3.6 Curva o alineamiento no lineal

Esta parte del aliviadero que está ubicada a continuación de la rápida es claramente la sección crítica donde se originaron los principales problemas que presenta el aliviadero,

pudiendo comprobar que por el cambio brusco de dirección se genera una sobreelevación del tirante en la banca externa, el cual no puede ser contenido por los muros construidos generando así un rebalse del caudal.

Esto se verifica calculando el perfil del flujo generado en la banca externa de la curva y comprobándolo con la altura de los muros construidos.

Se presenta a continuación el perfil del flujo generado por la avenida de proyecto, iniciando la medición de las distancias parciales y acumuladas desde el inicio de la curva que se encuentra en la progresiva 0+113,8 del alineamiento de todo el aliviadero.

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	Tirante (m)
A	0	0	0,548
A*	5	5	0,769
A*	5	10	0,991
A*	5	15	1,213
B	5,272	20,272	1,447
B*	4,728	25	1,657
B*	5	30	1,879
B`	1,38	31,38	1,940

Fuente, elaboración propia

Así mismo se presenta también la altura de los muros construidos en la banca externa de la curva:

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	H muro (m)
A	0	0	1,516
A*	5	5	1,413
A*	5	10	1,400
A*	5	15	1,392
B	5,272	20,272	1,603
B*	4,728	25	1,564
B*	5	30	1,527
B`	1,38	31,38	1,517

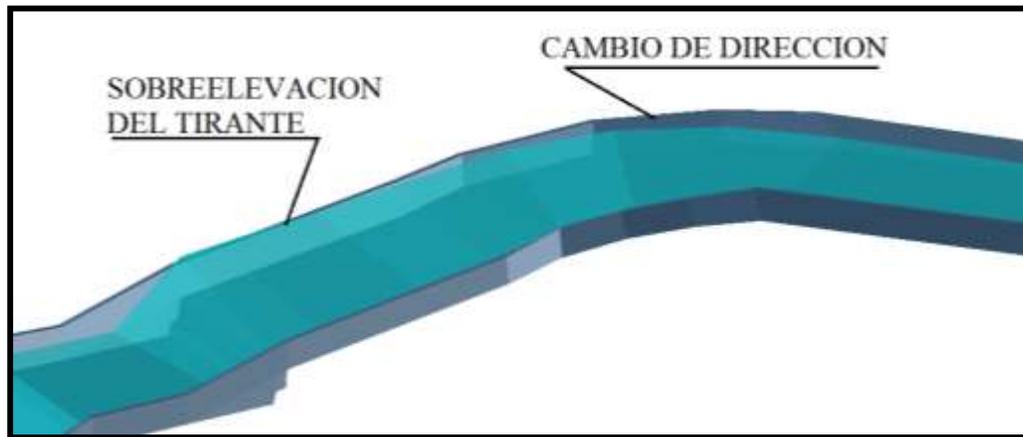
Fuente, elaboración propia

Se puede verificar que a partir de los 25 metros de longitud el tirante excede la altura de los muros llegando a una altura máxima de 1,94 m en comparación a los 1,517 m de muro que se tiene.

De esta manera se puede concluir que en el alineamiento no lineal presente en el aliviadero, no tiene la capacidad de conducir los caudales generados por la avenida de proyecto y mucho menos los generados por la avenida extrema.

A continuación se presenta un gráfico aproximado de los niveles superficiales del flujo en el alineamiento no lineal para la avenida de proyecto.

Figura 5.54 Representación del flujo en la curva.



En cumplimiento a los objetivos de este trabajo se buscaron soluciones para subsanar este problema que es el causante de todos los demás problemas, a excepción de la socavación en el lecho del río, a continuación se analizan las soluciones propuestas.

5.3.6.1 Rugosidad artificial intensificada en la rápida

Esta solución como ya se expuso, trata de reducir las velocidades de llegada a la curva para disminuir la sobre-elevación en la curva, la variación en las condiciones de flujo aplicando rugosidad artificial son las siguientes:

Condición	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
Sin rugosidad artificial	0,548	6,843
Con rugosidad artificial	0,681	5,500

Fuente: elaboración propia

Se puede evidenciar que al reducir la velocidad con la rugosidad artificial aumenta el tirante, se comprobó que con esta velocidad se generaría una sobreelevación que podría ser contenida por los muros.

