

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

En nuestro país no contamos con una normativa o reglamento de seguridad de presas, tampoco existe un organismo encargado del monitoreo o administración de las presas en actual operación.

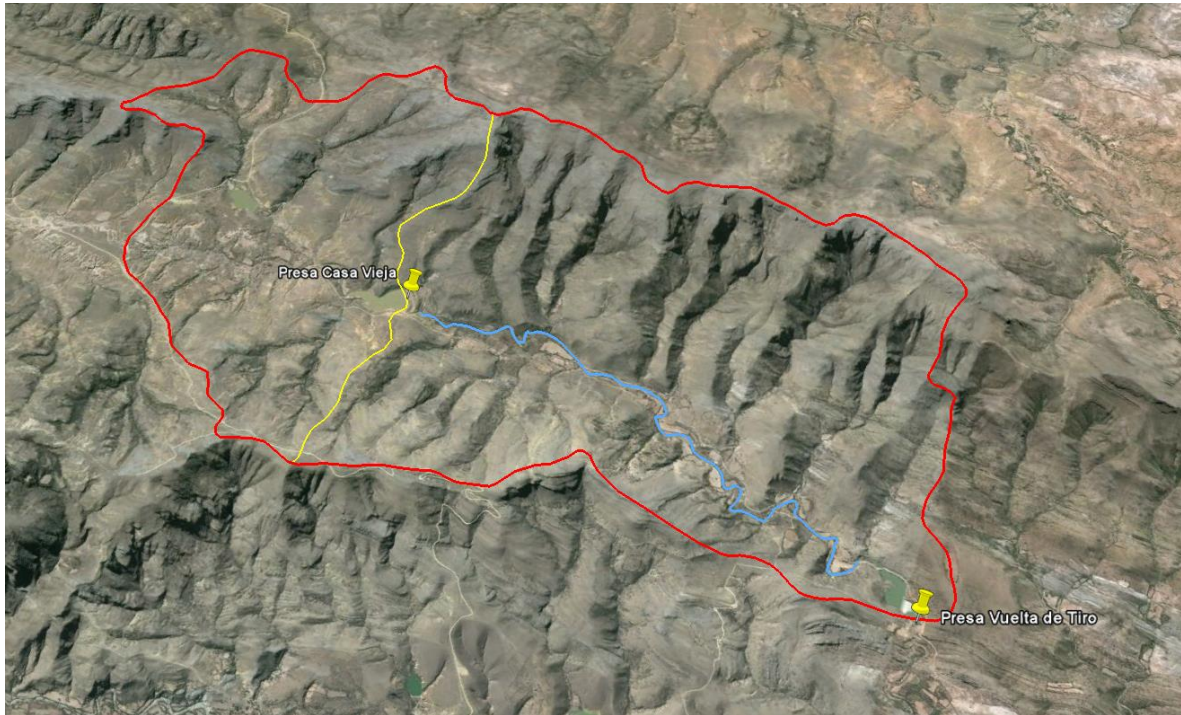
Una vez concluido el proceso de construcción, la presa juntamente con todas las obras complementarias, pasa a ser administrada directamente por los beneficiarios. Al no contar con personal especializado, no se lleva un adecuado control y mantenimiento de la infraestructura. Esto incide directamente en un aumento considerable del riesgo de colapso de la presa y baja eficiencia de operación.

La normativa internacional propone como obligatoria la clasificación de las presas en función de su riesgo potencial de rotura, esto como primera tarea, para posteriormente implementar planes de emergencia para disminuir los riesgos de afectación tanto a vidas humanas como la generación de daños materiales cuantiosos.

Las presas construidas en el departamento de Tarija como es el caso de la presa Vuelta de Tiro no son la excepción y también se presentaron problemas en sus primeros años de operación, es por esto necesario realizar un análisis completo de funcionalidad de todas y cada una de sus estructuras que la componen.

Adicionalmente y quizá un caso poco peculiar es la situación que se presenta al realizar el análisis de rotura de la presa Vuelta de Tiro, que se verá afectada por la influencia de otro embalse ubicado aguas arriba, aproximadamente a unos 4.5 km. Esto merecerá un análisis particular de un escenario denominado rotura encadenada o efecto dominó.

Figura 1.1 Vista satelital de la presa Vuelta de Tiro y Casas Viejas y su cuenca de aporte



1.2 Formulación del problema

¿Cuáles son las características principales de funcionalidad de la presa Vuelta de Tiro y sus obras complementarias?

¿Cuál es la clasificación de la presa Vuelta de Tiro en función de su riesgo potencial de rotura, considerando una rotura encadenada?

1.3 Sistematización del problema

¿Qué normativas vigentes existen disponibles para la clasificación de presas en función de su riesgo potencial de rotura?

¿Qué consideraciones específicas se tendrá que tener en cuenta considerando la rotura de una presa de gravedad de hormigón ciclópeo como es el caso de la presa Vuelta de Tiro?

¿Qué herramientas informáticas son las adecuadas para realizar la clasificación?

¿Qué elementos serán tomados en cuenta para elaborar el análisis de funcionalidad de la presa Vuelta de Tiro?

¿Qué aportes generará este análisis en las metodologías de diseño de presas en nuestro contexto?

1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1 Objetivo general

- Realizar el análisis de funcionalidad de la presa Vuelta de Tiro y sus obras complementarias, y clasificar la misma en función de su riesgo potencial de rotura, considerando una rotura encadenada, aplicando los lineamientos establecidos por la ICOLD.

1.4.2 Objetivos específicos

- Verificar la funcionalidad de la presa Vuelta de Tiro, mediante el análisis del estado actual de sus componentes (cuerpo de la presa, vertedero, obra de toma y obras complementarias), así como del embalse y del sistema de riego.
- Verificar la estabilidad de la presa para sus condiciones de funcionamiento actuales y las de posible ocurrencia en el futuro.
- Evaluar el estado de la cuenca de aporte.
- Evaluar el estado de mantenimiento del cuerpo de la presa.
- Clasificar la presa en función de su riesgo potencial de rotura, considerando un escenario de rotura de presas en serie o efecto dominó.

1.5 Justificación de la investigación

1.5.1 Justificación académica

Este trabajo de investigación se enmarca en la obtención de conocimientos en base a un análisis bibliográfico de las normas existentes en otros países sobre la clasificación de presas en función de su potencial riesgo de rotura. Con las justificaciones correspondientes

se validará si estas metodologías pueden ser empleadas en nuestro contexto y se propondrá algunas modificaciones o adecuaciones necesarias para implementarlas y así para obtener mayor precisión en el análisis.

1.5.2 Justificación técnica

Técnicamente la clasificación de presas en función de su riesgo potencial de rotura según los lineamientos establecido por la ICOLD (Comité Internacional de grandes presas por sus siglas en inglés), tiene un carácter obligatorio, es decir que debe ser realizado en todas las presas construidas, por lo tanto en base a la normativa vigente en otros países y con las adecuaciones que surgen de nuestro contexto particular se planteará un metodología que permita realizar esta clasificación de manera sencilla y con una precisión adecuada.

Figura 1.2 Vista del cuerpo de la presa Vuelta de Tiro desde el estribo izquierdo



1.5.3 Justificación social

El manejo de los riesgos y su mitigación en estructuras cuyo colapso puede causar daños materiales, humanos y mediambientales es prioridad. Por lo tanto contar con una

metodología que permita identificar aquellas presas que presentan riesgos altos es una contribución importante para la población que vive aguas abajo de los embalses construidos y de aquellos en proceso de construcción.

1.6 Hipótesis de trabajo

1.6.1 Hipótesis de primer grado

La clasificación de presas en función de su riesgo potencial de rotura es una herramienta que permite priorizar trabajos y planes de emergencia en aquellas presas con riesgo alto y así disminuir los mismos. Esto acompañado de un análisis de funcionalidad permitirá constituir una herramienta verificable para intervenir este tipo de estructuras y así mejorar las eficiencias de operación y funcionamiento.

1.6.2 Hipótesis de segundo grado

La metodología propuesta en base a las normas internacionales vigentes contextualiza nuestra realidad y se obtiene una precisión aceptable en los resultados obtenidos.

1.6.3 Hipótesis de tercer grado

Se logró la clasificación de la presa Vuelta de Tiro en función de su riesgo potencial de rotura, aplicando una metodología sencilla que podrá ser utilizada en otras presas en nuestro departamento, utilizando métodos hidráulicos e hidrológicos, apoyo informático mediante softwares libres y disponibles en nuestro medio.

Capítulo 2

SEGURIDAD DE PRESAS

SEGURIDAD DE PRESAS

2. SEGURIDAD DE PRESAS

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

Al mismo tiempo, de la mano del avance del conocimiento, el proyecto y construcción de estas grandes obras ha evolucionado hacia estructuras de retención cada vez más altas, que han dado lugar a su vez a embalses más voluminosos. Esta situación genera, sin lugar a dudas, un factor de riesgo para vidas y bienes de quienes habitan aguas abajo.

Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los técnicos encargados de su diseño, explotación y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención.

El desarrollo de la ingeniería produjo un importante avance tecnológico en torno al monitoreo y observación de estas obras hidráulicas, recomendando criterios para su diseño, construcción y explotación. Sin embargo, el mismo no contó con el necesario correlato de los instrumentos legales de respaldo, para una necesaria y estricta regulación de la seguridad estructural de estas obras por parte del Estado. Lamentablemente recién luego de una serie de fallas y roturas de trágicas consecuencias, ocurridos en Europa y Estados

Unidos entre tres y cuatro décadas atrás (Malpasset, Francia, 1959; Vaiont, Italia, 1963; Baldwin Hills y Teton, EEUU, 1951 y 1976), tuvo origen en estos países la necesaria legislación que posibilitaría hoy un riguroso control del comportamiento de las mismas.

A partir de la aparición de la legislación correspondiente, un país dispone de la herramienta para brindar la mayor protección a las comunidades que se encuentran aguas abajo de las presas. La norma legal establece obligaciones para los operadores de las presas, principales responsables de brindar un "servicio de seguridad de presas", y también los mecanismos para que el Estado regule sus actividades.

Desde que su prestación compromete vidas y bienes de ciudadanos, el "servicio de seguridad de presas" es público, es decir que obliga a quien lo presta a cumplirlo y genera al Estado el compromiso de controlar el cumplimiento de tales obligaciones para evitar que eventualmente se inicien emergencias en las presas, o que iniciadas puedan mitigarse al máximo sus efectos sobre la población.

Los pilares básicos de la seguridad de presas son:

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

2.1 La seguridad como exigencia primaria

El peligro potencial de las presas es evidente. Frente a una probabilidad de fallo muy reducida existe una gran acumulación de energía en los embalses y la violencia resultante de su puesta en libertad incontrolada puede ser catastrófica.

Como consecuencia de esta gran capacidad destructiva, la seguridad es una premisa básica, la más importante en estas construcciones, en todas y cada una de sus fases. Por la magnitud de los daños que se pueden ocasionar a la población situada aguas abajo de las

presas, este problema trasciende la responsabilidad de los titulares o propietarios, alcanzando a los órganos gubernamentales relacionados con el tema.

Lamentablemente en nuestro país hasta la fecha no se cuenta con una normativa vigente en el tema de seguridad de presas, ni tampoco un organismo que se encarga específicamente de su administración y monitoreo.

La guía técnica de seguridad de presas elaborada por el Comité Español de Grandes Presas menciona:

... “Las administraciones públicas, en el ámbito de su competencia, han de preocuparse de la realización de un inventario de las presas existentes para su inspección y control en orden a mejorar y asegurar un elevado nivel de seguridad.” ...

El desarrollo y consiguiente elevación del nivel de vida conduce a una demanda creciente de agua que sólo es posible mediante la creación de embalses, alguno de los cuales tiene la finalidad principal la laminación de avenidas, lo que contrapone de algún modo al riesgo que se deriva de la posibilidad de rotura catastrófica.

También se puede afirmar que la pérdida de la propia instalación y de los servicios que presta suele ser, por si sola, de enorme trascendencia, tanto para el propietario como para los usuarios. Es de destacar, que por último, la concienciación pública creciente sobre la influencia de los embalses en su entorno que eleva las exigencias a niveles ciertamente altos.

De lo anterior resulta que la seguridad ha de primar sobre los aspectos económicos o financieros, aun cuando admita matizaciones en función del riesgo asumido. Pero lo más común es que, aun cuando los casos de menor riesgo, los daños sean de tal cuantía que no justifica una atenuación de las medidas preventivas o una menor exigencia de los márgenes de seguridad.

En la Reunión Ejecutiva de 1982 (Río de Janeiro) ICOLD creó el Comité Técnico de Seguridad de Presas. Su necesidad se fundamentó en:

- a) La preocupación social generada por algunos accidentes graves.
- b) La mayor altura y volumen de presas y embalses, así como el envejecimiento de las existentes.
- c) El número creciente de presas en países con escasa tecnología a los que es necesario transferir las experiencias y técnicas empleadas en los más desarrollados,

2.2 Concepto de riesgo

El riesgo es una medida de la probabilidad de ocurrencia de una falla en alguna o varias de las estructuras que componen la obra, asociada a la esperanza matemática de la aparición de un escenario de carga, en combinación con la capacidad de generar daños.

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

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

2.3 Cuantificación de la seguridad

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

La reducción del riesgo es una exigencia en todas las fases de la vida de una presa y requiere la dedicación personal y la disposición de los fondos necesarios para ello. Las evaluaciones

son siempre difíciles por las limitaciones técnicas y la dependencia de juicios personales. Al lado de grandes evidencias, y de variables que se pueden estudiar aplicando técnicas probabilísticas (avenidas, resistencia del hormigón, sismología, etc.), hay otros aspectos como la geología y, sobre todo, el comportamiento humano que admiten mucho peor un tratamiento numérico. En consecuencia, la actitud primera tiende a la reducción de incertidumbres, reconociendo que la seguridad absoluta no puede ser conseguida en ningún caso.

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

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

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

2.4 Niveles de seguridad y riesgo aceptables

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

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

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

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

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

2.4.1 Fiabilidad

Probabilidad de que un sistema realice adecuadamente la función para la que fue diseñado, durante un periodo de tiempo determinado y bajo unas condiciones concretas. Su probabilidad complementaria es la probabilidad de fallo. (Membrillera et al, 2005)

2.4.2 Probabilidad

Medida del grado de confianza en una estimación, basada en la evidencia, sobre el valor de una magnitud o la posible ocurrencia de un evento futuro, ambos inciertos. Es una

estimación sobre la verosimilitud de dicha magnitud o evento. Dicha medida posee un valor numérico comprendido entre cero y uno y, matemáticamente, está basada en axiomas. En cualquier caso, existen dos grandes interpretaciones para el concepto de probabilidad: (Membrillera et al, 2005)

Probabilidad objetiva o de frecuencia relativa: se averigua a partir del resultado de un determinado experimento estacionario o con muestras procedentes de una población homogénea. Esta interpretación de probabilidad puede manejarse, por ejemplo, con los eventos hidrológicos o sísmicos, con los niveles de embalse a lo largo del año, etc. Se trata de un proceso deductivo. (Membrillera et al, 2005)

Probabilidad subjetiva: es una medida cuantitativa de la creencia, juicio o confianza en la ocurrencia de un determinado evento. Dicha medida se obtiene considerando toda la información disponible de forma clara e insesgada. Todo tipo de información y juicio es admisible a la hora de estimar un valor de la probabilidad, esté basada en experimentos repetidos o no. Se trata de un proceso inductivo. (Membrillera et al, 2005)

2.4.3 La incertidumbre en el análisis de seguridad

La incertidumbre es un concepto amplio que incluye la variabilidad; se trata de cualquier situación o hecho del cual no se posee certeza, esté descrita por una distribución de probabilidad o no. (Membrillera et al, 2005)

Incetidumbre natural, objetiva o aleatoria: relacionada con la aleatoriedad inherente a los procesos físicos, tanto en el tiempo como en el espacio.

Incetidumbre epistémica o subjetiva: asociada a la limitación de información y el conocimiento exacto de la realidad. Puede desglosarse en la incertidumbre relativa al modelo que se define para describir el proceso físico y la vinculada a los parámetros (inferencia de valores procedentes de ensayos, errores de lectura o ejecución, etc.). (Membrillera et al, 2005)

Incetidumbre en la toma de decisiones: surge a raíz del limitado conocimiento sobre el estado del sistema analizado (circunstancias ocurridas durante la construcción o explotación, deterioro, errores humanos, etc.) así como de los objetivos sociales que se

persigue (vida útil esperada, beneficio social esperado, capacidad de inversión, etc.). (Membrillera et al, 2005)

2.4.4 Análisis de Riesgo

Utilización de la información disponible para estimar el riesgo que sobre personas, propiedades o medio ambiente puede tener cualquier evento con un potencial para causar daños. Implica una serie de pasos sistemáticos como la definición del alcance del análisis, la identificación de eventos o escenarios susceptibles de provocar daños y la estimación de riesgo. (Membrillera et al, 2005)

2.4.5 Escenario de solicitud

En el ámbito del análisis de Riesgo, se utiliza frecuentemente la formulación de escenarios de solicitud, entendidos como una combinación única de estados como, evento de inicio, nivel previo de embalse, estado de las compuertas o elementos hidromecánicos, intensidad del viento, caudales fluyentes al embalse y existentes aguas abajo y modo de fallo entre otros. (Membrillera et al, 2005)

Por tanto, un escenario permite concretar y establecer una serie de circunstancias de interés en el contexto de un análisis de riesgos. En este sentido, puede considerarse escenarios de solicitud, escenarios de rotura, escenarios de crecientes, etc.

2.5 Necesidad de reglamentos, normativas y/o guías técnicas para el análisis de la seguridad de presas.

Siendo la seguridad de presas un tema que afecta directa o indirectamente a todos los sectores de la sociedad, resulta fundamental establecer un marco legal, o cualquier tipo de convención para regular las actividades de proyecto, construcción, explotación, mantenimiento e inspección de presas, de modo que se pueda contar con criterios de seguridad lo más homogéneos posibles para todas las estructuras, aun siendo estas obras tan singulares.

Considerando que en Bolivia no existe todavía ninguna ley, reglamento o normativa que regule los criterios de diseño, construcción y demás aspectos ligados a la seguridad de presas, a continuación se hará una revisión de la estructura de las normativas de seguridad de presas en algunos países con amplia tradición en la gestión de este tipo de obras, con el fin de establecer comparaciones e introducir algunos conceptos relacionados con la seguridad de presas.

2.5.1 Revisión de algunas legislaciones y metodologías para evaluar la seguridad de presas.

2.5.1.1 Estados Unidos

Bureau of Reclamation (USBR)

El Bureau of Reclamation es una agencia federal americana con más de cien años de historia, dependiente del Ministerio del Interior, cuya misión fundamental consiste en garantizar el abastecimiento de agua en los 17 Estados del Oeste de los Estados Unidos. Tiene su oficina central en Washington y distintas sedes en otros tantos estados, encontrándose su centro operativo y de investigación más importante en Denver (Colorado).

Precisamente en este centro de investigación, hace apenas diez años, se constituyó un grupo “ad hoc” con el objeto de implementar una metodología que permitiese tomar decisiones de inversión en seguridad de presas basadas en “riesgo”. Dicho grupo lo integraban unas 12 personas y respondía a las siglas de CADRE. Aunque esta denominación no continúa vigente, sus trabajos prosiguen y, según desarrollan nuevos aspectos relacionados con el análisis de riesgos, éstos son publicados e incorporados a los procedimientos técnicos del departamento de Seguridad de Presas.

La primera labor relacionada con el análisis de riesgos que llevó a cabo el Bureau of Reclamation, en 1996, consistió en un análisis de conjunto simplificado (Risk Based Profile System, RBSPS) para todas las presas.

Por otra parte, las presas del Bureau of Reclamation son inspeccionadas anualmente (“annual inspection checklist”) y se someten a revisiones más profundas cada tres años, alternándose los denominados trabajos de “Comprehensive Facility Review” (CFR) y “Periodic Facility Review” (PFR).

Los PFR son llevados a cabo por personal local e incluyen un examen físico del estado estructural así como una revisión de los aspectos más importantes de las conclusiones sobre seguridad de informes anteriores (Safety of Dams and Operation and Maintenance Recommendations).

Los CFR incorporan una revisión de la estructura y todos sus componentes mecánicos, el examen de toda la información histórica y técnica relativa a la estructura, la revisión de las conclusiones de seguridad de informes anteriores y un análisis para evaluar el riesgo existente para las personas. La metodología que emplean se fundamenta en todos los modos de fallo identificados más que en escenarios de carga, aunque consideran cuatro categorías: cargas estáticas, hidrológicas, sísmicas y operación mantenimiento.

El equipo encargado de realizar los CFR se compone de:

- Ingeniero con dilatada experiencia, a cargo del equipo y primer firmante del informe.
- Inspector de la oficina regional.
- Inspector del Servicio Técnico de Denver.
- El ingeniero encargado de la presa.
- Ingeniero encargado de comportamiento y modos de fallo.
- Ingeniero geotécnico.
- Geólogo.
- Ingeniero Civil.
- Ingeniero mecánico.
- Ingeniero estructural.
- Especialista en sismología.
- Especialista en hidrología.

En cualquier caso, como resultado de los trabajos CFR que tienen por objeto la identificación de cualquier aspecto preocupante desde el punto de vista de la presa (issues of concern), puede derivarse dos análisis de riesgos adicionales:

- Análisis detallado por un equipo cualificado de un determinado aspecto de riesgo (Issue Evaluation Risk Analysis IERA).
- Análisis de reducción de riesgos que permita identificar alternativas, estructurales y no estructurales, que reduzcan el riesgo detectado (Risk Reduction Analysis RRA).

Army Corps of Engineers (USACE)

El USACE es responsable de las presas en el sector este del país y, esencialmente, gestiona infraestructuras dedicadas a la protección frente avenidas. En el año 1999 desarrolló también un procedimiento homogéneo de evaluación preliminar que se basaba en las condiciones presentes de las presas de materiales sueltos y proporcionaba un método para priorizar las actividades de mantenimiento y reparación en las presas.

El procedimiento se basa en el juicio de expertos más que en análisis probabilístico y, para su elaboración, contó con la colaboración de representantes de Hydro-Quebec y Michigan State University.

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

La FEMA ha desarrollado diversos proyectos de investigación y reuniones centradas en el análisis de riesgos. De ellos partieron los importantes estudios de McCann et al en 1985, citados por numerosos autores como Bowles, USBR, DEFRA, Hartford y Baecher, FEMA, etc. En aquel momento se preparó el primer sistema para evaluar de forma preliminar la seguridad de presas ya construidas y, además de análisis probabilístico, se incluyó tablas para poder asignar:

- Una puntuación diferenciada para calibrar el estado y condición de las presas de materiales sueltos y de gravedad.