Se verificó que para estas condiciones de rugosidad artificial no se generaría aireación del flujo.

5.3.6.1 Limitación de la rugosidad artificial

La limitación fundamental estriba en que para grandes velocidades de circulación en la rápida, puede ocurrir la cavitación en las rugosidades.

5.3.6.2 Sobreelevación de los muros

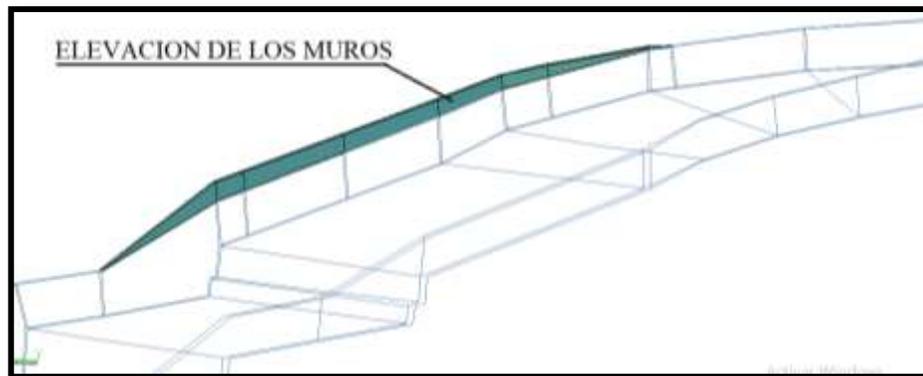
Esta es una de las soluciones más simples que consiste en elevar la altura de los muros de la banca externa para contener las sobreelevaciones generadas, asumiendo un borde libre de 0,20 metros. Se presenta a continuación la altura necesaria de los muros:

Punto	Distancia parcial (m)	Distancia acum. (m)	Tirante (m)	H muro (m)
A	0	0	0,548	0,748
A*	5	5	0,769	1,091
A*	5	10	0,991	1,434
A*	5	15	1,213	1,778
B	5,272	20,272	1,447	2,140
B*	4,728	25	1,657	2,140
B*	5	30	1,879	2,140
B`	1,38	31,38	1,940	2,140

Fuente, elaboración propia

Gráficamente el incremento de muro por sobre de los construidos sería el siguiente:

Figura 5.55 Elevación de los muros.



5.3.6.3 Caídas escalonadas

A continuación de la curva se tienen una serie de caídas escalonadas que se fueron construyendo, ajustándose a la topografía y no se pudo calcular los niveles superficiales de agua, asumiendo que se solucione el principal problema que es en la curva, estas caídas no representan un problema en el funcionamiento hidráulico.

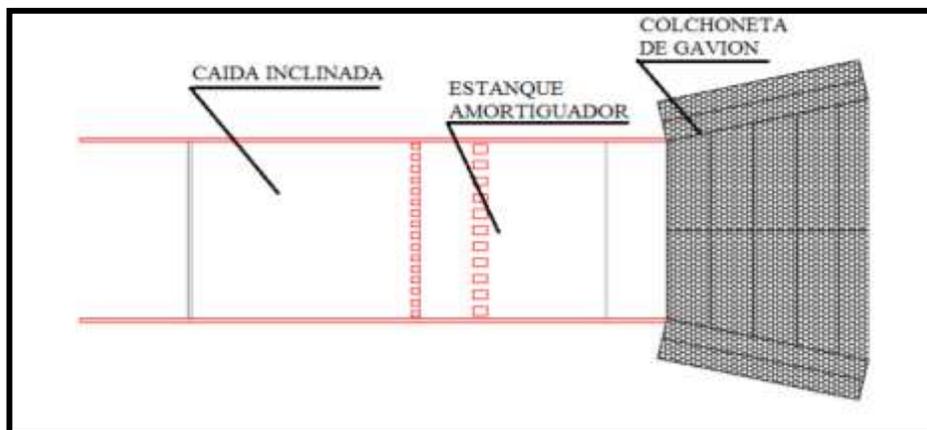
5.3.6.4 Salida del aliviadero

El final del aliviadero generó otro gran problema que se ha mencionado, la extrema socavación en el lecho del río, esto se debe a que este no termina a nivel del lecho si no a una altura aproximada de 4,5 m.

Para solucionar este problema se propuso el diseño de una estructura de disipación de energía que consiste en una caída inclinada con pozo amortiguador y una colchoneta de gavión al final de la estructura para reducir las velocidades.

A continuación se presenta una vista en planta de la estructura diseñada.

Figura 5.56 Estructura de disipación escogida.



Identificados los motivos y causas de las fallas que presenta el aliviadero de la presa “La hondura” se presenta a continuación un cuadro resumen de las causas de los problemas y las posibles soluciones planteadas.

Tabla 5.42 Causas y soluciones de los problemas identificados

Problema	Causa	Medida
Erosión de la ladera y de la base del aliviadero	Rebalse del caudal en la curva existente	Rugosidad artificial intensificada en la rápida
		Elevación de los muros de la banca externa
Fisuras y asentamientos en el conjunto de descarga teniendo un alto riesgo de colapso	Consecuencia de la erosión en la base del conjunto de descarga	Medidas constructiva de emergencia
Socavación en el lecho del rio	Ausencia de una estructura de disipación de energía adecuada	Caída inclinada con colchón amortiguador

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Después de haber culminado el diagnóstico hidráulico se presentan las siguientes conclusiones

De la cuenca de aporte:

- La cuenca del río Pajchani es una cuenca pequeña en magnitud pero debido a su pendiente y su ubicación geográfica en una zona lluviosa se presentan caudales máximos de consideración.
- El tiempo de concentración es uno de los parámetros más importantes en un estudio hidrológico, y se lo calculo en base a la utilización de fórmulas empíricas por lo tanto es necesario realizar la validación del mismo mediante la verificación de la velocidad media del río.
- Los caudales máximos obtenidos por los tres métodos utilizados tienen mucha similitud, lo que dio un buen grado de confianza para su aplicación en la hidráulica. Validar con el periodo de funcionamiento del vertedero.
- Para la determinación de los caudales máximos solo se consideró la variación temporal de la lluvia, asumiendo que esta se presenta uniformemente en toda el área de la cuenca, para esto se construyó los hietogramas de diseño aplicando el método de bloques alternos.

De la sección vertedora

- La sección vertedora tiene la capacidad de evacuar los caudales de las avenidas estudiadas.
- Como se comprobó, la altura del paramento P de la sección vertedora no cumple la recomendaciones propuestas por la metodología de cálculo de Evio Alegret, resultando tener demasiada altura, si se hubiera hecho un estudio optimo y adoptado una altura más adecuada que sería de menor magnitud se hubieran

reducido costos en de excavación para los siguientes componentes del aliviadero.

De la transición y la rápida

- La transición y la rápida tienen la capacidad de evacuar las avenidas estudiadas teniendo un cierto grado de sobredimensionamiento en la elevación de los muros, pero estos están dispuestos como muros de contención así que sus características son aceptables.
- Se utilizó un valor de rugosidad de Manning igual a 0,016 debido a que la obra tiene varios años de uso y presenta desgaste en la superficie de las paredes.

Del alineamiento no lineal

- El principal problema que se tiene en el aliviadero el cual fue causante de muchas otras deficiencias como lo erosión de la ladera, asentamientos, fisuraciones, es el cambio de dirección después de la rápida, donde se pudo comprobar mediante un análisis hidráulico que la altura de los muros no son capaces de contener las sobreelevaciones de los tirantes generadas por la fuerza centrífuga, esto genero un rebalse del caudal y la consiguiente erosión en la ladera.
- La solución más aproximada para poder evidenciar el complicado comportamiento del flujo en alineamientos no lineales es la modelación física, se intentó realizar una modelación computacional en el programa Hec-Ras, pero este no cumplió las expectativas debido a que este trabaja en una sola dimensión, por lo tanto se utilizó ecuaciones empíricas que se basan en la segunda ley del movimiento de Newton las cuales reflejaron los rebalses generados durante los años de funcionamiento de la estructura.

De la disposición y construcción del aliviadero

- El alineamiento del vertedero no siguió criterios hidráulicos sino únicamente se emplazó siguiendo criterios constructivos para reducir volúmenes de excavación, por tal motivo se cometió un error que la bibliografía recomienda

evitar y más en un aliviadero de excedencias, este error es el cambio de dirección brusco en el conjunto de descarga lo cual genera altas sobreelevaciones en el tirante, se tomó esta decisión para evitar una elevación en la topografía de la ladera y bordearla, esto para reducir costos de excavación.