- La probabilidad de rotura en función de una serie de variables evaluables por los ingenieros encargados de efectuar el estudio.

En cualquier caso, esta agencia estatal posee gran cantidad de información al respecto, así como una guía específica dedicada a la gestión de la seguridad en presas y embalses (FEMA).

Federal Energy Regulatory Commission (FERC)

La FERC se encarga de supervisar aquellas presas de titularidad no estatal encaminadas a la obtención de energía hidroeléctrica y también ha desarrollado recomendaciones en el campo de la seguridad de presas y embalses.

2.5.1.2 Reino Unido

En el reino unido existen más de 500 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 2 presas por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998).

El marco legal para la gestión de la seguridad de presas en el Reino Unido es el denominado Reservoirs Act (Decreto sobre Embalses) de 1975. Entre sus particularidades destaca (Hughes et al):

- Impone al gobierno local la tarea de vigilar el cumplimiento del decreto en los embalses ubicados en su jurisdicción, manteniendo un registro público de las condiciones de los embales, incluyendo datos técnicos, datos del titular, datos del panel de ingenieros relacionados con la obra, detalles sobre las inspecciones etc.
- Establece que el titular del embalse designe un ingeniero supervisor para hacer seguimiento del embalse en todo momento, debiendo hacer revisiones completas del embalse al menos cada 10 años.
- Establece como delito, el no cumplimiento de este decreto
- Indica procedimientos para la puesta fuera de servicio de un embalse.

2.5.1.3 Noruega

En Noruega existen más de 300 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 1 presa por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998).

El órgano supervisor de la seguridad de las presas en todo el país es la Administración de Recursos Hídricos y Energía de Noruega (NVE), cuyo reglamento de seguridad vigente data de 1999, (T. Ljøgd). Resaltan los siguientes aspectos:

- Mantiene los criterios de diseño que han garantizado la seguridad de las presas existentes, promoviendo la implementación de nuevas tecnologías.
- Incluye el análisis de riesgo, permitiendo que el titular lleve a cabo su toma de decisiones basándose en análisis de este tipo.
- Divide a las presas en tres clases según el grado de consecuencias que podría generar su rotura.
- Establece criterios de cualificación para la estructura del equipo técnico del Titular.
- Establece sistemas de alarma y planes de emergencia.
- Se evalúa la protección contra sabotaje y acciones bélicas.

2.5.1.4 Suecia

En Suecia existen alrededor de 200 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 0,4 presas por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998).

Hasta el año 1998 no existía en Suecia legislación alguna para el diseño y construcción de grandes presas, recayendo sobre el Titular la responsabilidad de la seguridad y la adopción de los criterios de diseño. Fue entonces cuando se publicaron los Lineamientos de Seguridad de Presas de la Asociación Sueca de Energía, que posee a grandes rasgos la siguiente estructura:

- Clasificación de las presas en función de las consecuencias de una eventual rotura.
- Normas de diseño y construcción para presas de materiales sueltos, presas de fábrica y aliviaderos.
- Establece las bases para la organización, mantenimiento y vigilancia.
- Establece planes de emergencia.

2.5.1.5 China

En china se tiene registro de alrededor de 86.000 presas, de las cuales más de 18.000 poseen una altura superior a 15 metros (uno de los criterios de ICOLD para definir a las Grandes Presas). Las presas en China son administradas por el Ministerio de Recursos Hídricos o por el Ministerio de Energía Eléctrica. Desde 1983, se ha publicado una serie de estatutos y guías para la seguridad de presas, entre las cuales se cuentan (Ye Li.qiu):

- Gestión de la conservación de Proyectos Hidroeléctricos, 1983.
- Estatuto interno para la gestión de la seguridad en centrales hidroeléctricas, 1987.
- Ley de Aguas de la República Popular de China, 1988.
- Código de inspección de Presas Existentes, 1988
- Regulación de Controles de Inundaciones, 1991

2.5.1.6 Austria

En Austria existen alrededor de 150 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 1,8 presas por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998).

El Ministerio de Agricultura, Agua y Gestión Forestal, es el organismo encargado de la confección de los reglamentos técnicos en Austria, se destacan las siguientes particularidades (R. Melbinger):

Se declara el interés público de las presas (sobre todo en cuanto a la seguridad) no pudiéndose afectar los derechos de terceras personas.

- Establece los parámetros técnicos para la construcción de nuevas presas y recrecimiento de existentes.
- Establece que el Titular debe mantener las instalaciones en un estado de mantenimiento acorde con el estado actual del conocimiento en materia de seguridad de presas.
- Establece el rol del equipo de expertos supervisores de la seguridad.

2.5.1.7 Alemania

En Alemania existen alrededor de 300 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 0,9 presas por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998).

Siendo una República Federal, cada uno de los 15 estados de Alemania posee su propia Ley de Aguas, por lo tanto es difícil describir de manera homogénea el panorama de la legislación. Se pueden citar algunas particularidades aplicables de manera general:

- Existen 6 tipos de presas sujetas a regulación clasificadas en función de su altura, ubicación y propósito.
- Distingue entre las situaciones de cálculo: normales, especiales y excepcionales, no sólo en función de las cargas actuantes, si no que incluye las condiciones del apoyo.
- Establece programas de mantenimiento, continuos, frecuentes e intensivos.

2.5.2 Legislación de seguridad de presas en España

En España existen alrededor de 1200 grandes presas según los registros de ICOLD, esto representa un promedio de 2,4 presas por cada 1.000 Km² de territorio (Delliou P., 1998). Es el país de Europa occidental con mayor número de grandes presas. Se dará un tratamiento especial a esta legislación por considerarse una base importante para el desarrollo de la metodología de evaluación que se presentará en el Capítulo IV.

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

A continuación se comenta brevemente cada uno de estos documentos.

2.5.2.1 Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de Presas (1967)

En esta instrucción se enuncian los conceptos básicos de diseño, construcción y explotación de las presas y sus obras anexas. Se mencionarán aquellos aspectos relacionados con el apartado de Normas para Proyecto de Presas, ya que guarda estrecha relación con la metodología que se desea desarrollar:

Criterios Fundamentales (Artículos desde el 1 al 6):

Se comienza por enunciar las definiciones esenciales en el ámbito del proyecto y construcción de presas, entre ellas se indican los criterios según los cuales una obra es calificada como “Gran Presa”, los descriptores geométricos de la presa como alturas, niveles particulares de la superficie del embalse, capacidades de almacenamiento etc.

Se establece una clasificación de las grandes presas en función de su tipo (de fábrica o de materiales sueltos), se definen los alcances de los Proyectos de Grandes Presas y se indican pautas en referencia a la coordinación de la realización de estos.

Normas para el Proyecto de Presas (Artículos desde el 7 al 58):

En este apartado, la instrucción hace una clara diferenciación entre cuales son las normas aplicables a todo tipo de presas y cuáles son las consideraciones especiales para presas de fábrica y presas de materiales sueltos separadamente.

Para todo tipo de presas (Artículos desde el 7 al 25) es aplicable la realización de un anteproyecto, y proyecto de construcción, una memoria técnica que sea el compendio de todos los estudios de alternativas, justificaciones, estudios climatológicos, geológicos etc.

Deben realizarse suficientes planos de construcción para definir las obras y particularidades del terreno donde se ubiquen. A este respecto la instrucción específica que como mínimo se incluya: Plano de la cuenca hidrográfica, plano de situación del embalse, plano del embalse, plano topográfico del sitio de presa, plano de la presa y obras relacionadas, plano de

excavaciones, plantas, perfiles y secciones suficientes para definir con claridad la presa y todas sus instalaciones, planos de los accesos y dispositivos de control etc.

Debe elaborarse un pliego de condiciones que regule la ejecución de las obras. De igual manera se debe incluir un presupuesto general de toda la obra pormenorizando las diversas partes de la misma.

La instrucción detalla de manera específica los aspectos que se deben cubrir en los siguientes apartados:

- Estudio climatológico: Información necesaria para realizar el estudio hidrológico, análisis estadístico de lluvias, temperaturas etc.
- Estudio hidrológico: análisis del rendimiento de la obra, modificación del régimen de crecientes en el entorno de la obra, estudio de caudales máximos asociados a períodos de recurrencia, determinación de la creciente de Proyecto y la creciente máxima.
- Estudio del terreno: capacidad de soporte a las solicitaciones propias de la presa, estudio geológico, sondeos, prospecciones, ensayos y pruebas y estudio de las características sísmicas de la zona.
- Estudio de disponibilidad de materiales: Justificación en calidad, cantidad y factibilidad de aprovechamiento de yacimientos y canteras para la construcción de la presa y sus obras anexas.
- Elección del tipo de presa: Formulación de diferentes alternativas, estudio comparativo en el triple aspecto estructural, hidráulico y económico. Elección de aquella más idónea en términos de aprovechamiento de los recursos disponibles, justificado desde el punto de vista económico.
- Capacidad del sistema de desagüe: Todos los elementos que de manera conjunta permitan el desagüe de una presa deben cumplir con ciertas prescripciones, por ejemplo: los caudales evacuados por los dispositivos sujetos a control nunca deberán ser superiores al caudal de la avenida en condiciones normales; los dispositivos de desagüe deben restituir el caudal al cauce sin generar daños por erosión; debe considerarse la posibilidad de reducir aguas abajo el riesgo de

inundaciones mediante la el uso de resguardos convenientes o cualquier otro dispositivo de regulación.

- Aliviaderos de superficie: sobre la capacidad de los aliviaderos de superficie se indican una serie de prescripciones particularmente al caso en cual son operados por compuertas, imponiendo por ejemplo que se tengan como mínimo 2 compuertas y que las mismas puedan ser accionadas tanto manual como mecánicamente, por otra parte debe verificarse el tránsito de una creciente de 100 años de período de retorno en el supuesto que una de las compuertas fallase y se mantuviese cerrada.
- Desagües profundos: Deben ejercer control sobre el nivel del embalse en condiciones normales y permitir el vaciado en tiempo prudencial. Se enuncian indicaciones sobre la capacidad de los desagües de fondo como por ejemplo: con el nivel del embalse a la mitad de la altura, tendrán como capacidad mínima el caudal medio del río; Todos los desagües profundos se proyectarán para poder funcionar correctamente, con la carga total del embalse, tanto en su apertura como en su cierre.
- Sistemas de auscultación y vigilancia: Se proyectará el sistema de control necesario para conocer en todo momento el comportamiento de la presa y del terreno en relación por las previsiones del Proyecto durante las fases de construcción, puesta en carga y explotación.
- Accesos y comunicaciones: Todo embalse importante debe disponer, salvo justificación especial, de un medio de comunicación eficaz con los poblados situados inmediatamente aguas abajo de la presa.

Por último, se indican procedimientos administrativos referentes a los plazos de ejecución y tramitación del proyecto.

Para Presas de Fábrica (Artículos desde el 26 al 49) entendiéndose por esta clasificación a aquellas construidas con concreto, dentro de las cuales se clasifican a las presas de gravedad, de contrafuertes, de bóveda, de arco bóveda, cúpula y mampostería.

Para este tipo de presas, la instrucción especifica las siguientes solicitudes a considerar:

- **Peso propio:** La densidad aparente de los materiales de construcción se justificará con la realización de ensayos. Se acepta para el cálculo del peso propio un valor de $2,3 \text{ t/m}^3$ para la densidad del concreto. Si alguna particularidad del proceso constructivo influenciase el reparto tensional, será preciso tenerla en cuenta. Si más del 2% de los ensayos arrojasen una densidad menor a la de diseño, deberá comprobarse si ello afecta la seguridad de la obra.
- **Empujes hidráulicos:** Se calcularán los empujes hidrostáticos sobre la presa, correspondientes al máximo nivel normal del embalse. El peso específico del agua para el cálculo de los empujes hidrostáticos será considerado normalmente igual a la unidad salvo en aquellos casos en que el agua contenga una fuerte proporción de elementos en suspensión.
- **Presiones intersticiales:** La presión de los fluidos que llenan los poros de la fábrica y de los terrenos actúa disminuyendo las presiones efectivas entre las partículas sólidas de los mismos y alterando por lo tanto, la estabilidad y resistencia de aquellos. Generalmente, se comprueba la estabilidad de la presa o del terreno en el que se apoya, estudiando el posible deslizamiento según un cierto número de superficies elegidas por consideraciones teóricas, así como según todas aquellas que presenten circunstancias de debilidad particular. Para conocer las presiones intersticiales es necesario, en principio, determinar la red de filtración, lo cual puede hacerse por medios analíticos, gráficos o experimentales. Toda la incertidumbre que sobre la forma de la red de filtración exista repercute en la magnitud probable de las presiones intersticiales y, por lo tanto, en la valoración del coeficiente de seguridad de la presa. Son, pues muy recomendables todas las medidas que tiendan a reducir el valor absoluto de esas presiones, con lo que se disminuye así la influencia relativa de sus variaciones sobre la estabilidad de la obra. Entre estas medidas, las galerías, los drenajes y las inyecciones contribuyen de manera decisiva a la seguridad de la presa.
- **Efecto del oleaje:** Se determinarán la altura máxima previsible del oleaje y su efecto dinámico sobre el paramento.
- **Efectos sísmicos:** este análisis se efectuará en correspondencia a la sismicidad de la zona en la cual está construida la presa. En las zonas de alta sismicidad, se realizará

un estudio sismológico y tectónico que justifique las acciones previsibles. Las acciones sísmicas horizontales y verticales, se considerarán que separada y conjuntamente, actúan en la dirección más desfavorable. No se tendrá en cuenta la coincidencia con temporales o avenidas extraordinarias. Deberán considerarse los efectos hidrodinámicos del agua.

- Retracción: En el cálculo de la estabilidad de la presa se podrá prescindir del efecto de la retracción, siempre que en los métodos de construcción se prevean las precauciones que se indican para cada tipo de presa.
- Variaciones de la temperatura: Los esfuerzos debidos a la dilatación y contracción del hormigón causados por las variaciones de la temperatura exterior, se deducirán tomando como base las condiciones climatológicas de la región y las características térmicas del concreto.
- Otras solicitaciones: En casos especiales se tendrán en cuenta las vibraciones o esfuerzos dinámicos producidos por el funcionamiento de aliviaderos y órganos de desagüe, así como los impactos directos sobre la presa de posibles aludes o corrimientos del terreno.
- Combinación de solicitaciones: La instrucción prescribe 6 situaciones de sollicitación distintas, dos normales y cuatro accidentales. Las situaciones normales son: Embalse vacío y Embalse lleno (a máximo nivel normal). Las situaciones accidentales son: Sismo en correspondencia con embalse vacío; Embalse lleno con drenajes ineficaces, Sismo con Embalse lleno, y Embalse a nivel Máximo probable.

La estabilidad de la presa debe ser estudiada sujeta a las condiciones que se especifican en los siguientes apartes:

- Estabilidad estática de la presa: En este apartado se indica cuales efectos deben tomarse en consideración
 - Estabilidad elástica de la presa: El régimen de tensiones de la presa se determinará aplicando los principios de la teoría de la elasticidad o los clásicos de la resistencia de materiales. El Proyecto deberá señalar los coeficientes de seguridad adoptados para las tensiones internas, en relación

con la resistencia característica del concreto. Se exige que se realicen verificaciones en las situaciones de carga anteriormente descritas. Se indica que las cargas de trabajo a compresión del concreto nunca sobrepasarán los 80 kg/cm^2 ni los 10 kg/cm^2 a tracción.

- Cargas de rotura del concreto: Este aparte especifica las condiciones en las cuales deben tomarse y ensayarse las muestras del concreto colocado en obra a fin de obtener sus parámetros resistentes.
- Resistencia de los cimientos: para su valoración se tendrá en cuenta la naturaleza y la estructura tanto del terreno de apoyo directo como de todo aquél que pueda afectar a la estabilidad de la presa. Cuando el terreno de cimentación presente discontinuidades en sus características mecánicas, y en particular sismicidad potencial, se considerará su influencia sobre la estabilidad de la presa.

2.5.2.2 Reglamento Técnico para la Seguridad de Presas (1996)

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

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

Altura superior a 15 metros medida desde la parte más baja de la cimentación hasta la coronación.

Altura comprendida entre 10 y 15 metros siempre que cumplan con alguna de las siguientes características: Longitud de coronación mayor de 500 metros; Capacidad de embalse superior a un hectómetro cúbico; Capacidad de desagüe superior a $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

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

2.5.2.3 Guías Técnicas de Seguridad de Presas

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

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

2.5.3 Clasificación de presas (Organismo regulador de seguridad de presas ORSEP – Argentina)

2.5.3.1 Finalidad

La finalidad de la clasificación es proporcionar una guía sobre el estándar de cuidado que debería aplicarse en la gestión de la seguridad de las presas existentes, en función de las consecuencias potenciales que produciría la falla de una presa. Es decir que se propone categorizar las presas, para distinguirlas en función de los daños que una descarga incontrolada del embalse pudiera producir, con el fin de establecer los niveles y procedimientos de seguridad pertinentes.

2.5.3.2 Alcance

La Clasificación propuesta se ha adoptado en función de experiencias y estándares internacionales. La misma no debe tomarse como prescriptiva, constituyendo una herramienta de ayuda para las autoridades responsables de la clasificación de una presa.

2.5.3.3 Criterio adoptado

Se ha adoptado un sistema de clasificación basado en las consecuencias incrementales que produciría la falla potencial de una presa (accidente o colapso). Las consecuencias incrementales son aquellos daños o pérdidas adicionales a los que podrían haber ocurrido debido al mismo evento, si la presa no hubiese fallado.

Las consecuencias incrementales se han dividido en: pérdida de vidas humanas, daño socioambiental y pérdidas económicas. Las mismas se corresponden con el escenario de falla más desfavorable que pueda presentarse: falla con buen tiempo o falla inducida por crecida.

2.5.3.4 Sistema de Clasificación

En el cuadro siguiente se presenta el esquema de clasificación de presas propuesto.

Cuadro 2.1 Clasificación de Presas

Categoría		Consecuencias incrementales		
Designación	Nivel de Consecuencias	Pérdida de vidas	Daño Socioambiental	Daño económico
I	Alto	Si	Alto	Alto
II	Significativo	No	Significativo	Significativo
III	Bajo	No	Bajo	Bajo

La categoría debe determinarse de acuerdo a las consecuencias incrementales más severas, ya sea pérdida de vidas, daño socioambiental o económico.

Para clasificar una presa en las Categorías II y III será necesario verificar que los tres tipos de consecuencias incrementales no superen la consigna establecida para la categoría

respectiva. Si sólo una de las consignas se supera, la presa calificaría en la categoría que se corresponde con esa consigna. Por ejemplo si se determinara que la falla de una presa no produciría pérdida de vidas ni daño socioambiental significativo, pero resultaría en elevado daño económico, la presa se clasificará en la Categoría I.

Para clasificar una presa en la Categoría I, basta con verificar que una sola de las consecuencias incrementales alcanza la consigna establecida para esta categoría. Por ejemplo si se determina que la falla de una presa implica la pérdida de vidas, la presa clasificará en la Categoría I, sin necesidad de realizar la evaluación de las pérdidas socioambientales y económicas.

En los casos que existan dos o más presas en un mismo río (en cascada), si la presa ubicada aguas arriba provoca la rotura de la presa aguas abajo, su clasificación debe ser al menos tan alta como la clasificación de la presa aguas abajo.

2.5.3.5 Caracterización de las Categorías

a) Categoría I - Nivel de Consecuencias Alto

Pérdida de vidas

Es posible que ocurran pérdidas de vida. Existe población en riesgo en zonas cercanas a la presa, y/o en zonas alejadas pero muy pobladas, en las cuales, aún con un rápido aviso existe la posibilidad que alguna persona pueda perder la vida.

Daño socioambiental

Afectación de bienes ambientales de gran valor. Daños ambientales no recuperables o recuperables a largo plazo. Afectaciones a la vida y a la salud humana. Pérdidas o deterioros de importantes hábitats de la fauna y de la flora. Afectación a instalaciones de producción, almacenamiento o transporte de sustancias peligrosas que puedan afectar al medio ambiente o a las personas.

Daño económico

Grandes pérdidas económicas. Afectación a bienes y servicios públicos y privados. Daños a la infraestructura, servicios, viviendas, instalaciones industriales y comerciales.

b) Categoría II – Nivel de Consecuencias Significativo

Pérdida de vidas

No se esperan pérdidas de vida. Existe población en riesgo pero en zonas muy alejadas a la presa, de manera que es posible dar el aviso con tiempo suficiente para asegurar su evacuación.

La población en riesgo, para esta categoría, se limita a pobladores rurales y/o a poblaciones pequeñas (asentamientos urbanos de menos de 2.000 habitantes).

Daño socioambiental

Daños ambientales significativos pero recuperables en el corto plazo. El hábitat de la flora y la fauna se pierde solo en forma marginal. No hay afectaciones a instalaciones de producción, almacenamiento o transporte de sustancias peligrosas que puedan afectar al medio ambiente o a las personas.

Daño económico

Pérdida de obras de infraestructura y de servicios menores, que afecten a un limitado número de usuarios, pérdida de instalaciones recreativas, pérdida de lugares de trabajo estacionales.

c) Categoría III - Nivel de Consecuencias Bajo

Pérdida de vidas

No se esperan pérdidas de vida. No existe población en riesgo por lo que no hay posibilidad de pérdida de vidas excepto debido a desgracias impredecibles.

Daño socioambiental

Pérdidas mínimas a corto plazo y no existen pérdidas a largo plazo

Daño económico

Pérdidas económicas menores y generalmente circunscriptas al dueño de la presa. El área afectada comprende infraestructura y servicios limitados.

2.5.3.6 Consideraciones conceptuales para la estimación de las consecuencias incrementales.

A continuación se desarrollan criterios y conceptos generales a tener en cuenta para la evaluación de los distintos tipos de daño que contempla la clasificación propuesta. Los métodos y procedimientos para su valoración o cuantificación están fuera del alcance de estas guías. Sin perjuicio de lo anterior, en algunos casos se hace referencia a metodologías que podrían aplicarse en caso que no se disponga de una solución más precisa.

General

Los daños deben ser evaluados tanto en el valle aguas abajo de la presa en la zona afectada por la onda de inundación, como en la zona aguas arriba de la presa afectada por el vaciado del embalse.

Los análisis conducentes a la evaluación de las consecuencias deben incluir la caracterización de la rotura de la presa, la propagación de la onda de crecida, la elaboración de mapas de inundación y la evaluación de los impactos. Pueden aplicarse una gran variedad de métodos para cada uno de esos pasos, cuya elección dependerá de la información necesaria.

En general, es conveniente realizar un análisis preliminar utilizando procedimientos simples y conservadores para obtener una primera aproximación del nivel de

consecuencias. La complejidad y precisión deben aumentar si existiera la necesidad de obtener mayores detalles para confirmar la clasificación de la presa. Este enfoque permite utilizar la clasificación por consecuencias para estructuras pequeñas o con evidentes bajas consecuencias, evitando realizar costosos y detallados estudios.

Independientemente de la confiabilidad y precisión de las metodologías utilizadas para la evaluación de las consecuencias, el buen criterio y el juicio equilibrado de los analistas deben prevalecer en la valoración final.

Pérdida de vidas

- La estimación de la pérdida esperada de vidas requiere, en primer lugar, la determinación de la población en riesgo, es decir todas aquellas personas directamente expuestas que se encuentran dentro del área que abarca la inundación provocada por la falla de una presa.
- Las potenciales pérdidas de vida dependen de diversos factores muy inciertos y variables: la distancia desde la presa, el tiempo de aviso, el momento del día, la profundidad y velocidad del agua, la topografía, la densidad de la población y las características de la movilidad de la misma, entre otros.
- La clasificación propuesta no requiere que necesariamente se realice una cuantificación de las pérdidas esperadas de vida. Por lo tanto la evaluación de la potencial pérdida de vidas podrá realizarse tanto cuantitativa como cualitativamente; en este último caso alcanzará con evaluar la posibilidad o no de que ocurran pérdidas de vida.
- La evaluación de las pérdidas esperadas de vida debería considerar escenarios específicos que tengan en cuenta la mayor cantidad de los factores que intervienen. Los criterios, las presunciones, los razonamientos y los cálculos deben documentarse claramente.
- Si bien no existe una metodología de aplicación universal para la estimación de pérdida esperada de vidas, una guía se encuentra en la publicación “A Procedure for Estimating Loss of Life Caused for Dam Failure. DSO-99-06” elaborado por Wayne Graham para el USBR.

Daño Económico

- El cálculo de las pérdidas económicas debería considerar los daños materiales soportados por terceros cuantificables en términos económicos, sean directos (destrucción de elementos) o indirectos (reducción o pérdida de producción), incluyendo:
 - Daños a viviendas, instalaciones industriales, instalaciones con fines sociales, instalaciones comerciales, establecimientos agropecuarios y todas las instalaciones relacionadas con la producción de bienes afectados por la inundación.
 - Daños a la infraestructura y a los servicios: sistemas de transporte, sistemas de comunicaciones, sistemas de suministro de energía, sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento. En la valoración de estos daños se debería tener en cuenta el tiempo de interrupción de cada sistema.
 - Daños en la presa y su impacto en la sociedad.
- También podrían incluirse como consecuencias económicas, a aquellos impactos sociales y culturales a los cuales se les puedan asignar costos o valores.
- La calificación de los daños económicos podría realizarse comparando el valor total de daños calculado, con el valor Producto Bruto de la región afectada por la falla de la presa (PBRA). Podría considerarse que los daños económicos son bajos si son inferiores al 1 % de PBRA y que son altos si superan el 10 % del PBRA.

Daño socio ambiental

- Se incluyen aquí las pérdidas ambientales así como los daños a referencias históricas y culturales.
- Debido a su naturaleza multifacética sería muy difícil, cuanto no imposible, llegar a un valor numérico único que caracterice la extensión de estos daños, por lo que resulta más apropiado realizar una evaluación cualitativa de los mismos.
- La magnitud de estas pérdidas debería evaluarse en términos de la factibilidad de su restitución y del tiempo que demoraría lograrlo.

· La evaluación del daño socioambiental deberá realizarse en consonancia con la Legislación Ambiental de la Nación y de las Provincias afectadas por la inundación provocada por la falla de una presa.

Revisiones periódicas de la clasificación de la presa

El impacto que produce la falla de una presa puede cambiar durante su ciclo de vida, debido a la naturaleza y a la ocupación de los valles tanto aguas abajo como aguas arriba.

Por ello es necesario que, en forma periódica, se realice una revisión de las consecuencias. Una revisión cada 10 años sería recomendable, excepto que en la zona afectada por la inundación se produzcan cambios muy evidentes (por ejemplo la incorporación de instalaciones industriales peligrosas), en cuyo caso la revisión de la categoría de la presa se realizará inmediatamente después de haberse producido dichos cambios.

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

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

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

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

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

2.6.1 **Ámbito de aplicación**

- ✓ Grandes presas: que vienen definidas por las siguientes características.
 - Tener más de 15 metros de altura, medida desde la cota de coronación hasta la superficie del cimientto.
 - Tener una altura entre 10 y 15 metros y originar un embalse de capacidad superior a los 100,000 m³, para características excepcionales o cualquier que permita clasificar la obra como importante para la seguridad o la economía pública.
- ✓ Además deberá aplicarse a las que no siendo Grandes Presas según la definición anterior tengan una altura comprendida entre 10 y 15 m (desde coronación a cimientto) y, bien, una longitud de coronación superior a 500 m, bien, una capacidad de desagüe superior a 2.000 m³/seg.
- ✓ También deberá aplicarse a todas aquellas que, aun no siendo Grandes Presas según las definiciones anteriores, puedan dar lugar a apreciables riesgos potenciales agua abajo.

2.6.1.1 **Criterios para la definición de categorías**

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

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

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

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

2.6.1.2 Consideraciones y criterios básicos para la clasificación:

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

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

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

Los aspectos a analizar son, por tanto:

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

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

2.6.2 Metodología empleada para la clasificación

Para el análisis de rotura de presas existe gran variedad de métodos, algunos de ellos todavía en proceso de investigación y desarrollo. En el reciente estudio de la ICOLD sobre "Dam Break Flood Analysis" realizado por el Subcomité de "Analysis of dam break flooding and related parameters normally assumed" se presenta una descripción de los

diferentes métodos y se describen 27 modelos existentes, de los que solo unos pocos están normalmente extendidos en la práctica.

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

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

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

- 1 °. Afecciones a núcleos urbanos, viviendas y vidas humanas.
- 2°. Afecciones a servicios esenciales.
- 3°. Daños materiales.
- 4°. Daños medioambientales.

2.6.2.1 Riesgos potenciales para vidas humanas. Población en riesgo

a) Afecciones graves a núcleos urbanos

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

industriales o comerciales, parques, jardines, zonas deportivas, cementerios, aparcamientos y otros, así como los canales o ríos que puedan ser cruzados por puentes.

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

b) Número reducido de viviendas

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

c) Pérdida incidental de vidas humanas

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

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

2.6.2.2 Servicios esenciales

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

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

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

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

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

2.6.2.3 Daños materiales

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

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

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

La evaluación de los daños materiales potenciales a efectos de clasificación estará en la práctica, en la mayor parte de las ocasiones, asociada a los restantes aspectos. Solamente en casos muy concretos y dudosos puede tener cierta relevancia para la clasificación. Para abordar estos casos, se presentan en el cuadro II-1 criterios orientativos de clasificación de los daños materiales, criterios que, en todo caso, han de ser consideradas conjuntamente con los valores de calados y velocidades asociados a la onda de rotura.

Cuadro 2.2 Tabla de clasificación de los daños materiales propuesta por el reglamento técnico de clasificación de España

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MODERADOS	IMPORANTES	MUY IMPORTANTES
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas ¹	n° de instalaciones < 10	10 < n° de instalaciones < 50	n° de instalaciones > 50
Cultivos de secano	Superficie < 3.000 Has	3.000Has < superficie < 10.000Has	Superficie > 10.000 Has
Cultivos de regadío	Superficie < 1.000 Has	1.000Has < superficie < 5.000Has	Superficie > 5.000 Has
Carretera		Red general de las CC.AA. u otras redes de importancia equivalente	Red general del estado y red básica de las CC.AA.
Ferrocarriles		ff.cc. vía estrecha	ff.cc. vía ancha y alta velocidad

¹ Los límites deberán reducirse en caso de instalaciones de singular importancia.

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

Cuadro 2.3 Clasificación de daños potenciales propuesta para Bolivia

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MUY IMPORTANTES	IMPORTANTES	MODERADOS
	Categoría A	Categoría B	Categoría C
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas	n° de instalaciones >10	5 < n° de instalaciones < 10	n° de instalaciones < 5
Cultivos a secano	Superficie > 1000 has	300 has < superficie < 1000	Superficie < 300 has
Cultivos a regadía	Superficie > 500 has	100 has < superficie < 500	Superficie < 100 has
Carretera	red nacional	red departamental	camino vecinal

2.6.2.4 Daños medioambientales

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

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

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

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

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

Únicamente se considerarán como daños medioambientales aquellos que sean sensiblemente distintos de los asociados al régimen hidráulico natural, estableciendo como daños muy importantes aquellos que tengan la consideración de irreversibles y críticos, mientras que se considerarán importantes aquellos severos que tengan asimismo el carácter de irreversibles, según la terminología utilizada en el R.D. 1131/88 de 30 de septiembre por el que se aprueba el Reglamento para la ejecución del R.D. Legislativo 1302/1986 de 28 de junio de Evaluación de Impacto Ambiental.

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

2.6.2.5 Otras afecciones

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

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

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

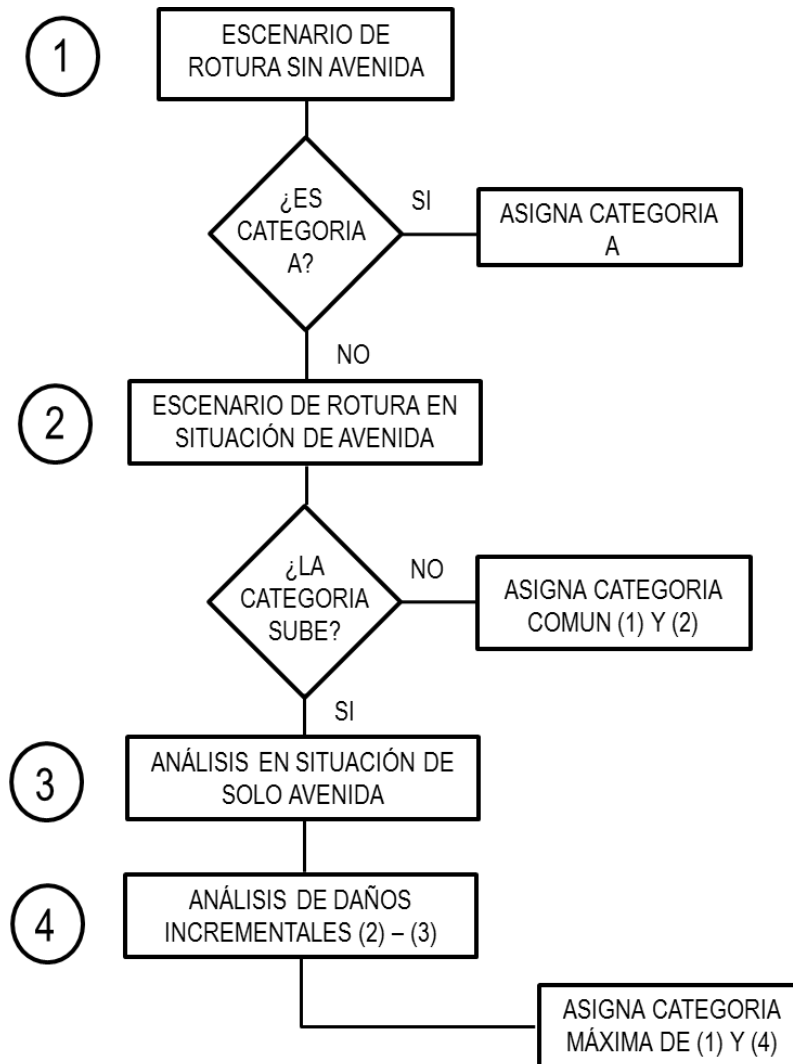
2.6.2.6 Escenarios de rotura

La metodología se basa en el análisis de los efectos agua debajo de tres situaciones o supuestos distintos:

- 1.** Rotura de la presa, sin coincidencia con ninguna avenida (rotura sin avenida y con el embalse en su máximo nivel normal de explotación).
- 2.** Rotura de la presa coincidente con la avenida máxima considerada (rotura en situación de avenida y con el nivel de embalse en coronación).
- 3.** Avenida máxima considerada, supuesta la no rotura de la presa (solo avenida y desaguando en las condiciones de proyecto).

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

Figura 2.1 Proceso de clasificación



Adicionalmente a la consideración de los escenarios de rotura, también se debe tener en cuenta dos situaciones particulares que podrían presentarse:

- Rotura individual de presas
- Rotura encadenada (efecto dominó)

2.6.2.7 Rotura individual de presas

Para la clasificación de las presas, consideradas estas individualmente, esto es, sin relación con otras posibles ubicadas aguas arriba o abajo, es necesario considerar distintos escenarios de posibles roturas, identificando en cada caso los daños potenciales. *La clasificación a asignar a la presa debe corresponder al escenario más desfavorable.*

Estos escenarios vienen definidos por la situación del embalse y por las condiciones hidrológicas (caudales entrantes en el embalse) en el momento en que se produce la eventual rotura.

En general será suficiente considerar dos escenarios extremos, de los cuales el primero corresponde al caso de rotura no coincidente con avenidas mientras que en el segundo se superpone la rotura a una situación de avenida. La situación de avenida considerada corresponde a la avenida de proyecto de la presa, o, en su caso, la avenida extrema. En la actualidad, la avenida de proyecto es, en la mayor parte de los casos, la correspondiente a un período de retorno de 500 años.

Con criterios conservadores, al primer escenario anterior se le hace corresponder la situación de embalse lleno hasta su máximo nivel normal de explotación, mientras que la situación de embalse en el segundo escenario se hace corresponder a embalse lleno hasta la coronación de la presa.

2.6.2.8 Rotura encadenada de presas (efecto dominó)

Un escenario específico adicional a considerar se presenta en el caso en el que existan una sucesión de presas en el mismo río, en el que hipotéticamente se puede producir una rotura encadenada de presas (efecto dominó), en el que la rotura de una de las presas puede provocar las roturas de las presas de aguas abajo. La situación que se crea es compleja y existe una interdependencia mutua en las relaciones entre las presas de aguas arriba y aguas abajo y los posibles daños potenciales, por lo que es necesario contemplar de manera conjunta y coordinada la propagación y efectos de la onda de avenida o de las diversas ondas de avenida de las diferentes roturas. Esta necesaria coordinación e información tiene un papel más destacado en la futura elaboración de los planes de emergencia.

Para la clasificación de las diferentes presas en un mismo río puede seguirse el siguiente esquema referido a dos presas, que evidentemente es ampliable a cualquier número de presas de forma secuencial. Para la rotura de la presa de aguas arriba se suponen los dos escenarios de rotura tradicionales (rotura con embalse a nivel normal y rotura en situación de avenida) calculándose las ondas de rotura y su propagación hasta el embalse de aguas abajo. Los efectos sobre la presa de aguas abajo pueden agruparse en dos situaciones:

1.- El embalse de aguas abajo puede absorber la onda de rotura en condiciones similares para las que fue diseñada para la avenida de proyecto, y aún hasta la proximidad de la coronación si no es probable que se presenten avenidas de manera simultánea en ambas presas. En este caso no se produciría la rotura encadenada de la presa de aguas abajo, y cada presa se clasificaría atendiendo únicamente a sus propias afecciones potenciales de forma independiente.

2.- El embalse de aguas abajo no puede absorber la onda de rotura que le llega de la presa de aguas arriba, vertiendo sobre su coronación, por lo que se debe considerar que se produce la rotura simultánea con el desagüe de la onda de llegada al embalse. Ello da lugar al planteamiento de un nuevo escenario que es el correspondiente a la rotura con nivel de embalse en coronación pero con la concomitancia de la presentación de la onda de rotura de la presa de aguas arriba.

Así, en este caso, además de contemplarse los dos escenarios usuales y de manera independiente de la presencia de las otras presas, la clasificación debe de realizarse con una visión conjunta y contemplando este nuevo escenario de rotura encadenada.

Las diferentes situaciones posibles son muy numerosas y deben de analizarse caso a caso en función de las diversas situaciones descritas analizando las afecciones potenciales en cada tramo, y adoptando siempre criterios de tipo conservador. En general si la rotura de una presa situada aguas arriba puede provocar la rotura de otras aguas abajo, la categoría de la presa de aguas arriba será como mínimo la misma que la mayor de las categorías de las presas de aguas abajo.

Este escenario de rotura encadenada supone una evaluación conjunta de las presas de un tramo por lo que, en la práctica, implica una coordinación e información entre los diversos propietarios o explotadores de las distintas presas.

Sin embargo, inicialmente y para una primera evaluación orientativa, pueden realizarse los análisis de clasificación como si se tratara de presas independientes.

Por otro lado, si existen dos presas situadas en dos ríos o afluentes diferentes que puedan producir daños potenciales en una misma zona o población no se tendrá en cuenta su rotura simultánea, clasificándose las presas de manera independiente.

2.6.2.9 Métodos para el estudio de la inundación consecuencia de la rotura de una presa

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

- método completo (modelos hidráulicos completos)
- método simplificado de modelización
- método mixto hidrológico-hidráulico
- método simplificado de las curvas envolventes

El método completo es el más preciso y el único que considera las características reales del movimiento en régimen variable de la propagación de la onda de rotura, así como los posibles efectos de las secciones hidráulicas agua abajo en la propagación agua arriba del movimiento. Por ello, en general, es el método recomendable para el análisis de la clasificación de las presas. Sin embargo, en el caso de clasificaciones obvias y para sustentar el juicio ingenieril y dotarle de consistencia y objetividad, se recomienda el empleo de métodos y modelos simplificados. Sólo se admitirán propuestas de clasificación sin el empleo de ningún tipo de método de cálculo de la onda de rotura en casos de presas que resulten clasificadas en la categoría A, por tener agua abajo núcleos urbanos que claramente resulten afectados gravemente por una posible rotura de presa, sin que exista

ningún tipo de duda sobre dicha afección. Incluso en este caso, la propuesta de clasificación debe estar documentada y justificada.

2.6.2.10 Método completo (modelos hidráulicos completos)

De entre los numerosos modelos existentes, se recomienda el empleo del modelo DAMBRK o de posibles versiones posteriores actualizadas, del National Weather Service (NWS) USA, por ser el modelo actualmente más versátil, experimentado, práctico y, también, el recomendado en normativas de otros países. Adicionalmente, estos modelos tienen la consideración de públicos.

Este método utiliza métodos paramétricos para el establecimiento y progresión de la brecha de rotura y métodos hidráulicos de análisis de régimen variable para el estudio del avance de la onda de rotura y la determinación de las áreas de inundación.

Proporciona directamente resultados en términos de cota máxima de lámina alcanzada y velocidad del agua, por lo que la determinación del área inundada y de las características de la inundación es directa.

Alternativamente, es preciso señalar que existen otros programas o procedimientos en el mercado con prestaciones al menos semejantes y cuya validez, por tanto, es obvia, si bien en estos casos será preciso documentar en la propia propuesta la justificación de la validez.

Los modelos antes citados son unidimensionales, por lo que en algunos casos extremos, caracterizados por secciones altamente irregulares, valles muy sinuosos y con cambios muy bruscos en las secciones o llanuras de inundación, donde exista un flujo bidimensional acusado y sea necesario estudiar con más detalle las condiciones de propagación de la onda, puede ser necesario recurrir a modelos dinámicos bidimensionales o aproximaciones cuasi-bidimensionales.

2.6.2.11 Método simplificado de modelización

El método simplificado que se propone, en consonancia con el método completo, es el SIMPDBK del NWS. El modelo SMPDBK es un modelo sencillo para la evaluación de las características del pico de la onda producida por una rotura de presa. Permite, con una

mínima potencia computacional (calculadora de bolsillo), determinar el caudal punta de la onda, el calado y el tiempo de presentación en puntos seleccionados agua abajo de la presa cuya rotura se analiza. Este modelo calcula en primer lugar el caudal punta desaguado en la presa en función del volumen de embalse y de la descripción geométrica y temporal de la brecha.

Una vez establecido el hidrograma de salida, analiza su laminación a lo largo del cauce en función de curvas de amortiguación que incorpora el propio modelo. El calado se determina, en función de la geometría del cauce, de su pendiente y de su rugosidad, como correspondiente al caudal punta laminado.

Mientras que la gran ventaja de este método radica en su sencillez y en la no necesidad de utilización de potentes equipos informáticos, sus inconvenientes se centran en su limitada exactitud ya que, fundamentalmente, por una parte, ignora los efectos hacia agua arriba que inducen las condiciones agua abajo, y, por otra, utiliza unas curvas de amortiguamiento "tipificadas" a partir de numerosas pasadas del modelo más general DAMBRK y, por tanto, solo aproximadas al caso concreto.

2.6.2.12 Método mixto hidrológico-hidráulico

Es este un método simplificado que se basa en la aplicación sucesiva de tres fases: determinación de la onda de rotura, estudio de su propagación y determinación de los niveles de agua correspondientes.

El caudal punta de la onda de rotura se determinará en función del volumen de embalse y de la altura de la presa sobre cimientos, para lo cual puede utilizarse la expresión de Hagen, que en unidades métricas es:

$$Q = K (V \times H)^{0,5}$$

donde:

Q = caudal punta de rotura (m³/seg)

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

V = volumen de embalse (Hm³)

H = altura de presa sobre cimientos (m)

Dada la solo relativa fiabilidad de la expresión anterior aplicada a casos concretos, deberá analizarse la sensibilidad de la clasificación resultante a la variabilidad de este parámetro, llegando a contemplar valores hasta un 50 % superiores, y contrastando, si fuera posible, los valores del caudal punta con los datos estadísticos de roturas históricas.

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

Alternativamente al procedimiento anterior, podrán utilizarse procedimientos paramétricos que determinen la onda de rotura a partir de las fórmulas hidráulicas de desagüe sobre un aliviadero en pared gruesa en un procedimiento incremental en el tiempo, como puede ser la subrutina incorporada al efecto al programa HEC-1, desarrollado por el U.S. Hydrologic Engineering Center.

La propagación de la onda de rotura a lo largo del cauce se estudiará por métodos hidrológicos (Muskingum, Puls u onda cinemática), teniendo presente que únicamente se dará como válido el resultado obtenido si variaciones importantes de los parámetros no inducen modificaciones en la categoría a asignar a la presa analizada.

Por fin, la determinación de niveles de agua y velocidades se realizará directamente por métodos hidráulicos suponiendo régimen permanente (situación estable en el tiempo) y suponiendo un caudal igual al máximo obtenido en la etapa anterior.

En general, la aplicación de este método debe realizarse con precaución y adoptando valores conservadores. Si existiesen dudas en la clasificación deberán utilizarse los métodos completos.