- Una mejor alternativa de aliviadero para esta presa es un aliviadero con descarga lateral y un conjunto de descarga sin cambio de dirección, esto compromete mayores costos de excavación pero a la larga estos pueden ser menores a los costos de reparación que se tuvieron en el aliviadero actual.
- Se comprobó que en repetidas ocasiones se intentó solucionar el problema del rebalse en la curva y aguas debajo de esta, aumentando la elevación de los muros, pero lamentablemente como no se tiene un análisis hidráulico para su diseño, estas elevaciones de los muros no cumplían y es por eso que realizó esta actividad en repetidas ocasiones.
- Al verificar en primera instancia que el aliviadero no funcionaba bien, se habrían reducido significativamente costos de reparación si se habría realizado un estudio correcto de las condiciones de la cuenca y del comportamiento hidráulico de la estructura.
- La socavación que se genera en el lecho del río es por el gran desnivel que se tiene entre el nivel de lecho y la salida del aliviadero, tal es la magnitud de esta socavación que se está aproximando al cuerpo mismo de la presa poniendo en riesgo su estabilidad.
- Las caídas escalonadas fueron propuestas más como medida de reducción de hormigón estructural, que como elemento de disipación de energía, por lo tanto al final de la rápida la energía generada no se disipa con las medidas propuestas.
- La colocación de rocas de gran tamaño en la zona del estanque amortiguador que se generó como consecuencia de la erosión producida no es una solución definitiva porque la erosión de los taludes no fue controlada en su totalidad.

- Esta estructura es una de las más importantes en la determinación de la seguridad de la presa, por tal motivo se debe tener un buen criterio hidráulico para su diseño y más aun tratándose de una presa de materiales sueltos.

De las soluciones propuestas

- La limitación fundamental de emplear rugosidad intensificada artificial en la rápida es de que por las grandes velocidades de circulación en la rápida, puede ocurrir la cavitación en las rugosidades.
- Se comprobó que la sobreelevación de los muros en el cambio de dirección es la medida más factible y económica que se puede emplear.
- Se escogió una caída inclinada para el desnivel y un estanque amortiguador como elemento de disipación de energía en el lecho del río, debido a que el tipo de suelo en el lecho es muy erosionable y se debe buscar la máxima reducción de la velocidad en el punto donde se descargarán los caudales.

De los programas empleados

- Los programas computacionales utilizados fueron de gran ayuda para obtener resultados más precisos, teniendo en cuenta que estos son muy sensibles a parámetros que no son tomados con un adecuado criterio logrando dar resultados muy erróneos.
- Para calcular las abstracciones en la cuenca se usó el número de curva del SCS al igual que en el estudio a diseño final, pero se obtuvieron resultados muy variados, el valor obtenido en el presente trabajo es de mucha confiabilidad debido a los mapas temáticos actualizados que se utilizó en el programa Arc-Gis para la obtención del CN ponderado de la cuenca.
- Se comprobó que el programa Hec-Hms es una herramienta muy útil y necesaria para analizar los fenómenos hidrológicos tipo evento, que mediante una correcta utilización y un buen criterio se pueden obtener buenos resultados.

RECOMENDACIONES

- Es muy importante utilizar información meteorológica actualizada para su aplicación en los modelos probabilísticos en la estimación de crecidas, obteniendo de esta manera resultados más certeros
- Es de vital importancia validar el tiempo de concentración obtenido por distintas ecuaciones empíricas existentes en la bibliografía, a través de las recomendaciones existentes de velocidad en función de la pendiente media del río principal, ya que estas ecuaciones empíricas dan resultados muy variados entre sí.
- El uso de los programas computacionales dan un mayor grado de confiabilidad en los resultados obtenidos debiendo ser estos resultados verificados con una metodología analítica.
- Es muy necesario hacer un buen diseño para la construcción de cualquier tipo de obra, en este caso se pudo comprobar que la obra de excedencias no tiene un diseño, y esta fue una de las causas para tener distintas fallas.
- Se recomienda estudiar las soluciones planteadas y analizar la factibilidad para aplicarlas en el aliviadero, ya que si persiste el problema el vertedero tiene un gran riesgo de colapsar.
- Este tipo de estructura aliviaderos requiere un análisis hidráulico detallado de las características del flujo en todos sus componentes para asegurar un correcto funcionamiento y reducir los costos de construcción y mantenimiento.