2.6.2.13 Método simplificado de las curvas envolventes

El método de las curvas envolventes, propuesto como alternativa más sencilla, consiste en la aplicación directa de las familias de curvas y que se han establecido a partir de múltiples pasadas del programa DAMBRK.

En general esta metodología corresponde al escenario de rotura sin avenida y sólo puede ser usada como comprobación de las clasificaciones de las presas en las que sus características y las de los cauces agua abajo hagan prever una clasificación A o, más relativamente, C. En otros casos puede servir, dada su simplicidad, como referencia y encaje inicial de la problemática.

2.6.2.14 Forma y dimensiones de la brecha de rotura. Tiempos de rotura

El modo de rotura y la forma y evolución de la brecha dependen del tipo de presa, siendo la hipótesis más común que en las presas de hormigón o mampostería la rotura es prácticamente instantánea, y total o parcial. Usualmente total en las presas bóvedas y parcial por bloques en las presas de gravedad o contrafuertes. En cambio en las presas de materiales sueltos la rotura es progresiva en el tiempo y con evolución desde formas geométricas iniciales hasta la práctica totalidad de la presa.

En la actualidad existen diversos modelos que simulan el fenómeno de formación y progresión de la brecha, siendo el más empleado el modelo de la progresión lineal, en el que se contemplan diversos parámetros geométricos y temporales, recomendándose que en principio se adopten los siguientes modos de rotura y parámetros:

a) Presas bóveda

- Tiempo de rotura: 5 a 10 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: Completa, siguiendo la forma de la cerrada, admitiéndose la geometrización a trapecial.

b) Presas de gravedad y contrafuertes

- Tiempo de rotura: 10 a 15 minutos (instantánea).
- Forma de rotura: Rectangular.
 - Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.
 - Ancho: el mayor de los dos valores siguientes:
 - 1/3 de la longitud de coronación.
 - 3 bloques de construcción.

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

Tiempo de rotura:

$$T \text{ (horas)} = 4.8 \cdot V^{0.5} \text{ (Hm}^3\text{)} / h \text{ (m)}$$

En caso que la aplicación de la expresión anterior conduzca a un resultado superior a 5 horas, el tiempo de rotura deberá ser evaluado con especial detenimiento.

Forma de rotura: Trapecial.

- Profundidad de la brecha: hasta el contacto con el cauce en el pie.
- Ancho medio de la brecha: $b \text{ (m)} = 20 (V \text{ (Hm}^3\text{)} - h \text{ (m)})^{0.25}$
- Taludes: 1:1 (H:V).

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

2.7 Limitaciones en la Aplicación

Organizar el sistema nacional de presas de manera tal que se pueda realizar una gestión eficiente de la seguridad de Bolivia, es una tarea que conlleva la superación de numerosos obstáculos en lo técnico, administrativo, y político.

Pocas presas en Bolivia y ninguna en el departamento de Tarija están siendo monitoreadas con la regularidad necesaria y son consecuentemente explotadas con criterios que favorezcan a la seguridad, de hecho la gestión de los embalses se hace fundamentalmente en función de la garantía del recurso para los sistemas de abastecimiento, con lo cual los administradores de los sistemas tienden a mantener los niveles más altos posibles en el embalse con el fin de enfrentar contingencias producto de años especialmente secos.

En materia de evaluación y gestión de la seguridad de presas hay en definitiva mucho por hacer, el presente trabajo esta direccionado a disminuir las limitaciones que deben ser superadas para alcanzar un estado de conocimiento más fiable de la situación de los embalses en cuanto a su seguridad.

Capítulo 3

ANÁLISIS DE FUNCIONALIDAD DE LA PRESA VUELTA DE TIRO

ANÁLISIS DE FUNCIONALIDAD DE LA PRESA VUELTA DE TIRO

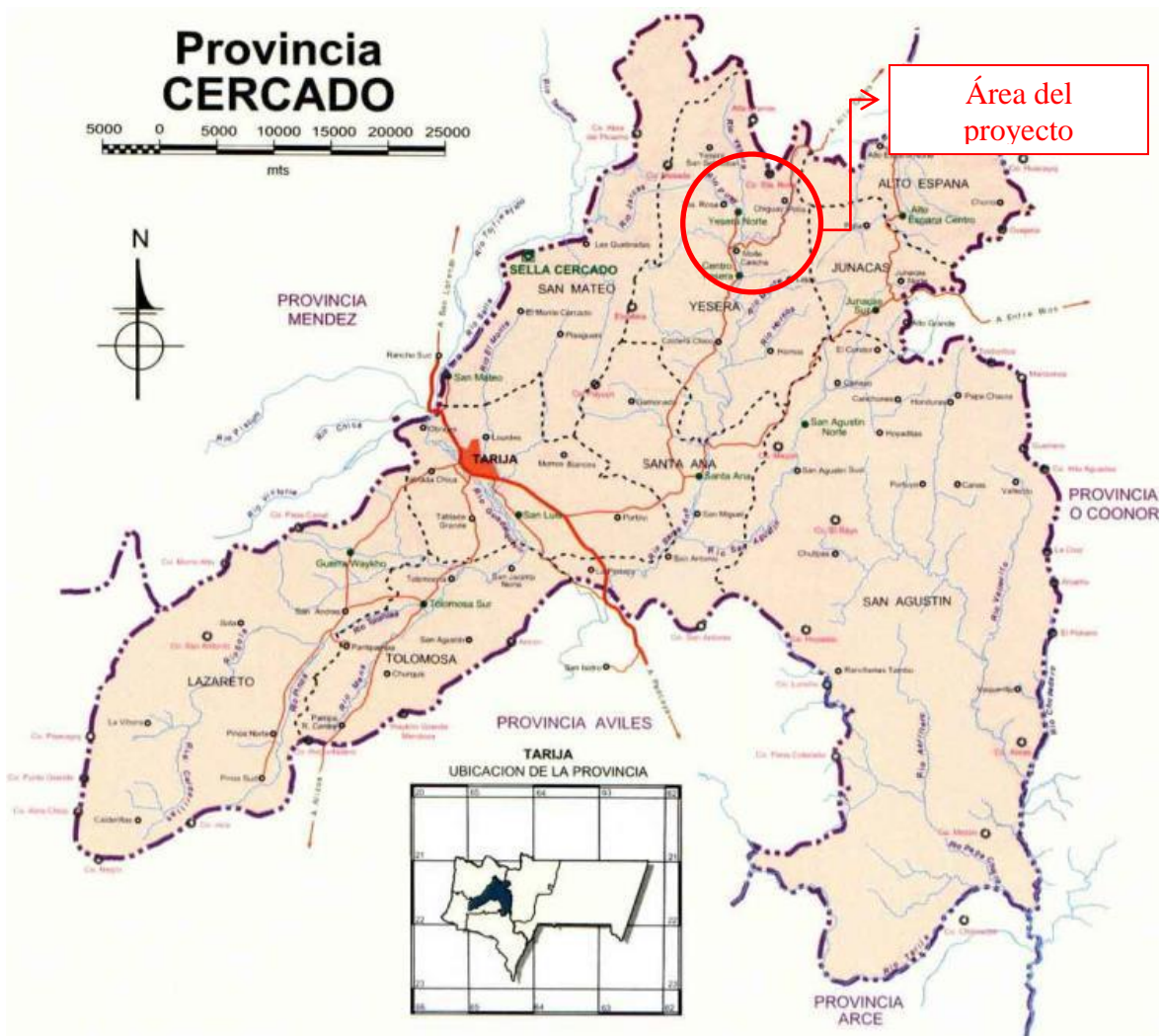
3. ANÁLISIS DE FUNCIONALIDAD DE LA PRESA VUELTA DE TIRO

3.1 Datos generales de la presa y del sistema

3.1.1 Ubicación

La presa Vuelta de Tiro se encuentra ubicada en el departamento de Tarija, Provincia Cercado, Municipio de Cercado. Dista aproximadamente 42 km de la ciudad de Tarija.

Mapa 3.1 Mapa de la Provincia Cercado



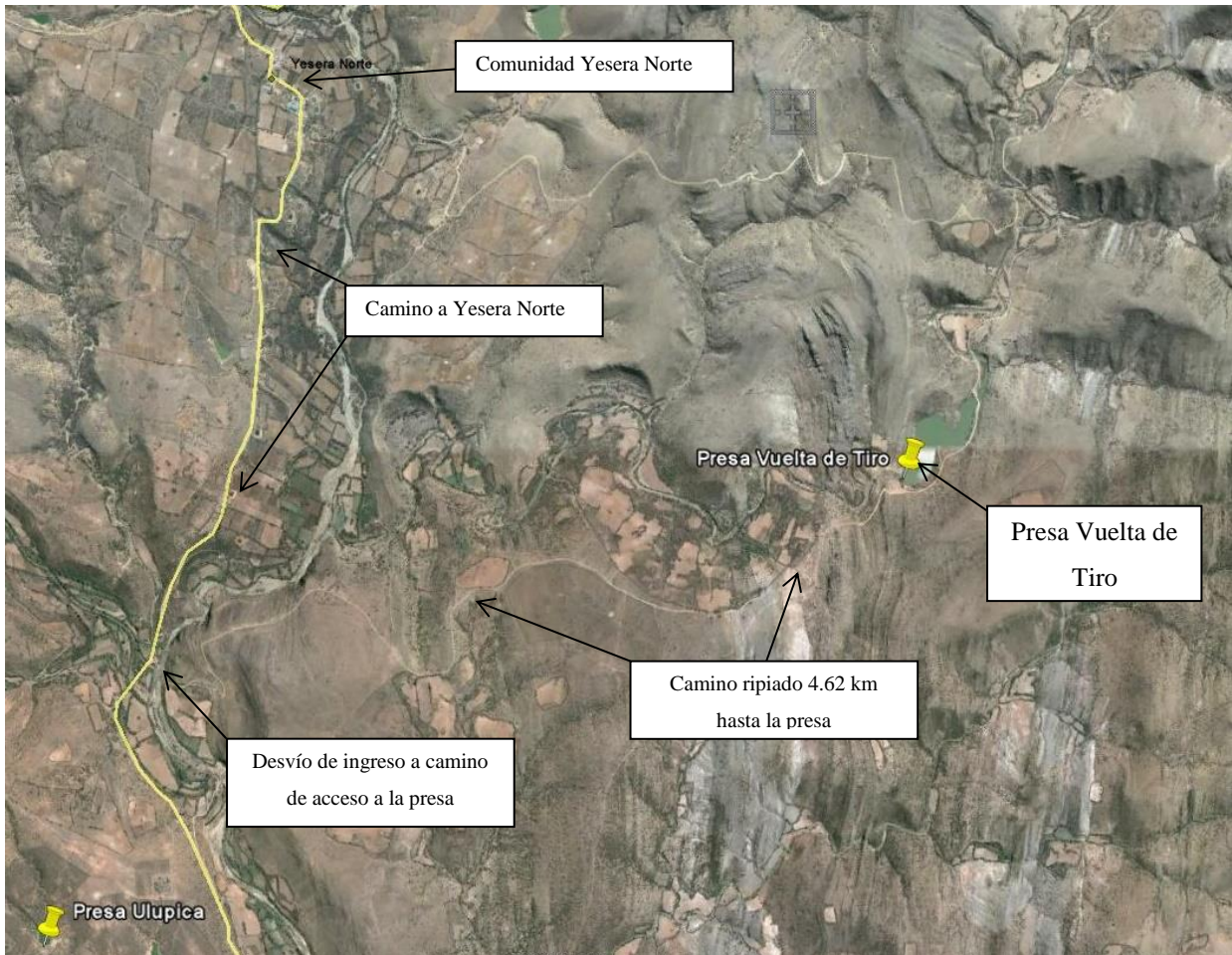
Cuadro 3.1 Ubicación de la presa Vuelta de Tiro

Departamento:	Tarija
Provincia:	Cercado
Municipio:	Cercado
Río en el que se encuentra la presa:	Chiguaypolla
Población Cercana:	Chiguaypolla – Yesera Centro
Hoja de la Carta IGM:	6629 I [San Lorenzo]
Coordenadas Geográficas	
Latitud Sur:	21°23'15.46"
Longitud Oeste:	64°31'28.94"
Coordenas UTM	
Este:	341938.21 m
Norte:	7634184.42 m

3.1.2 Accesos

Las vías de acceso a la presa Vuelta de Tiro desde la ciudad de Tarija, en los primeros 20 km se encuentra en la ruta principal asfaltada al Chaco, y luego un desvío de 21.5 km de camino ripiado hasta el mismo sitio de la presa.

Mapa 3.2 Caminos de acceso a la presa Vuelta de Tiro



3.1.3 Antecedentes

La presa Vuelta de Tiro fue construida por la empresa constructora CABOPA mediante contrato licitado por el PERTT (Programa Ejecutivo de Rehabilitación de Tierras Tarija).

Esta presa es una de las pocas en la que el PERTT, realizó la licitación del diseño, que fue ejecutado por la empresa consultora INTEGRAL s.r.l. en el año 2006 y la construcción inició el mismo año y concluyó el 2007, no se tiene un dato del periodo exacto.

3.2 Estado actual de la presa y del embalse

Para la caracterización del estado actual de la presa se realizó la correspondiente visita de campo conjuntamente con personal del PERTT, se verificó el estado de todos los

componentes de la presa y del sistema de riego. Se describe a continuación el detalle de cada uno de estos:

Mapa 3.3 Embalse Vuelta de Tiro

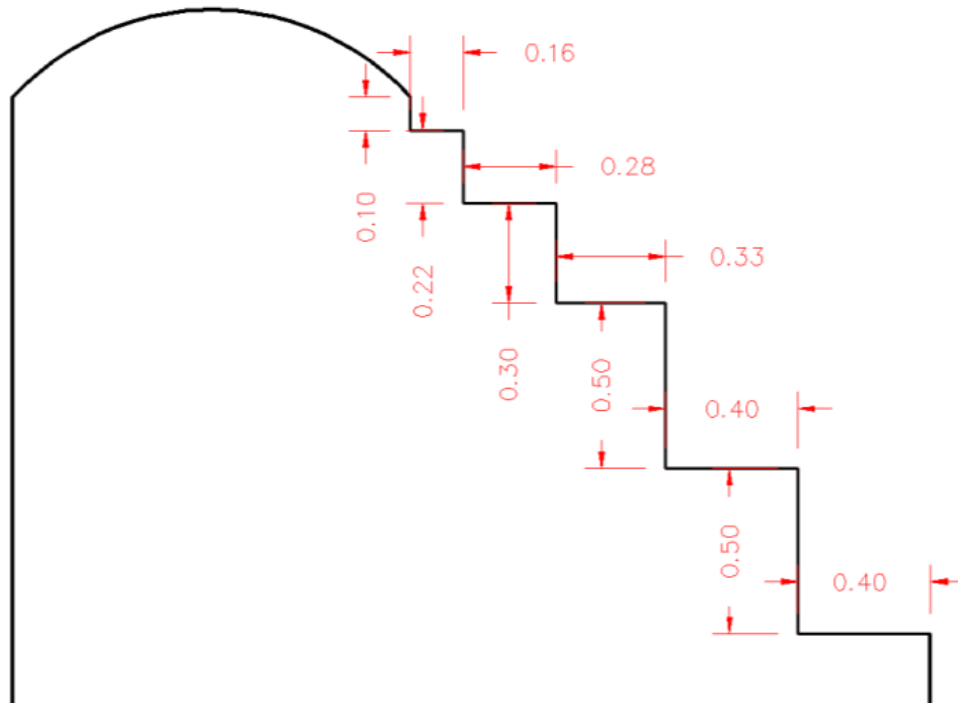


3.2.1 Cuerpo de la presa



La presa Vuelta de Tiro es del tipo gravedad construida de hormigón ciclópeo tiene una longitud de coronamiento de 83.65 m y un ancho de coronamiento de 2 m. La altura total de la presa desde el lecho del río es de 17.66 m. El vertedero de excedencias está emplazado en el mismo cuerpo de la presa y del tipo escalonado y tiene una longitud de 20 metros, inicia con un perfil tipo cimacio y en sus primeros escalones este es de dimensiones (huella y contrahuella diferenciados) como lo muestra la siguiente figura a partir de ahí se uniformiza y se tiene 27 escalones de 0.40 m la huella y 0.50 m la contrahuella.

Figura 3.1 Perfil cimacio



La inclinación del talud aguas abajo es de 0.8H:1V, tiene un muro de encauce en el escalonado de 1.9 metros de altura, como elemento de disipación adicional tiene un colchón amortiguador de 2.50 metros de largo y un muro de 2 metros de alto

La presa tiene un borde libre de 2.9 metros, adicionalmente tiene un parapeto de 1.20 metros de altura, se realizó el vaciado en bloques de 10 metros de ancho.



Los niveles característicos de la presa son los siguientes:

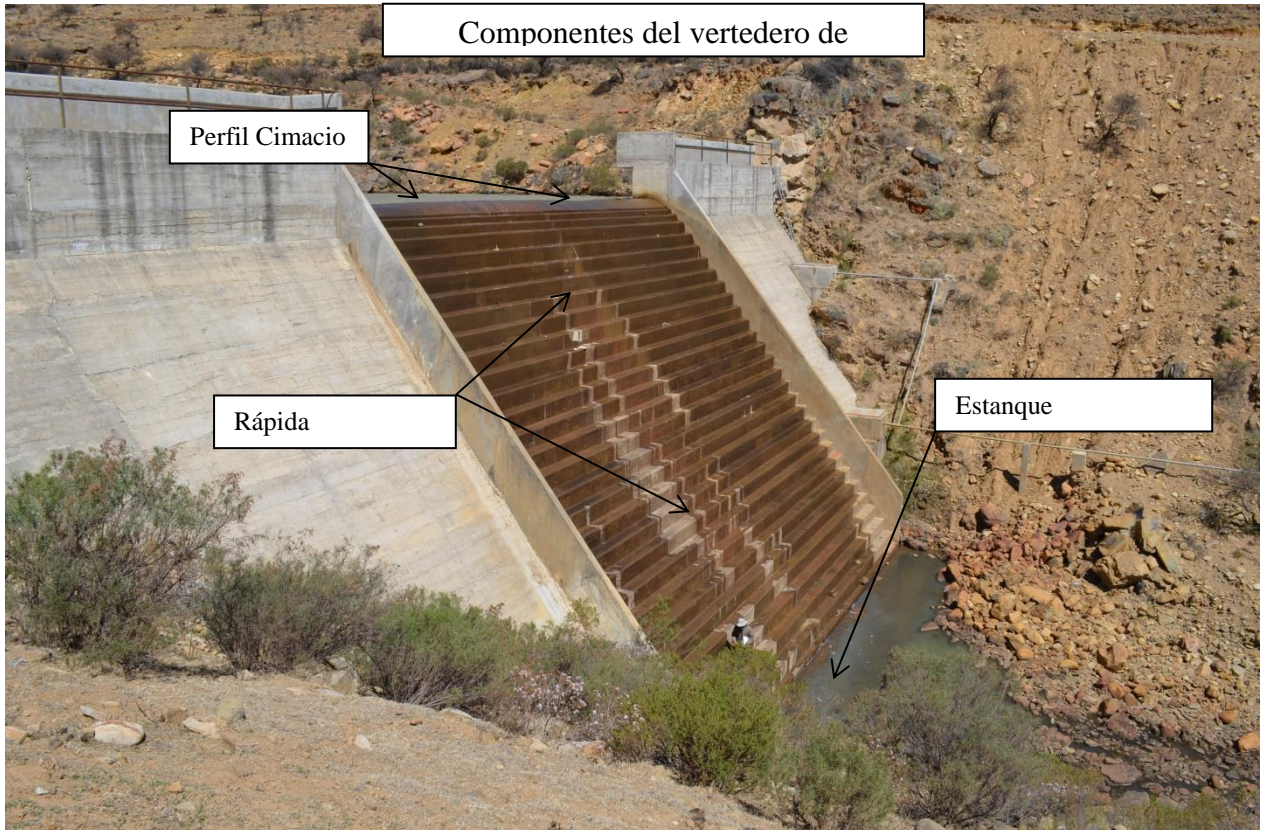
Cuadro 3.2 Niveles Característicos embalse Vuelta de Tiro

Niveles Característicos		
Coronamiento	2312.70 m.s.n.m.	19.7 m (desde nivel de fundación) 17.66 m (desde lecho del río)
Nivel de Aguas Normales (NAN)	2299.80 m.s.n.m.	14.76
Nivel de Aguas Mínimas (NAMin)	-----	No se tiene el dato
Nivel de Aguas Muertas (NAMuer)	-----	No se tiene el dato

3.2.2 Vertedor de excedencias

El vertedor de excedencias presenta los siguientes componentes:

- Sección vertedora (perfil cimacio)
- Rápida escalonada (20 m de longitud)
- Estanque amortiguador



El vertedor funciona correctamente, y fue diseñado con criterios conservadores, la longitud y el borde libre nos dan la seguridad de un desfogue mucho mayor al que pudiera presentarse.

El estanque amortiguador es de dimensiones pequeñas debido a que se empalma a una roca de buena calidad lo que asegura la disipación de energía en este tramo y la seguridad de que no se presente socavación en esta zona.

3.2.3 Obra de toma y desfogue de fondo

La presa inicialmente no fue concebida para su uso para riego, por tal motivo se construyó la obra de toma con poca capacidad, solo se tiene una tubería de 4 pulgadas para la explotación de la presa.

La presa tiene 2 obras de toma en diferentes niveles cada una de estas es operada por medio de válvulas ubicadas en cajas de operación en el estribo izquierdo como se muestra en la siguiente fotografía.



Los beneficiarios del sistema se encuentran haciendo gestiones con las autoridades para la construcción y/o ampliación de la obra de toma.

La presa cuenta con un desfogue de fondo, que consta de una compuerta metálica de 0.80m x 0.80 m, que es operada desde el coronamiento, pero como lo manifestaron los beneficiarios esta compuerta no fue operada hasta la fecha.



3.2.4 Filtraciones

Aguas abajo de la presa, en el estribo derecho se pudo aforar una filtración que nos dio un caudal de 0.5 lit/seg, la misma se encuentra ubicada específicamente en la siguiente coordenada:

341923.12 m E; 7634200.66 m S

También en el estribo izquierdo se identificó un punto cerca la cámara de la obra de toma inferior un humedecimiento del terreno.



Humedecimiento en el estribo



Filtración en el estribo derecho

3.2.5 Vaso de almacenamiento

El vaso de almacenamiento presenta las condiciones básicas de estanqueidad, la calidad de las aguas embalsadas es buena y tiene poca presencia de sedimentos en suspensión.



Vista del vaso de almacenamiento

Cuadro 3.3 Volúmenes característicos embalse Vuelta de Tiro

Volúmenes Característicos	
Volumen Total de Almacenamiento	545,382 m ³
Volumen Útil	529,021 m ³ .
Volumen Muerto	No se conoce

El principal problema que afronta el vaso de almacenamiento es la inestabilidad de las laderas, se evidencia marcados procesos erosivos en muchas partes del vaso, pero se tomaron medidas para disminuir este problema se construyeron zanjas de filtración y estructuras transversales en varios lugares.

Se construyeron estructuras transversales sobre el río Chiguaypolla ubicada en la cola del embalse, esto ayuda a disminuir la cantidad de sedimentos que ingresan al vaso de almacenamiento.



3.2.6 Sistema de riego

Debido a que la presa fue construida con fines medioambientales y no así para riego, por lo tanto no se tiene una infraestructura de conducción mejorada, solo pequeños canales de tierra construidos para los terrenos más cercanos o aledaños a la presa, solamente en un primer tramo se tiene una conducción por medio de tubería de 3 pulgadas de diámetro.



3.3 Gestión del sistema de riego

La información sobre la Gestión del Sistema de Riego Presa Vuelta de Tiros, es producto de la visita efectuada al área de influencia de la presa, donde se contactó con el Sr. Teófilo Rueda, Juez de Agua del Comité de Riego Vuelta de Tiros, el cual nos proporcionó la información para desarrollar este acápite.

3.3.1 Producción agrícola

La agricultura en el área de influencia de la Presa Vuelta de Tiros, actualmente se caracteriza por tener una agricultura diversificada mediante la producción de hortalizas, como: la cebolla, arveja en grano, papa y frutales, como: el durazno, la vid y frutilla. Sin embargo, los cultivos que todos los beneficiarios siembran en común, son: la arveja, la papa, cebolla y durazno.

La actividad agrícola se apoya en la provisión de agua de la presa Vuelta de Tiros, que inicialmente fue concebida con el propósito de mejorar las condiciones medioambientales de la zona y posteriormente fue dirigida a la actividad agrícola bajo riego. La presa consta de los siguientes componentes: i) Presa de gravedad (H°C°) con un volumen útil de la presa

de 529.021 m³; ii) área de la cuenca 20.33 km²; iii) obra de toma; iv) tubería de salida de la toma de D=4’’ y v) caja de válvulas con salida de tubería de D=3’’, conducción principal de tubería PVC.

El sistema de riego consta de 37 afiliados: 4 afiliados de la comunidad de Chiguaypolla y 33 afiliados de la comunidad de Yesera Centro. Cada beneficiario dispone de un turno de 7 horas de riego en promedio, que alcanza para la siembra de aproximadamente 1 ha con cultivos de durazno, papa, arveja y cebolla.

La producción agrícola proveniente del área de riego y con la oferta de agua de la Presa Vuelta de Tiros, es como se muestra en el Cuadro 3.4.

Cuadro 3.4 Rendimiento y producción de cultivos bajo riego

Cultivo	Superficie (ha)	Rendimiento (t/ha)	Producción total (t)
Arveja grano	18.50	1.38	25.53
Cebolla cabeza	3.70	950	35.15
Durazno	7.40	5.70	42.18
Papa precoz	4.93	8.00	39.44
Papa tardía	4.93	10.00	49.30
TOTAL	39.46		191.60

Fuente: Información de la visita de campo – Evaluación de Presas.

Los datos conseguidos durante la visita de campo, se refieren a promedios de rendimiento obtenido y superficie cultivada en condiciones de una agricultura bajo riego.

El calendario agrícola para los cultivos que se producen a secano, se muestra en el Cuadro 3.5 que sigue a continuación:

Cuadro 3.5 Calendario agrícola

Cultivo	Meses												
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
Arveja grano	S					C						S	
Cebolla cabeza						S	C						
Durazno	R			C			R	C					
Papa temprana							S	C					
Papa tardía	S				C							S	

Referencias:

C = Cosecha

S = Siembra

R = Rebrote

- La arveja para cosecha en grano, se acostumbra sembrar en el mes de diciembre y se cosecha a fines del mes de mayo. Las variedades más utilizadas en el área del sistema de riego, son: arvejón de la Yesera y criolla. El rendimiento promedio en vaina es de 6 t/ha y en grano varía de 0,70 a 1,50 t/ha.
- La papa temprana, se siembra en agosto y se cosecha en octubre hasta el mes de noviembre, las variedades más utilizadas en la zona son: cardenal y déssiré. El rendimiento de la papa en el área de influencia del sistema de riego es de 8 a 12 t/ha. Actualmente, se está probando en Tarija, la variedad de papa “Marcela” que es un derivado del cruce de papa holandesa “alpha” y una variedad andina “huaycha”. Con esta variedad se ha obtenido rendimientos de hasta 40 t/ha en Tarija y es resistente al tizón tardío. La papa grande o de año se siembra en diciembre y se cosecha en abril/mayo.
- La cebolla para cosecha en cabeza, se transplanta en julio y se cosecha en diciembre. La variedad de preferencia en la zona es la cochabambina.

- Por otro lado, se observa que existe mucho interés en la zona por la expansión de durazno de la variedad ulincate amarillo y ulincate blanco, que el SEDAG/Tarija (Servicio Departamental de Agricultura y Ganadería de Tarija) ha estado promocionando con la entrega de 200 plántones de durazno a cada usuario. Actualmente, varios fruticultores han cosechado hasta 3 cajas de 20 kg c/u por planta; sin embargo, el promedio de producción de la zona es de 5,70 t/ha. El kg de durazno oscila entre 15 a 20 Bs. en el mercado de Tarija y la producción se inicia a los 3 años de la plantación y va en paulatino incremento hasta los 7 años de ciclo vegetativo comercial. Debido al éxito que están experimentando con el cultivo de durazno, la comunidad está gestionando mayor atención de la Gobernación de Tarija, en la prestación de servicios de asistencia técnica en este rubro y la incorporación de otras variedades de durazno conocidas por su exquisitez y aceptación en el mercado, como las variedades Gumucio Reyes y TGB
- También, se están realizando ensayos en este sistema de riego con variedades de vid y de frutilla, aunque éstas aún no gozan de la preferencia de la mayoría de los beneficiarios; sin embargo, varios agricultores, ven en el rubro de los frutales, como una alternativa viable, para mejorar los ingresos de las familias del área rural. Sin embargo, la expansión de estos cultivos, requiere la aplicación de riego tecnificado (riego por goteo y/o por aspersión) y, debido a los turnos establecidos en el sistema de riego, por el momento no es fácil adaptar esta estrategia de riego individual (privado) a un método de riego colectivo, si antes no se cuenta con reservorios familiares para acumular el agua de los turnos vigentes destinados al riego de frutilla, vid e inclusive el cultivo de durazno.

Los suelos para la actividad agrícola, tienen características edafológicas variables, son de textura franco arcillosos y francos, profundos y de color pardo a pardo rojizos.

Los beneficiarios del sistema de riego que disponen de mayor cantidad de tierras, llegan a 4 ha y los que menos tierra tienen apenas hasta 1 ha. La propiedad de la tierra en este sistema de riego, es individual y se adquieren vía herencia o compra. La mayor parte de los beneficiarios son propietarios con títulos ejecutoriales.

La fuente principal para la recarga de la presa es el río Chiguaypolla, que tiene un área de aporte de 20.33 km².

La tecnología utilizada en la zona es combinada entre tradicional y mejorada. La preparación del terreno (arada y rastrada) se realiza con tracción mecánica (tractor). El costo hora tractor varía de 140 a 180 Bs y una hectárea se trabaja en un promedio de 2 horas. La siembra en surcos se realiza con el apoyo de una yunta, a un costo de 150 a 200 Bs/jornal, que incluye un par de bueyes, con un jornal de 90 a 140 Bs y un peón a 60 Bs/jornal.

El cultivo de arveja requiere de un aporque y deshierbe manual de acuerdo a necesidad e incidencia de malezas. También existe control fitosanitario con el uso de Amistar (fungicida) para el oidio y Perfección (insecticida) para los pulgones.

Las labores culturales en la papa temprana y de temporal o de año, consisten en un aporque, riego, deshierbe manual, tratamiento fitosanitario con productos comerciales como el Karate Zeón (insecticida).

La cebolla, se cultiva en pequeñas parcelas para consumo local y bajo el cuidado familiar. Las labores culturales consisten en una carpida, aporque y deshierbe manual cada vez que sea necesario. No se acostumbra el uso de agroquímicos y pesticidas.

En el durazno, se practican generalmente podas de formación, de conservación y de raleo. El riego es por gravedad, aunque se está planificando la aplicación de riego tecnificado en este cultivo. Para el control de plagas y enfermedades se usa perfección (insecticida para pulgones principalmente) y lorfán (insecticida para controlar la arañuela).

La mano de obra utilizada en la actividad agrícola y pecuaria es una combinación entre familiar y contratada. El jornal de un peón es de Bs. 60.- con comida.

La comercialización de los excedentes de arveja, papa y la totalidad del durazno se vende en la ciudad de Tarija. En el Cuadro 3.6, se muestran los precios de los principales productos agrícolas.

Cuadro 3.6 Precios de la producción agrícola

N°	Cultivo	PRECIOS (Bs/t)
1	Arveja	8.696,00
2	Cebolla	2.435,00
3	Papa	3.478,00
4	Durazno	15.000,00

En la Figura 3.2 Ubicación de la Presa Vuelta de Tiros y el área regable del sistema. En la Figura 3.2 (Google Earth) se observa la ubicación de la presa y del área potencial regable.

Figura 3.2 Ubicación de la Presa Vuelta de Tiros y el área regable del sistema



En el Cuadro 3.7 se encuentra el área regable de las comunidades beneficiarias de este sistema de riego; asimismo, se tiene una estimación del área regada, tomando en cuenta el total de usuarios por comunidad que cultivan un máximo de 10.000 m² por usuario en la siembra arveja, cebolla, papa temprana y tardía y durazno.

Cuadro 3.7. Área regada del sistema de riego

Comunidad	Área regada/año (ha)
Yesera Centro	33
Chiguaypolla	4
Total	37

3.3.2 Organización

Los usuarios de la Presa Vuelta de Tiros, están organizados en un Comité de Riego, donde participan las comunidades de Yesera Centro y Chiguaypolla. La presa fue construida en los años 2006 a 2007 y a partir del año 2008 esta organización se encuentra vigente.

La organización del Comité de Riego, tiene como finalidad y objetivos:

- Buscar el desarrollo común de sus asociados.
- Administrar la correcta distribución de las aguas de la Presa.
- Realizar un manejo racional de los recursos naturales existentes en la zona.
- Planificar, organizar y ejecutar proyectos orientados al desarrollo y fortalecimiento de las actividades agrícolas, pecuarias y piscícolas en beneficio de los afiliados.
- Ejecución de proyectos productivos bajo riego, con asistencia técnica en procesos de transformación y comercialización de hortalizas y frutales.
- Desarrollar actividades para un control sostenible de la cuenca.

La estructura de esta organización está constituida por un Directorio que tiene 5 cargos (ver Cuadro 3.8)

Los cargos son de carácter *ad honorem*; por lo tanto, ninguno de los cargos recibe una remuneración por el cumplimiento de sus funciones y este es un motivo para que varios de los afiliados no quieran asumir un cargo en el directorio cuando les corresponde o les llega el turno. Según el reglamento interno, todos los beneficiarios (hombres o mujeres), en algún momento tienen que asumir la responsabilidad de ejercer uno de los cargos existentes dentro el Directorio de la organización de riego.

Actualmente, la composición del Directorio del Comité de Riego, está conformado con los siguientes cargos y personas

Cuadro 3.8. Cargos actuales de la organización de riego

Cargos	Responsable
Presidente	Victorino Mamani
Vicepresidente	Eleuterio Narváez
Secretario de Hacienda o Tesorero	Natalio Colodro
Juez de Agua	Teófilo Rueda
Vocal	Néstor Tárraga

La vigencia de los cargos es por el lapso de un año y las reuniones se realizan el último día de cada mes.

Las principales funciones que desarrolla cada miembro del Directorio del Comité de Riego Vuelta de Tiros, se resume a continuación:

Del Presidente.

- Participa y representa a los afiliados en los actos oficiales.
- Asume la representación legal, conjuntamente los demás directivos, en todas las relaciones institucionales e interinstitucionales.
- Preside todas las reuniones del Directorio y Asambleas Generales.
- Representa ante instituciones gubernamentales, municipales y no gubernamentales, para la firma de convenios y/o trabajos relacionados al riego.
- Convoca y dirige las reuniones del Directorio y Asambleas Generales y preside las deliberaciones.
- Vigila y dirige el desempeño de las responsabilidades y funciones de los miembros del Directorio.

- Programa las asambleas y reuniones y dirige las tareas de mantenimiento anuales y las actividades de producción, transformación y comercialización de productos agropecuarios.

Del Vicepresidente.

- Colabora al Presidente y reemplaza en el cargo durante su ausencia.
- Reemplaza automáticamente al Presidente en caso de enfermedad o muerte.
- Lleva un control estricto del número de socios y áreas productivas de los afiliados en el Comité.
- Vela por los bienes patrimoniales del comité.

Del Secretario de Hacienda y/o Tesorero.

- Encargado de administrar, controlar y fiscalizar los recursos económicos del Comité de acuerdo a las decisiones de la Asamblea General y Directorio, bajo exclusiva y absoluta responsabilidad.
- Colabora al Presidente y al Vicepresidente.
- Elabora el presupuesto general de acuerdo al POA, para el funcionamiento del Comité.
- Apoya al Vicepresidente en el control de asistencia a todo tipo de eventos de coordinación y capacitación.
- Administra los recursos económicos, provenientes de los regantes como aporte para el funcionamiento del directorio del Comité.

Del Juez de Agua.

- Encargado de administrar y distribuir el agua de riego asignada en base a los pedidos realizados por los usuarios, sin parcialidad, preferencia y según usos y costumbres.
- Lleva estricto control de las horas asignadas a cada beneficiario.
- Vela por el buen uso de la infraestructura.
- Hace respetar el uso de canales de riego, de acuerdo a usos y costumbres y servidumbre (canales que atraviesan por las parcelas de los usuarios).

- Responsable de la distribución, control de tiempo y caudal del agua.
- Encargado de la operación de las válvulas de la cámara de llaves.
- Durante el riego y después del mismo, es responsable de operar (abrir o cerrar) las válvulas existentes en el sistema de riego.

Del Vocal.

- Es el encargado de la notificación de las reuniones.
- Responsable de la notificación de los trabajos a realizarse, cobros de aportes económicos y otros.
- Apoya a mantener el orden en las reuniones ordinarias y asambleas generales.
- Coordina todas las actividades de forma permanente con todos los directivos del Directorio.

3.3.3 Derechos al agua

La ejecución de la presa ha demandado la participación de los 37 beneficiarios con 45 jornales de aporte, para obtener un turno de 7 horas y una frecuencia de riego variable entre 8 a 11 días. El riego se practica durante las 24 horas del día en forma continua en el riego de parcelas de arveja para cosecha en grano, cebolla, papa temprana y tardía y plantaciones de durazno.

Actualmente, el sistema de riego, cuenta con un padrón de usuarios de 37 afiliados, de los cuales 4 son de Chiguaypolla y 33 de Yesera Centro. La lista de afiliados se observa en el Cuadro 3.9.

Cuadro 3.9 Padrón de usuarios Vuelta de Tiros

Nº	Nombre completo	Horas de Riego
1	Eliberto Rueda	7
2	Teófilo Rueda	6
3	Lucio Colodro	2
4	Máximo Morales	10
5	Catalino Almazan	10
6	Victorino Mamani	10
7	Celestino Tárrega	6
8	Eusebio Mamani	7
9	Omar Gareca	3,17
10	Ana Tárrega	5
11	Tomasa Guerrero	3,42
12	Freddy Rueda	5
13	Pascual Colodro	4,50
14	Rafael Morales	8
15	Juan Morales	10
16	Martin Mullicundu	10
17	Julian Mamani	7
18	Cimar Colodro	7
19	Imar Narváez	10
20	Natalio Colodro	6,50
21	Segunda Mullicundu	10
22	Martha Colque	3
23	Inicelda Morales	10
24	Eleuterio Narváez	4
25	Clotilde Mamani	7
26	Ermelinda Tarraga	7
27	Wilfredo Morales	7
28	Corina Morales	6,67
29	Martha Morales	7
30	Juanito Tarraga	6
31	Edil Tarraga	7
32	Teófila Morales	3
33	Eliseo Ortíz	1,67
34	Fidel Castillo	7
35	Justina Mamani	7
36	Diopoldo Tarraga	5
37	Nestor Morales	3,50

La posibilidad para el ingreso de nuevos socios o el retorno de los que han abandonado por diferentes circunstancias está abierta, con la condición de que se pongan al día con los

aportes realizados por el resto de los afiliados. Estas pueden ser en jornales o directamente con recursos económicos.

La migración en este sistema de riego, no es frecuente y solo es de carácter temporal, por motivos de estudio o trabajo y cuando esto ocurre, los lugares preferidos son: Santa Cruz, Bermejo y la República de la Argentina.

Obligaciones y sanciones

En virtud a los acuerdos establecidos en el reglamento interno del sistema de riego y que a futuro podrán ser parte de los Estatutos y Reglamento, las obligaciones que mantienen vigentes los derechos al agua en este sistema, son:

- ✓ Cumplir con los acuerdos establecidos en el reglamento interno del Comité.
- ✓ Asistir puntualmente a las reuniones convocadas por el Comité para cada fin de mes.
- ✓ Asumir responsabilidades delegadas por el Comité.
- ✓ Realizar los aportes económicos y de mano de obra acordados en Asamblea General.
- ✓ Informar de los acuerdos internos entre beneficiarios y, denunciar sobre cualquier anomalía en el manejo de las obras de riego.
- ✓ Cancelar la suma de 1,00 Bs/hora de riego al Juez de Agua correspondiente.
- ✓ Aportar 2 a 3 jornales, para el arreglo de diques, la poda de árboles forestales que protegen la el área de la cuenca

Las sanciones y multas, son las siguientes:

- La inasistencia no justificada a las reuniones ordinarias, se sanciona con una multa de Bs. 50,00 por reunión.
- El olvido del cierre de válvulas se multa con Bs. 50,00.
- El robo de agua es sancionado con la pérdida de un turno de riego (7 horas).
- Las faltas por agresiones verbales y/o físicas a las autoridades del Comité de Riego, habitantes de la comunidad o entre afiliados, es sancionado severamente

con una multa discutida y fijada en Asamblea General de acuerdo a la gravedad de la falta.

- La inasistencia a las tareas de mantenimiento se sanciona con la disminución de horas de riego o con la cancelación de una multa fijada por el Directorio de acuerdo a la gravedad de la falta.

3.3.4 Distribución

La distribución de agua es continua durante las 24 horas del día, tanto en estiaje como en el periodo de lluvia. Consiste en captar el agua directamente de la presa mediante tubería de salida de la toma de D=4” que descarga el caudal de salida en una cámara, de donde sale al área de riego con una tubería de 3” de diámetro. La distribución del agua se realiza empezando de la cabecera (Chiguaypolla) a la cola (Yesera Centro) de acuerdo a una lista elaborada con anticipación, la misma se inicia a partir del mes de julio. El turno de 7 horas es administrado individualmente por cada usuario.

Concluido el riego de los 37 afiliados vigentes, el turno vuelve al primero de la lista de la cabera del sistema de riego, con una frecuencia de riego que varía de 8 a 11 días. La frecuencia es variable debido al número de regantes; cuando riegan todos los afiliados con el turno que les corresponde la frecuencia suele ser de 11 días y cuando son menos los afiliados que riegan, la frecuencia disminuye hasta a 8 días.

El reparto de agua es por monoflujo y el tiempo de recorrido se contabiliza desde el ingreso del agua a la parcela a partir del punto de reparto. Cada beneficiario riega con todo el caudal de la largada de acuerdo a la capacidad de la tubería de salida de la cámara y por el tiempo de 7 horas.

3.3.5 Operación

La operación de la presa es permanente y la distribución es por turnos de 7 horas durante todo el año. En ambos casos, todas las actividades relacionadas al riego de las parcelas de

cultivo, son coordinadas con el Juez de Agua, quien asume la tarea de abrir y cerrar las llaves de las cámaras de reparto y de controlar los tiempos de riego de cada usuario en función al turno establecido. Hasta el momento no se han presentado problemas por la falta de agua, debido al volumen útil de almacenamiento que asciende a 529.021 m³ para 37 afiliados. Sin embargo, los beneficiarios de este sistema observan el mal funcionamiento de la tubería de salida de la toma, que según ellos, está funcionando a mitad de su capacidad de desfogue, por algún problema de obstrucción o de desnivel. Por este motivo, están solicitando el cambio de tubería de D=4'' por otra de 8 a 10'' de diámetro, aspecto que exigirá también mejoras en la conducción principal del agua y la modalidad de distribución.

3.3.6 Mantenimiento

El mantenimiento en el sistema de riego Vuelta de Tiros es rutinario y se realiza una sola vez al año en el mes de noviembre. Las actividades que se realizan, son:

- Se arreglan las tuberías que se despegan de las juntas,
- Reposición de material de relleno en el eje del tendido de tubería,
- Engrasado de llaves de paso y de regulación (todas las cámaras de distribución tienen llaves),
- Limpieza del vaso solo con la apertura de la compuerta de desfogue.

En este sistema de riego, también se realizan tareas de manejo de cuenca, que consisten en las siguientes actividades:

- Limpieza, ejecución y/o reposición de las zanjas de infiltración, tarea que se realiza en el mes de octubre.
- Reparación de los diques de contención, construidas con estructuras de gaviones y sirven para la retención de los sedimentos antes del ingreso al área de embalse.
- Forestación y reforestación en la cuenca, antes o al inicio del periodo de lluvias.
- Poda de árboles forestales

En el Anexo 8, se muestran fotografías de los principales componentes del sistema de riego y que son parte del mantenimiento.

3.3.7 Evaluación de la gestión de riego

A fin de valorar cuantitativamente las condiciones de la gestión del sistema de riego Vuelta de Tiros, se ha calificado el desempeño de los diferentes componentes de la gestión, de acuerdo a la siguiente escala:

Bueno = 3 Regular = 2 Malo = 1

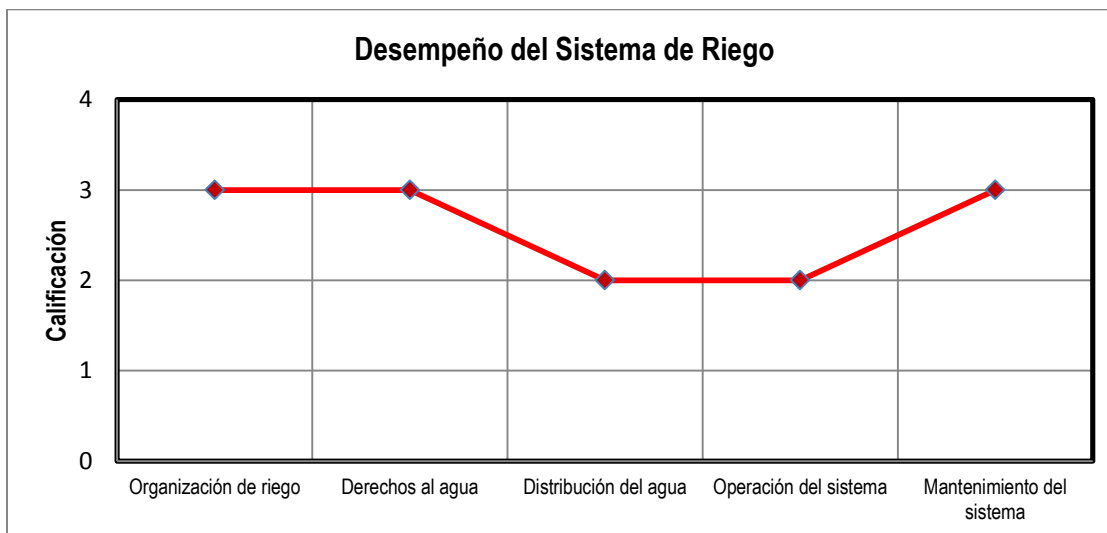
Los componentes de la gestión calificados y la calificación asignada se presentan en el Cuadro 3.10.

Cuadro 3.10 Evaluación de las condiciones de gestión del Sistema de Riego Vuelta de Tiros

N°	Componente	Condición	Calificación
1	Organización de riego	Bueno	3
2	Derechos al agua	Bueno	3
3	Distribución del agua	Regular	2
4	Operación del sistema	Regular	2
5	Mantenimiento del sistema	Bueno	3

La calificación realizada se visualiza en la siguiente figura, que refleja las condiciones en las que se encuentra en general la gestión del Sistema de Riego Vuelta de Tiros.

Figura 3.3 Calificación de la gestión del Sistema



Se concluye que el sistema tiene un desempeño de Bueno

3.3.8 Análisis de la sustentabilidad del sistema de riego y recomendaciones

El Sistema de Riego Presa Vuelta de Tiros, actualmente funciona con algunas dificultades técnicas en la salida del agua de la toma, pero pese a ello, se están cubriendo las necesidades de riego de los afiliados.

Los resultados de la evaluación de las condiciones de gestión de este sistema, se explican de la siguiente manera:

La **organización de riego**: el sistema de riego tiene alrededor de 5 años de funcionamiento y en ese periodo de tiempo el Comité de Riego, ha logrado consolidar una organización que trabaja para garantizar que la infraestructura de riego siga funcionando, pese a problemas técnicos en la obra de toma de la presa; también, continúa con el trámite para el cambio de la tubería de salida de la presa y la ampliación de la infraestructura de conducción. Actualmente, la organización cuenta con 5 cargos, con representantes de las 2 comunidades beneficiarias, que trabajan además, en la elaboración de los estatutos y reglamento, para normar el funcionamiento del Comité de Riego.

Los **derechos al agua**: se ha elaborado una estrategia de trabajo para la otorgación de derechos al agua, en función a los aportes realizados en las diferentes etapas de ejecución de la presa y sus componentes. Se ha establecido para ello, un turno de 7 horas/usuario/riego/año con una frecuencia promedio de 10 días, para 37 afiliados en el Comité de Riego. Esta estrategia de acceso al agua, se da a partir de la ejecución de la presa y su vigencia está condicionada a las mejoras que se experimenten en el cambio de tubería de la toma y la elaboración de los estatutos y reglamento.

La **distribución del agua:** se realiza en consenso y de acuerdo a lo establecido en la Asamblea General, las mismas están relacionadas con los aportes efectuados durante la ejecución de la presa y las mejoras realizadas en otros componentes del sistema de riego. La distribución es por turnos de 7 horas y empieza de la cabecera a la cola de acuerdo a una lista elaborada en Asamblea General. El riego es permanente durante las 24 horas del día y se mantiene así durante todo el año.

La **operación del sistema de riego:** el riego es por turnos, monoflujo, a partir de la cabecera a la cola, se controla los tiempos de los turnos de 7 horas con intervalos promedio de 10 días. El riego es continuo día y noche durante todo el año. No se tienen registros de los caudales que se manejan.

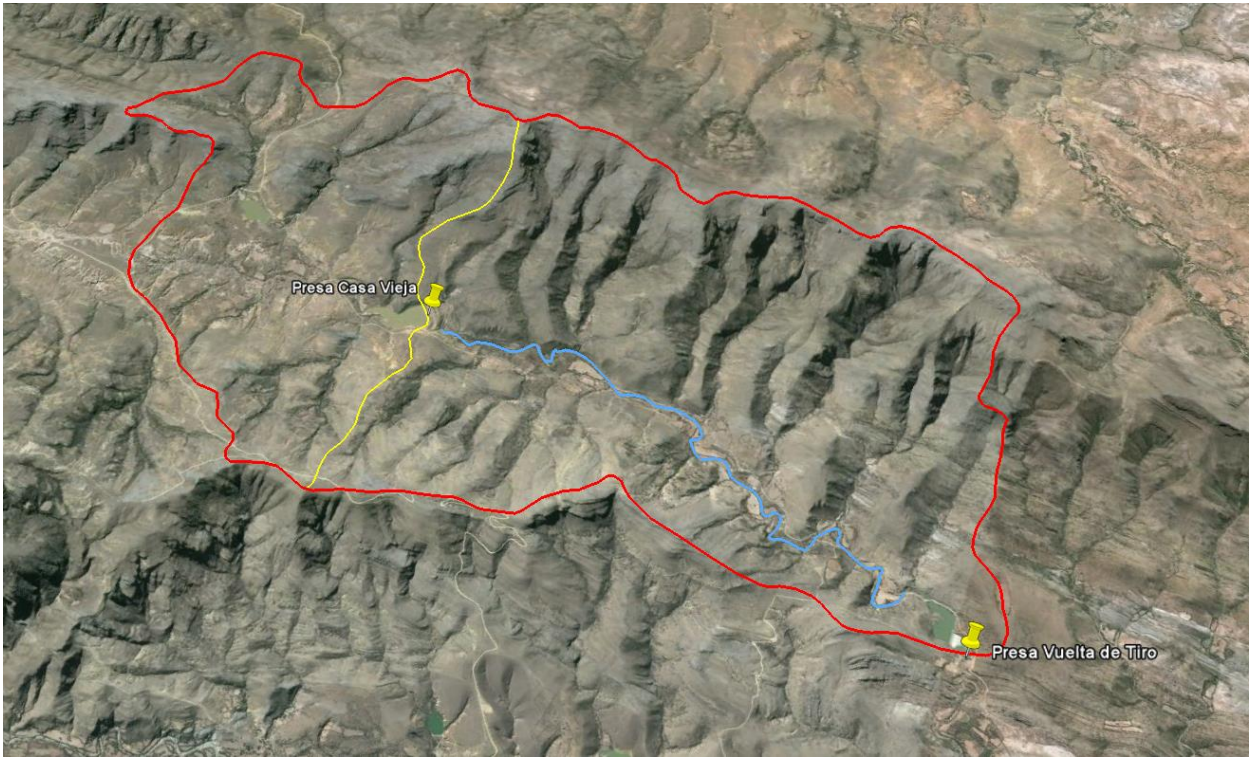
El **mantenimiento:** durante la evaluación de este sistema de riego se ha observado que el sistema de riego está bien conservado en todos sus componentes. No se observa acumulación de azolves en el área de embalse, deterioros en la conducción principal y obras de arte; sin embargo, es necesario seguir apoyando al sistema, con recursos para el manejo y conservación de la cuenca.

3.4 Cuenca de aporte

3.4.1 Características morfológicas de la cuenca

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

Figura 3.4 Vista satelital de la presa Vuelta de Tiro y la cuenca de aporte



Debido a que la presa Vuelta de Tiro se encuentra emplazada sobre el río Chiguaypolla y 4.5 km aguas arriba de esta se construyó la presa Casa Vieja, es necesario realizar un análisis conjunto para poder determinar la cantidad de agua, las crecidas máximas y el efecto de laminación de los embalses de este particular emplazamiento de presas en serie.

Por lo tanto la información que se genera a continuación detallará las características de las 2 presas y sus respectivas cuencas de aporte.

Cuadro 3.11 Parámetros morfométricos de la cuenca Vuelta de Tiro

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS CUENCA VUELTA DE TIRO		
DESCRIPCIÓN	UNID	VALOR
DE LA SUPERFICIE		
Área	km ²	20.33
Perímetro de la Cuenca	km	26.76
Elevación media	m.s.n.m.	2500.19
PENDIENTE		
Pendiente promedio de la cuenca	grados	16.82
Pendiente media (porcentaje)	%	19.67
COTAS		
Cota máxima	m.s.n.m.	2304
Cota mínima	m.s.n.m.	2715
Centroide [WGS 84 UTM Zona 20S]		
X Centroide	m	313607.30
Y Centroide	m	7613732.70
ALTITUD		
Altitud media	m.s.n.m.	2603
DE LA RED HÍDRICA		
Longitud del curso principal	km	9.13
Longitud directa del río principal	km	5.38
Pendiente promedio del río principal	grados	5.69
Pendiente promedio del río principal	%	

Coefficiente de sinusidad hidráulico	adim	1.7
PARÁMETROS GENERADOS		
Coefficiente de compacidad (Gravelius)	adim	1.67
Relación circular	adim	0.36
Relación hipsométrica	adim	1.39
Tiempo de concentración Kirpich	horas	1.2
Tiempo de concentración de California Highways and Public Works	horas	1.2
Índice de forma (Horton)	adim	0.24
Relación de elongación	adim	1.41

Figura 3.5 Perfil del cauce principal cuenca Vuelta de Tiro

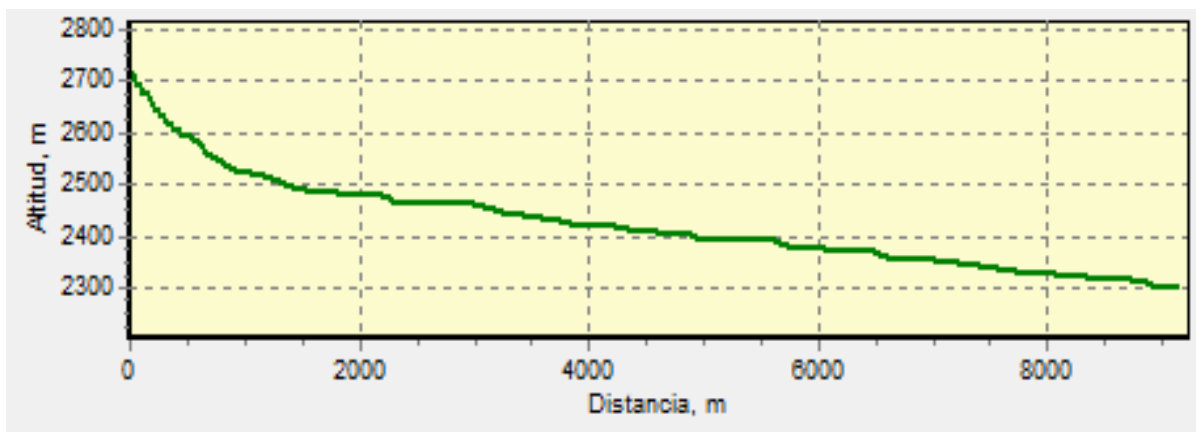


Figura 3.6 Perfil de la cuenca Vuelta de Tiro

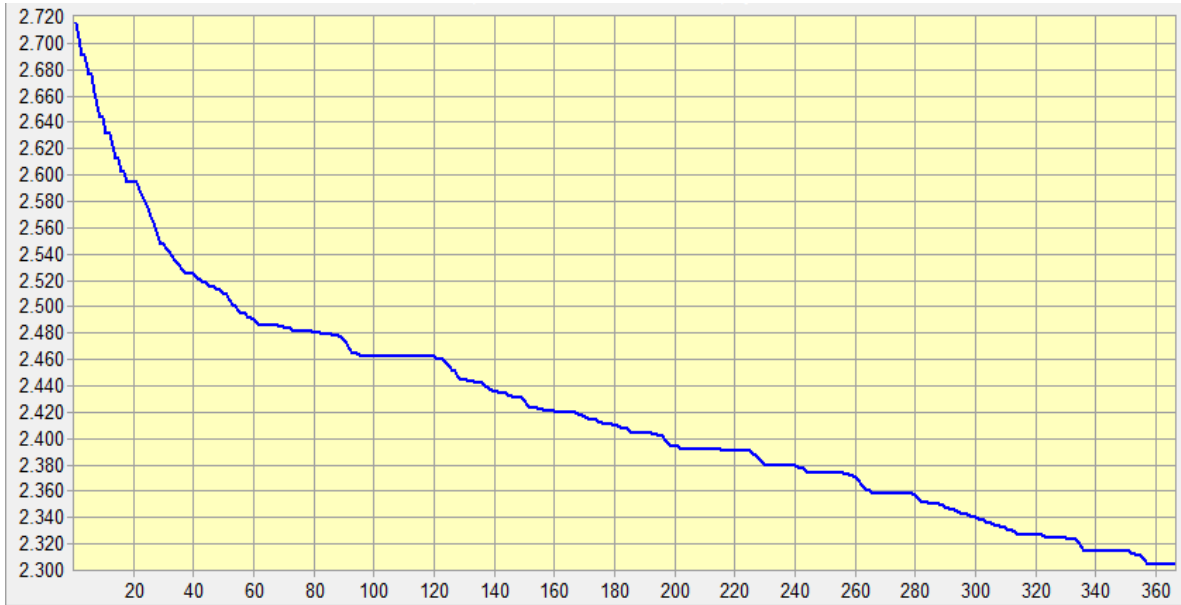
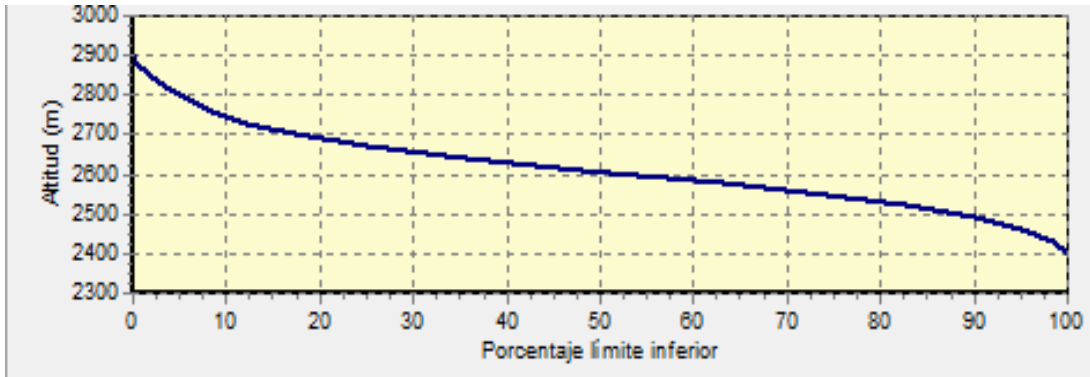


Figura 3.7 Curva hipsométrica cuenca Vuelta de Tiro



Cuadro 3.12 Parámetros morfométricos de la cuenca Casa Vieja

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS CUENCA CASA VIEJA		
DESCRIPCIÓN	UNID	VALOR
DE LA SUPERFICIE		
Área	km ²	7.23
Perímetro de la Cuenca	km	16.2
Elevación media	m.s.n.m.	2533.33
PENDIENTE		
Pendiente promedio de la cuenca	grados	14.61
Pendiente media (porcentaje)	%	28.25
COTAS		
Cota máxima	m.s.n.m.	2762
Cota mínima	m.s.n.m.	2431
Centroide [WGS 84 UTM Zona 20S]		
X Centroide	m	313607.30
Y Centroide	m	7613732.70
ALTITUD		
Altitud media	m.s.n.m.	2632
DE LA RED HÍDRICA		
Longitud del curso principal	km	3.88
Longitud directa del río principal	km	1.68
Pendiente promedio del río principal	grados	10.56
Pendiente promedio del río principal	%	

Coefficiente de sinusidad hidráulico	adim	2.3
PARÁMETROS GENERADOS		
Coefficiente de compacidad (Gravelius)	adim	1.7
Relación circular	adim	0.35
Relación hipsométrica	adim	1.67
Tiempo de concentración Kirpich	horas	0.48
Tiempo de concentración de California Highways and Public Works	horas	0.48
Índice de forma (Horton)	adim	0.48
Relación de elongación	adim	1.34

Figura 3.8 Perfil del cauce principal cuenca Casa Vieja

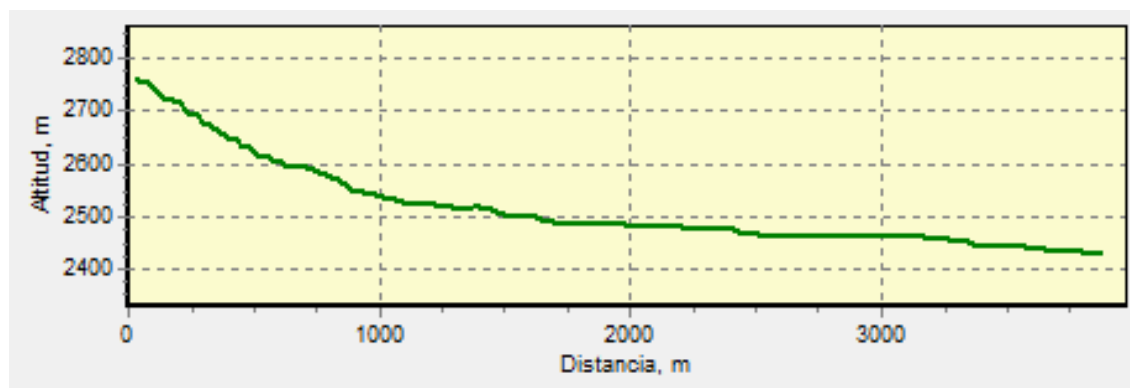
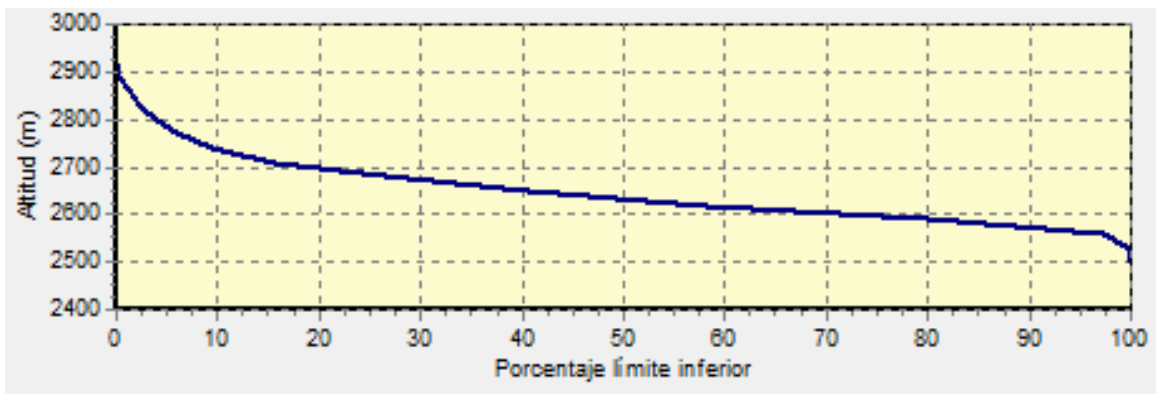


Figura 3.9 Perfil de la cuenca Casa Vieja



Figura 3.10 Curva hipsométrica cuenca Casa Vieja



3.4.2 Volumen medio anual transcurrido

Para la determinación de la precipitación media anual de la cuenca se utilizó la estación de Yesera Norte, que se encuentra ubicada a 3.1 km al noreste de la cuenca en estudio.

A continuación se detallan el registro de precipitaciones que se presenta en la estación:

Cuadro 3.13 Registro de precipitaciones mensuales de la estación Yesera Norte

Estación: YESERA NORTE

Lat. S.: 21° 22' 20"

Provincia: CERCADO

Long. W.: 64° 33' 03"

Departamento: TARIJA

Altura: 2.277 m.s.n.m.

AÑO	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	Total
MEDIA	38.5	68.2	124.7	149.5	128.3	102.6	28.6	5.6	1.3	1.4	4.9	8.9	662.4

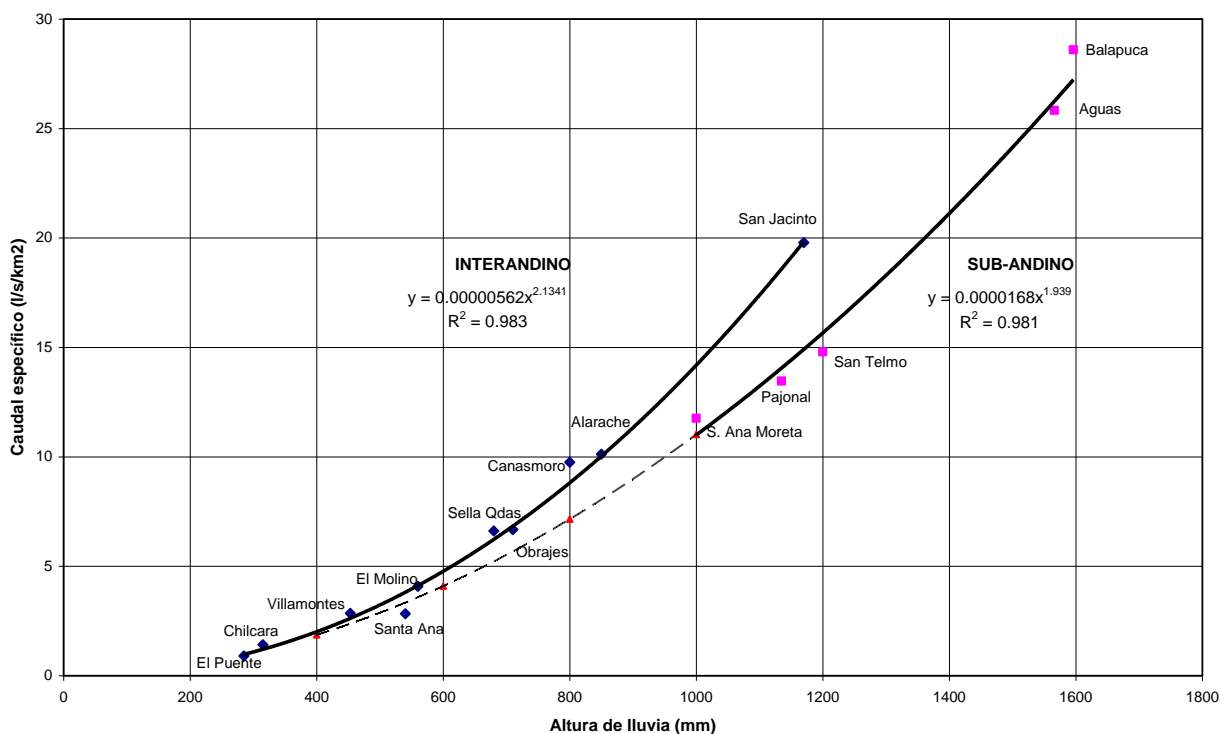
En el departamento de Tarija se dispone de información de aforos realizados en 33 estaciones hidrométricas. En general se trata de aforos aislados, existiendo solamente datos de caudales medios anuales con más de 5 años de registro completos en 6 estaciones, de las cuales 4 fueron cerradas.

Cuadro 3.14 Estaciones hidrométricas en el departamento de Tarija

Estación	Río	Latitud Sur	Longitud Oeste	Periodo de funcionamiento	Años de registro
1.-El Puente	San Juan del Oro	21°14'22"	65°12'34"	1974-1982	6
2.-El Molino	Tomayapo	21°21'33"	64°57'07"	1978- 1995	13
3.-Chilcara	Pilaya	21°00'37"	64°59'27"	1973- 1985	6
4.-Villamontes	Pilcomayo	21°15'40"	63°30'12"	1941- 2008	42
5.-Canasmoro	Guadalquivir	21°21'24"	64°44'54"	1976- 1997	12
6.-Sella Qdas	Sella	21°22'52"	64°40'12"	1980- 1997	17
7.-Obrajes	Guadalquivir	21°30'21"	64°45'46"	1978- 2007	21
8.-Santa Ana	Santa Ana	21°31'09"	64°34'16"	1977- 1987	10
9.-Entre Ríos	Pajonal	21°30'08"	64°10'24"	1947- 1982	13
10.-Entre Ríos	Santa Ana	21°31'34"	64°10'42"	1947- 1983	14
11.-San Jacinto	Tolomosa	21°35'53"	64°43'21"	1963- 1984	20
12.-San Telmo	Grande de Tarija	22°34'16"	64°14'24"	1964- 1997	28
13.-Alarache	Bermejo	22°16'00"	64°35'00"	1971-1999	28
14.-Balapuca	Bermejo	22°31'00"	64°26'00"	1971- 2003	32
15.Aguas Blancas	Bermejo	22°43'34"	64°21'36"	1944- 2003	59

No existen registros de caudales en el sitio de presa. Por este motivo se ha utilizado un método que permita minimizar las dificultades de uso de la información disponible, método que se basa en la correlación de la precipitación media en la cuenca y los caudales específicos medios.

Figura 3.11 Caudales Específicos Medios Anuales vs Precipitación Media



La ley de regresión obtenida para la región interandina es:

$$y = 0,00000562 x^{2,1341}$$

Donde: y = Caudal específico medio anual

x = Precipitación media anual en la cuenca

La correlación obtenida para los ríos cuya cuenca se encuentra en la región interandina, o sea en el valle central y en general en la parte alta, es buena, si se consideran las 10 estaciones cuyos datos son:

Cuadro 3.15 Caudales medios mensuales cuencas de referencias

Estación	Caudal específico (lit/seg/km ²)	Precipitación media en la cuenca (mm)
El Puente	0,9	285
El Molino	4,08	560
Chilcara	1,41	315
Villamontes	2,85	453
Canasmoro	9,7	800
Sella Quebradas	6,61	680
Obrajes	6,67	710
Santa Ana	2,83	540
San Jacinto	19,79	1170
Alarache	10,12	850

La distribución de los escurrimientos depende fundamentalmente de la distribución de las lluvias y de las características geológicas predominantes en la cuenca, cuya influencia se manifiesta en la mayor o menor magnitud de los caudales en el periodo seco. Para su comparación, se obtienen los coeficientes de distribución mensual, que son el resultado del cociente entre la media mensual y la media anual, valores que se presentan en el siguiente cuadro, para la estación de Santa Ana que mide los aportes del río del mismo nombre.

Cuadro 3.16 Coeficiente de distribución mensual para la estación hidrométrica de Santa Ana

ESTACIÓN:	Santa Ana
Río:	Santa Ana
Modulo m³/s	0.68
Octubre	0.06
Noviembre	0.38

Diciembre	1.43
Enero	3.26
Febrero	3.09
Marzo	2.39
Abril	0.96
Mayo	0.26
Junio	0.10
Julio	0.06
Agostos	0.01
Septiembre	0.00
	12

Los caudales medios mensuales obtenidos para la cuenca Vuelta de Tiro son los siguientes:

Cuadro 3.17 Caudales medios mensuales

Mes	Coef. Distribución	Caudal medio [lts/seg]	Aporte medio [m3]	Aporte medio [mm]
31 Octubre	0.06	4.63	12,404.73	0.95
30 Noviembre	0.38	29.33	76,028.97	5.80
31 Diciembre	1.43	110.38	295,645.97	22.57
31 Enero	3.26	251.64	673,990.12	51.45
28 Febrero	3.09	238.52	577,019.84	44.05
31 Marzo	2.39	184.48	494,121.59	37.72
30 Abril	0.96	74.10	192,073.18	14.66
31 Mayo	0.26	20.07	53,753.81	4.10
30 Junio	0.10	7.72	20,007.62	1.53
31 Julio	0.06	4.63	12,404.73	0.95
31 Agosto	0.01	0.77	2,067.45	0.16
30 Septiembre	0.00	0.00	0.00	0.00
Suma	12	926.28	2,409,518.02	183.93
Promedio		77.190	200793.168	15.328

La cuenca produce anualmente 2.409 hm³, y los caudales mensuales se distribuyen dentro del rango de 0.00 lit/seg el mínimo y 238.5 lit/seg el máximo.

3.4.3 Estimación de crecidas

Para la estimación de crecidas se utilizaron los datos de precipitaciones máximas en 24 horas medidas en la estación pluviométrica de Yesera Norte.

A continuación se presentan los datos utilizados:

Cuadro 3.18 Precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Yesera Norte

Nº	AÑO		MAX
1	1976	1977	42.0
2	1977	1978	38.0
3	1978	1979	53.2
4	1979	1980	34.2
5	1980	1981	73.0
6	1981	1982	55.2
7	1982	1983	40.2
8	1983	1984	97.0
9	1984	1985	43.0
10	1985	1986	60.5
11	1986	1987	68.0
12	1987	1988	46.2
13	1990	1991	67.0
14	1991	1992	52.0
15	1992	1993	49.0
16	1993	1994	71.0
17	1994	1995	51.0
18	1995	1996	33.5
19	1996	1997	49.0
20	1997	1998	51.5
21	1998	1999	55.0
22	1999	2000	69.0
23	2000	2001	47.0
24	2001	2002	59.0
25	2002	2003	45.0
26	2003	2004	45.0

27	2004	2005	52.5
28	2005	2006	43.5
29	2006	2007	56.0
30	2007	2008	28.5
31	2008	2009	68.0
32	2009	2010	43.0
33	2010	2011	64.5
34	2011	2012	35.0

Parámetros Estadísticos

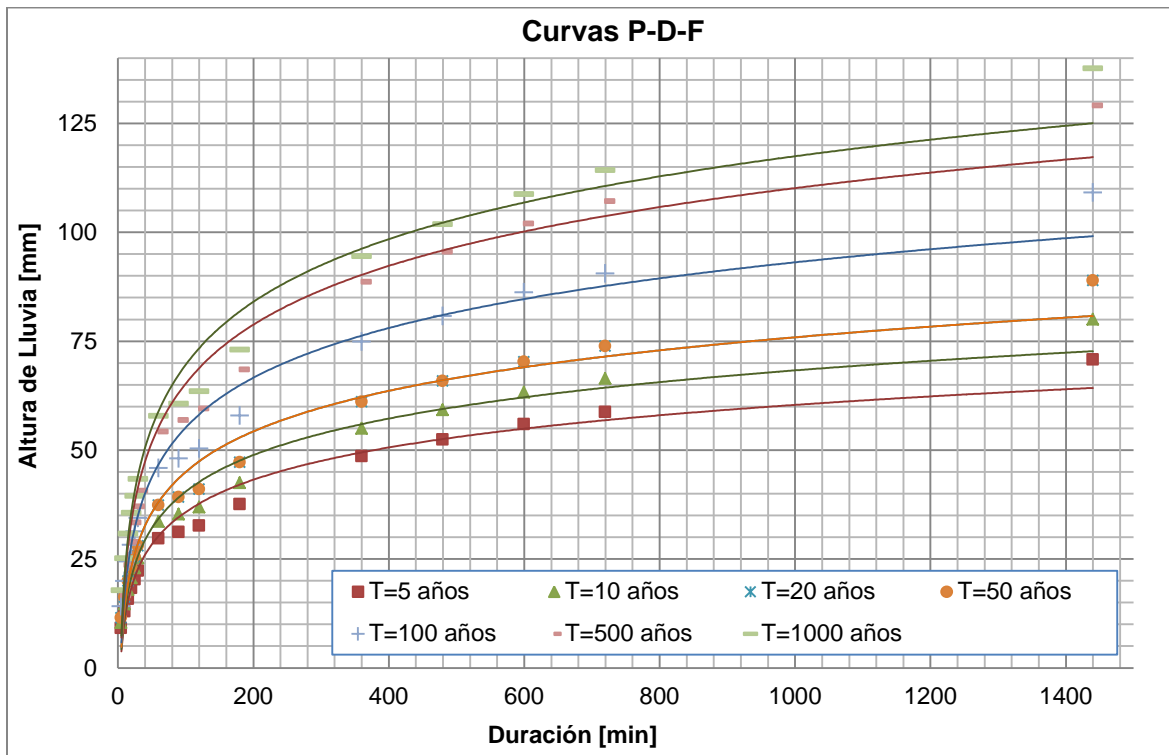
N° DE DATOS	34
MEDIA (hd)	52.51
DESV. (Sd)	14.04
MODA (Ed)	46.20
CARÁCTER(kd)	0.55
VARIANZA	197
C.V.	26.73

Con los datos de precipitaciones mediante el método de bloques alternos se generó la tormenta de proyecto. A continuación se detalla el procedimiento realizado.

Una vez determinadas las precipitaciones se procedió a realizar la desagregación de la precipitación para el tiempo de duración de la tormenta, para éste efecto se utilizaron los factores de desagregación disponibles en la literatura.

A continuación se presenta las curvas P-D-F para la estación de Yesera Norte que es la más cercana a la cuenca:

Figura 3.12 Curvas P-D-F para la estación de Yesera Norte



A través de las relaciones P-D-F, se calcula la precipitación para cada duración correspondientes a los intervalos, se calculan los incrementos de precipitación para cada intervalo. De igual manera se reordenan las precipitaciones de manera tal que el máximo ocurra en el primer tercio de la duración total. El resto de las precipitaciones se ubican alternativamente delante y detrás del intervalo con precipitación máxima.

Cuadro 3.19 Tormenta de proyecto para diferentes periodos de retorno [Vuelta de Tiro]

TORMENTA DE PROYECTO VUELTA DE TIRO							
Tiempo [mm]	PERIODO DE RETORNO						
	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1000 años
	Precipitación [mm]						
10	1.79	2.03	2.25	2.54	2.76	3.27	3.48
20	2.64	2.99	3.32	3.75	4.08	4.82	5.14
30	13.79	15.6	17.33	19.58	21.26	25.15	26.82

40	3.74	4.23	4.7	5.31	5.77	6.83	7.28
50	2.11	2.39	2.66	3	3.26	3.86	4.11
60	1.57	1.78	1.97	2.23	2.42	2.86	3.05
70	1.41	1.59	1.77	2	2.17	2.57	2.74
80	1.28	1.45	1.61	1.82	1.98	2.34	2.49
90	1.18	1.33	1.48	1.68	1.82	2.15	2.3

Cuadro 3.20 Tormenta de proyecto para diferentes periodos de retorno [Casa Vieja]

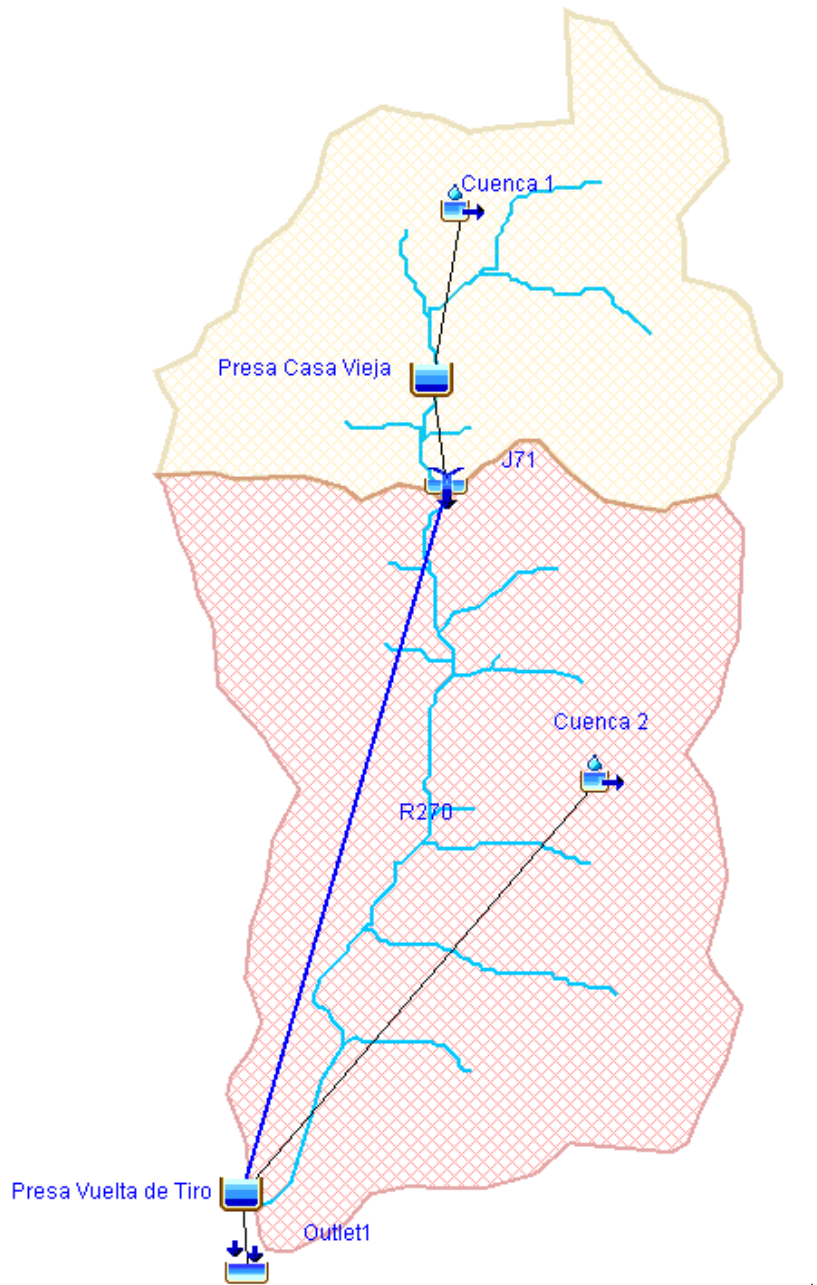
TORMENTA DE PROYECTO CASA VIEJA							
<i>Tiempo [mm]</i>	<i>PERIODO DE RETORNO</i>						
	<i>5 años</i>	<i>10 años</i>	<i>20 años</i>	<i>50 años</i>	<i>100 años</i>	<i>500 años</i>	<i>1000 años</i>
	<i>Precipitación [mm]</i>						
5	1.41	1.59	1.77	2	2.17	2.57	2.74
10	2.08	2.35	2.61	2.95	3.21	3.79	4.04
15	10.84	12.27	13.63	15.4	16.72	19.78	21.1
20	2.94	3.33	3.7	4.18	4.54	5.37	5.73
25	1.66	1.88	2.09	2.36	2.56	3.03	3.23
30	1.23	1.4	1.55	1.75	1.9	2.25	2.4
35	1.11	1.25	1.39	1.57	1.71	2.02	2.15
40	1.01	1.14	1.27	1.43	1.55	1.84	1.96
45	0.93	1.05	1.17	1.32	1.43	1.69	1.81

Para la determinación de los caudales máximos se utilizó el HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) con su complemento para Arc Gis Hec GeoHMS, el HEC es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las 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 en la estación de Trancas.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Figura 3.13 Esquema hidrológico utilizado



+

Al existir 2 presas construidas en serie, se hizo el análisis de las crecidas generadas en cada subcuenca, en anexos se presenta el detalle de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno.

Figura 3.14 Hidrograma de salida para un periodo de retorno de 1000 años [Casa Vieja]

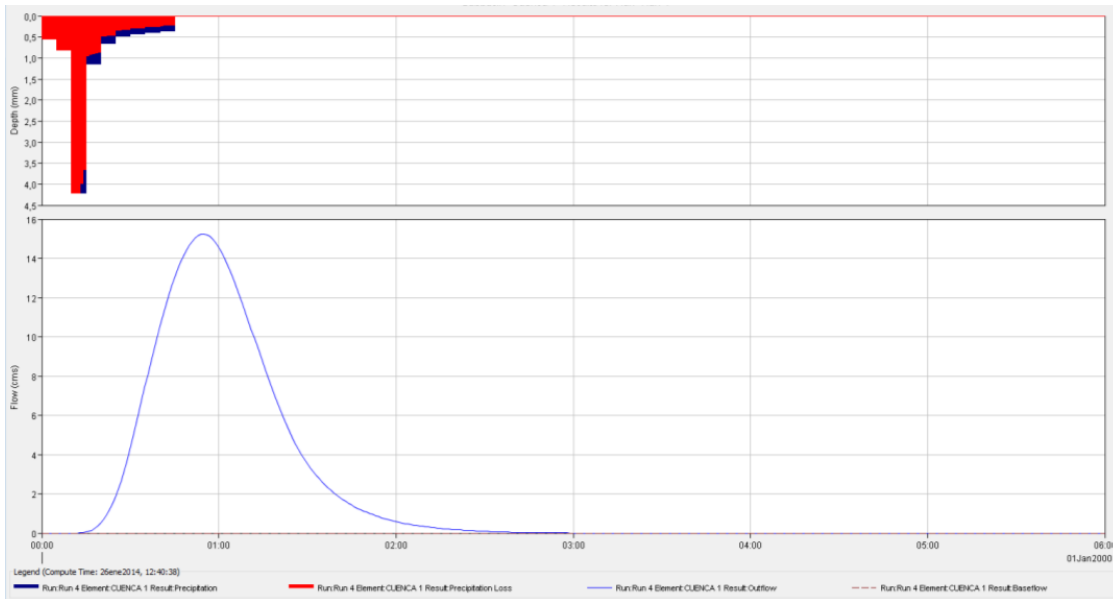


Figura 3.15 Tabla de resultados T = 1000 años [Casa Vieja]

Computed Results			
Peak Discharge :	15.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge :	01ene2000, 00:55
Total Precipitation :	45.16 (MM)	Total Direct Runoff :	5.78 (MM)
Total Loss :	39.38 (MM)	Total Baseflow :	0.00 (MM)
Total Excess :	5.78 (MM)	Discharge :	5.78 (MM)

Figura 3.16 Hidrograma de salida para un periodo de retorno de 1000 años [Vuelta de Tiro]

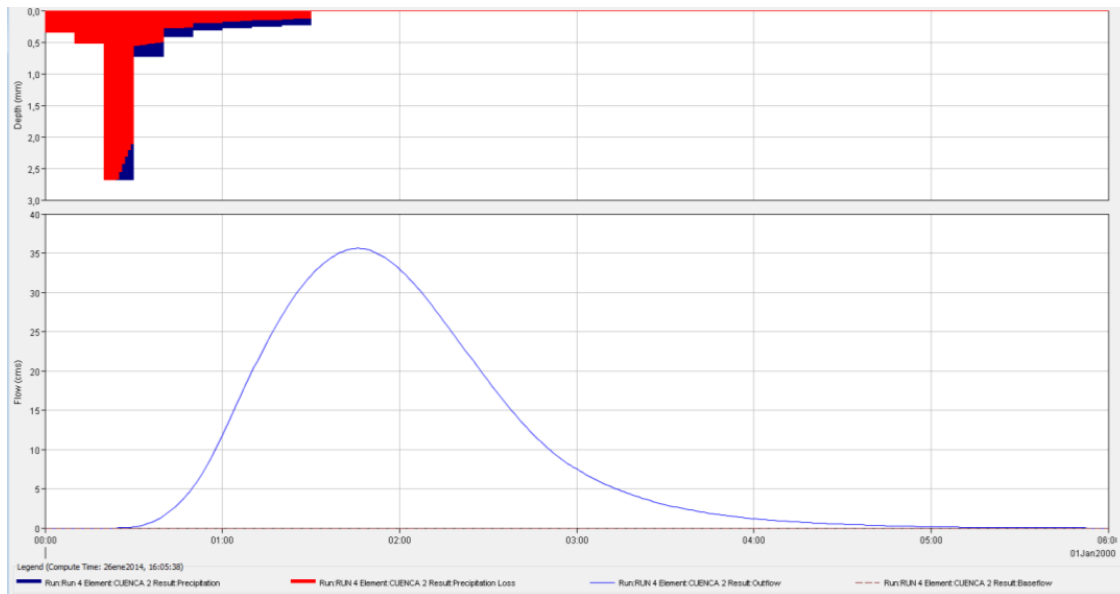


Figura 3.17 Tabla de resultados T = 1000 años [Vuelta de Tiro]

Computed Results	
Peak Discharge :	35.6 (M3/S)
Total Precipitation :	57.41 (MM)
Total Loss :	47.84 (MM)
Total Excess :	9.57 (MM)
Date/Time of Peak Discharge :	01ene2000, 01:46
Total Direct Runoff :	9.57 (MM)
Total Baseflow :	0.00 (MM)
Discharge :	9.57 (MM)

A continuación se presentan los resultados obtenidos para diferentes periodos de retorno

Cuadro 3.21 Resumen de caudales máximos para diferentes periodos de retorno

	CAUDAL MÁXIMO [m ³ /seg]						
	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1000 años
CASA VIEJA	0.6	1.3	3	5.1	7.1	12.5	15.2
VUELTA DE TIRO	2.9	5.6	8.7	13.7	18.1	29.9	35.6

3.4.4 Laminación de crecidas

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

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

Este procedimiento resulta de gran utilidad, ya que algunas de sus aplicaciones son:

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

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

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

En nuestro caso analizaremos los caudales laminados para poder verificar la capacidad de descarga del vertedero.

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

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

Figura 3.18 Curva de descarga del vertedero [Casa Vieja]

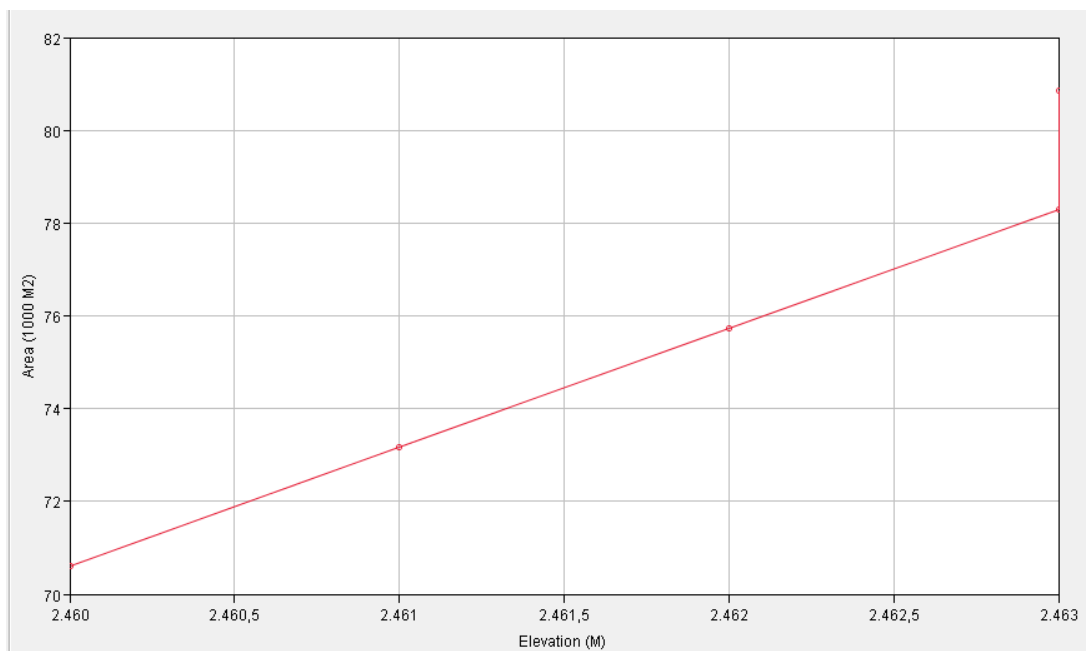


Figura 3.19 Curva de descarga del vertedero [Vuelta de Tiro]

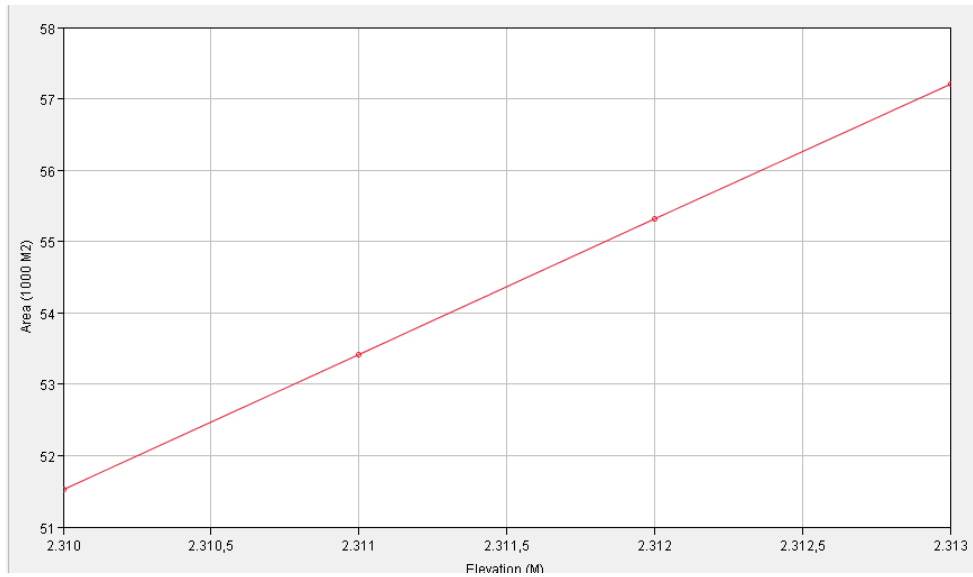


Figura 3.20 Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 1000 años [Casa Vieja]

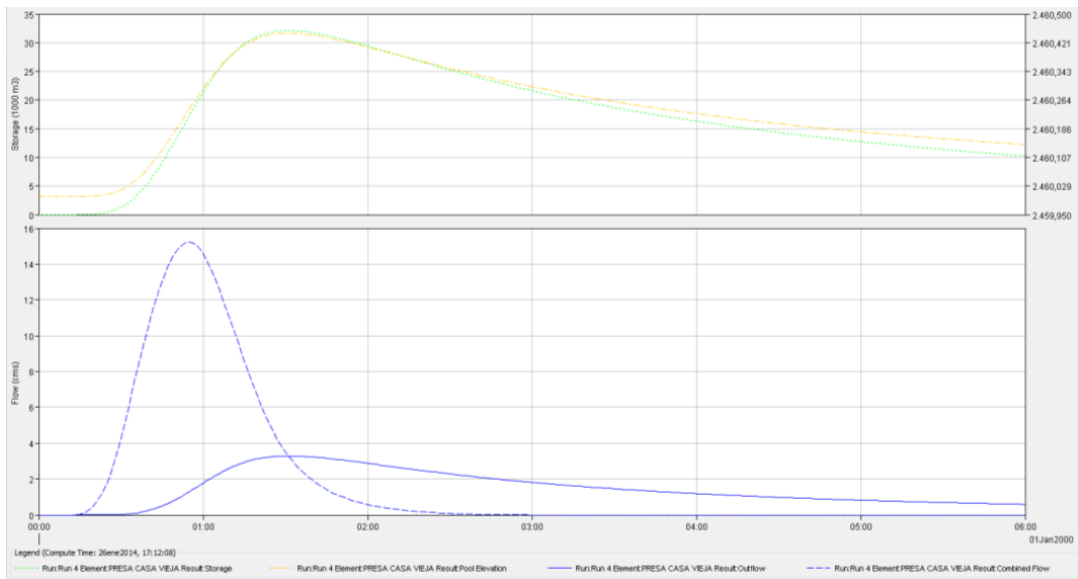


Figura 3.21 Tabla de resultados para T = 1000 años [Casa Vieja]

Computed Results

Peak Inflow : 15.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 00:55
Peak Outflow : 3.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 01:31
Total Inflow : 5.78 (MM)	Peak Storage : 32.1 (1000 M3)
Total Outflow : 4.36 (MM)	Peak Elevation : 2460.4 (M)

Figura 3.22 Hidrograma de entrada y salida para un periodo de retorno de 1000 años [Vuelta de Tiro]

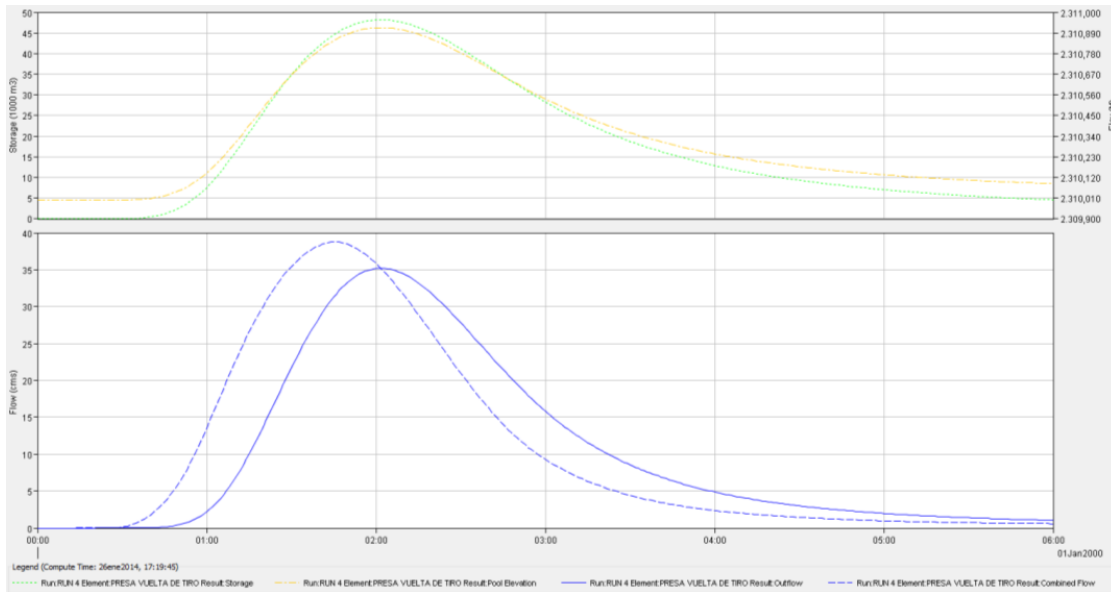


Figura 3.23 Tabla de resultados para T = 1000 años [Vuelta de Tiro]

Computed Results	
Peak Inflow : 38.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Inflow : 01ene2000, 01:46
Peak Outflow : 35.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Outflow : 01ene2000, 02:02
Total Inflow : 8.21 (MM)	Peak Storage : 48.2 (1000 M3)
Total Outflow : 8.04 (MM)	Peak Elevation : 2310.9 (M)

Cuadro 3.22 Resumen resultados Laminación

	CAUDAL LAMINADO [m ³ /seg]						
	5 años	10 años	20 años	50 años	100 años	500 años	1000 años
CASA VIEJA	0.0	0.1	0.3	0.7	1.1	2.5	3.3
VUELTA DE TIRO	1.8	4.0	7.0	11.9	16.4	28.9	35.2

3.4.5 Producción de sedimentos de la cuenca

Al interponer un obstáculo a un río, como es el caso de una presa, se origina un estancamiento, por el cual el sedimento transportado se comportará según el siguiente mecanismo: al entrar la corriente al embalse, el material grueso se depositará según la disminución de la velocidad del agua por el efecto de ampliación del cauce y el crecimiento del tirante, formando en la cola del vaso una acumulación de sedimento grueso denominado delta. El sedimento más fino continuará hacia adentro del vaso como una corriente de densidad, para posteriormente al detenerse, depositarse en el fondo del mismo. Existen embalses en los que tal corriente no llega a formarse, y se produce en el vaso o en gran parte del mismo, una turbidez generalizada que evolucionará, según la dinámica particular del almacenamiento (Gracia, J. 1997).

El mecanismo de sedimentación descrito, es en realidad más complejo, ya que depende de muchos otros factores como son la estratificación del embalse por efecto de la radiación solar y la profundidad de éste, forma, dimensiones y características especiales del embalse, operación, características fisicoquímicas del sedimento y las características de la avenida de ingreso, entre otros.

3.4.5.1 Eficiencia de retención

La eficiencia de retención se define como el porcentaje de la cantidad del total de influjo de sedimentos que se deposita en el embalse. Esta depende, principalmente, de la velocidad de caída de las partículas que componen el total de sólidos y el porcentaje de flujo que pasa a través del embalse.

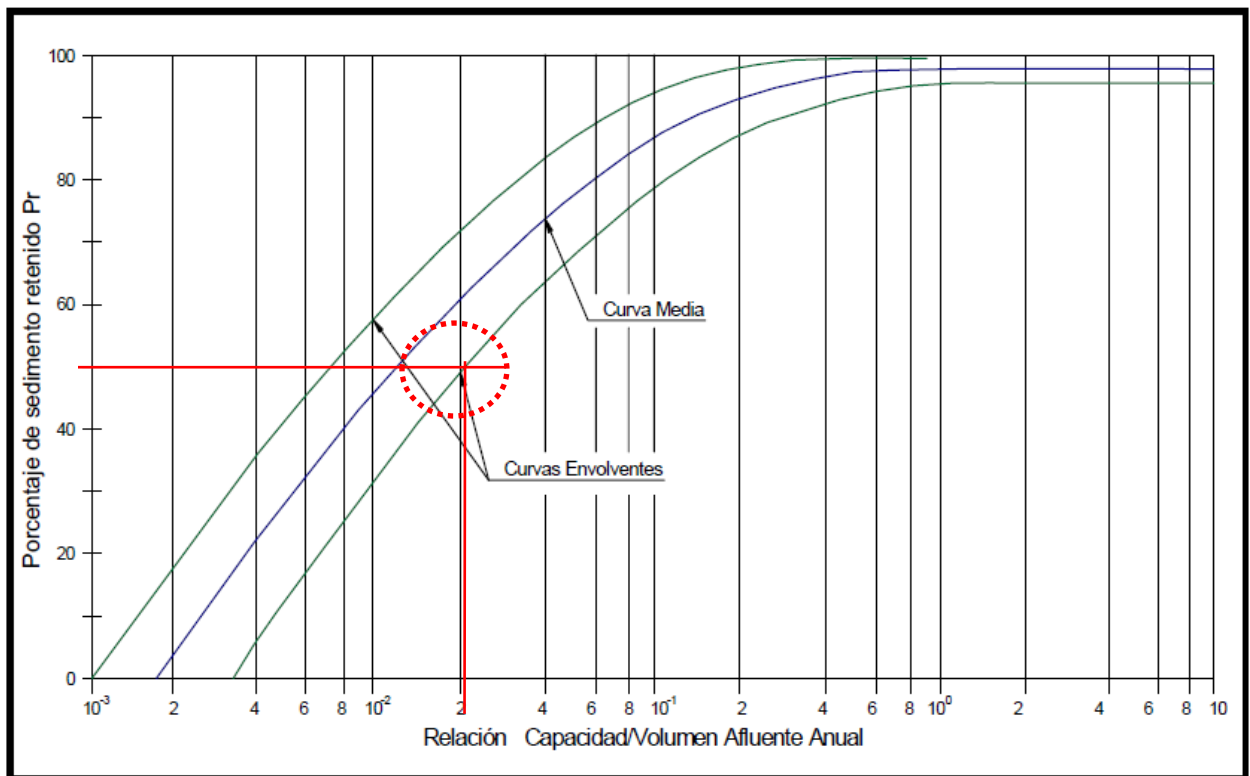
Por otra parte, la velocidad de caída de las partículas depende del tamaño y la forma de estas, y de la viscosidad y la composición química del agua. El porcentaje de flujo que pasa a través del embalse está determinado por el volumen de ingreso con respecto a la capacidad de almacenamiento total del embalse y por el porcentaje de flujo descargado.

Se han desarrollado diversos procedimientos sobre la base empírica de mediciones de depósitos de sedimento en un gran número de embalses. Entre los más conocidos y utilizados, se puede mencionar el método desarrollado por Brune (1953) empleando

registros de 44 años, Churchill (1948); sobre la base de datos de los embalses de la Autoridad del Valle de Tennessee, U.S.A., Einstein (1965) y Heinemann (1981) entre otros.

Para la determinación de la retención se utilizó el método empírico de Brune, presentando la eficiencia de retención o el porcentaje retenido [Pr], como función de la relación entre la capacidad del embalse [Ve] y el volumen anual de agua escurrido hacia el embalse [Vq], Loma (1999). El gráfico presenta las curvas de eficiencia de retención elaboradas por Brune, donde la envolvente superior corresponde al sedimento más grueso y la inferior al más fino.

Figura 3.24 Curvas de eficiencia de retención de sedimentos según Brune



Ve =	Capacidad del embalse =	0.545
Vq =	Volumen anual escurrido hacia el embalse =	2.409
Pr =	Porcentaje retenido	

$$\text{Relación} = \frac{\text{Capacidad}}{\text{Volumen Afluente Anual}} = 0.2262$$

EFICIENCIA DE RETENCIÓN = 50%

3.4.5.2 Modelo de Djorovic

Debido a que hasta la fecha no se tiene una medición de la cantidad de sedimento que ingreso al área de almacenamiento se utilizará un método estadístico para estimar la producción de sedimento de la cuenca, a continuación se presentan algunos detalles de la metodología aplicada.

Este modelo, Djorovic (1974) calcula la cantidad de suelo erosionado en cuencas no muy extensas con acusadas características torrenciales. (Almorox et al.1994).

$$W = T * P * \Pi * \sqrt[3]{Z} * F$$

W es la cantidad de suelo erosionada (m³/año)

T es un factor que tiene en cuenta las condiciones climáticas y depende de la temperatura media anual de la cuenca (°C) $T=[(\text{temperatura media}/10)+1]^{0.5}$

P es la precipitación media anual (mm)

F es la superficie de la cuenca (Km²)

Z es un coeficiente de erosión que tiene en cuenta el estado erosivo de la cuenca, la erosionabilidad del suelo, la cubierta vegetal y la pendiente de la cuenca; se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = y * X * (\Theta + s^{0.5})$$

y es un coeficiente adimensional de erosionabilidad del suelo; X es un coeficiente adimensional que cuantifica la vegetación; Θ es un coeficiente adimensional que cuantifica el estado erosivo y s es la pendiente media de la cuenca (m/m). Los valores de los coeficientes adimensionales se pueden consultar en el siguiente cuadro:

Cuadro 3.23 Valores de los coeficientes de la ecuación de Djorovic.

y	Suelos
2	suelos sueltos, arenas y gravas
1.6	loess y suelos salinos
1.2	rocas calizas desintegradas
1.1	flisch y areniscas
1	esquistos
0.9	calizas duras y pizarras
0.5	suelos con buena estructura

X	Cubierta vegetal
1	suelo desnudo
0.9	barbecho
0.7	viñedos
0.6	pastizales de montaña
0.5	bosques
0.4	praderas

Θ	Estado erosivo
1	100% con erosiones profundas
0.9	80% erosiones profundas y cárcavas
0.8	50% deslizamientos
0.6	100% erosión laminar, algunos regueros y cárcavas
0.5	50% erosión laminar
0.3	20% erosión laminar
0.2	sin signos de erosión

Datos de ingreso

F = 20.33 Km² Área de la cuenca

H = 662.4 mm Precipitación media anual de la cuenca

t_o = 14.8 °C Temperatura media anual de la cuenca

T = 1.575

Z = Coeficiente de erosión

<i>CATEGORÍAS</i>	<i>RANGOS</i>	<i>Z Asumido</i>	<i>Area km²</i>	<i>Z ponderado</i>
I: erosión excesiva	1.01 - 1.50	1.01	0.48	0.171
II: erosión intensiva	0.71 - 1.00	0.71	1.34	
III: erosión media	0.31 - 0.70	0.31	2.28	
IV: erosión moderada	0.20 - 0.30	0.2	6.67	
V: erosión baja	0.001 - 0.19	0.001	9.56	
			20.33	

W: Caudal sólido (m³/año), como medida de la degradación específica de una cuenca.

$$W = 4,731.76 \text{ [m}^3\text{/año]}$$

Considerando una vida útil de la presa de 30 años

$$\text{Vida útil} = 30 \text{ [años]}$$

$$W = 141,952.92 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$W = 232.75 \text{ [m}^3\text{/km}^2\text{/año]}$$

$$\text{Peso específico del sedimento} = 1.5 \text{ [ton/m}^3\text{]}$$

$$W = 349.12 \text{ [ton/km}^2\text{/año]}$$

Por lo tanto para definir el volumen que se retiene en el embalse multiplicamos el volumen producido por el porcentaje de retención que es igual al 50%, haciéndose un volumen muerto total de

Volumen Total de Sedimentos retenidos por el embalse en 30 años= 70,976.46 m³

Se verifica que se subestimó la producción de sedimentos de la cuenca, el volumen muerto de diseño que fue considerado es de 16,361.4 m³, un valor muy por debajo de lo calculado en esta verificación.

3.5 Estabilidad de la presa en condiciones actuales

3.5.1 Verificación de la capacidad del vertedero de excedencias

En base a los resultados de la laminación del embalse para diferentes periodos de retorno, se verificaron los tirantes que se presentarán en la sección y la capacidad máxima de conducción del vertedero. Adicionalmente se debe considerar la geometría de los escalones, es decir las dimensiones de la huella y contrahuella y verificar si la disipación de energía es efectiva en las zonas específicas.

Cuadro 3.24 Niveles de agua sobre el vertedero de excedencias para crecidas de diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno [años]	Caudal Máximo [m ³ /seg]	Caudal Laminado [m ³ /seg]	Tirante en la sección vertedora [m]
1000	35.60	35.20	0.81
500	29.90	28.90	0.71
100	18.10	16.40	0.49
50	13.70	11.90	0.39
20	8.70	7.00	0.28
10	5.60	4.00	0.19
5	2.90	1.80	0.11

Como se observa los tirantes que se presentan son pequeños comparados con la capacidad del vertedero en su sección vertedora, el tirante máximo que se presentará en el caso de una crecida máxima con un periodo de retorno de 1000 años simultáneamente en la cuenca Casa Vieja y la cuenca Vuelta de Tiro, es de 0.81 metros y se tiene un borde libre de la presa de 2.9 metros, por lo cual se puede asegurar que el vertedero tendrá la capacidad de desalojar el volumen excedente que pudiera presentarse en la situación más desfavorable o crítica.

3.5.2 Ancho del aliviadero y altura de los peldaños

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

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

Se determinó que dicho límite, en aliviaderos escalonados con pendientes típicas de presas de HCR, está comprendido entre 11 – 14 m²/seg (Amador, 2005). Para caudales unitarios superiores se deberá considerar la posibilidad de aireación artificial en la zona no aireada del flujo.

Para la selección del tamaño del peldaño dos aspectos hidráulicos se podrán tener en consideración: el riesgo de cavitación y la disipación de energía a lo largo de la rápida.

En la Tabla siguiente se resumen las alturas del peldaño (h_{opt}) más eficientes en términos de disipación de energía según las propuestas de Tozzi (1992) y de Ohtsu et al.(2004). Se verifica que las alturas típicas de peldaños de 0.60 y 0.90 m se aproximan a h_{opt} (según Tozzi) para caudales unitarios de 10 y 15 m²/s respectivamente. Los peldaños con altura de 0.90 m y de 1.2 m son los que más se aproximan a h_{opt} (según Ohtsu et al.) para caudales unitarios de diseño entre 5 y 15 m²/s.

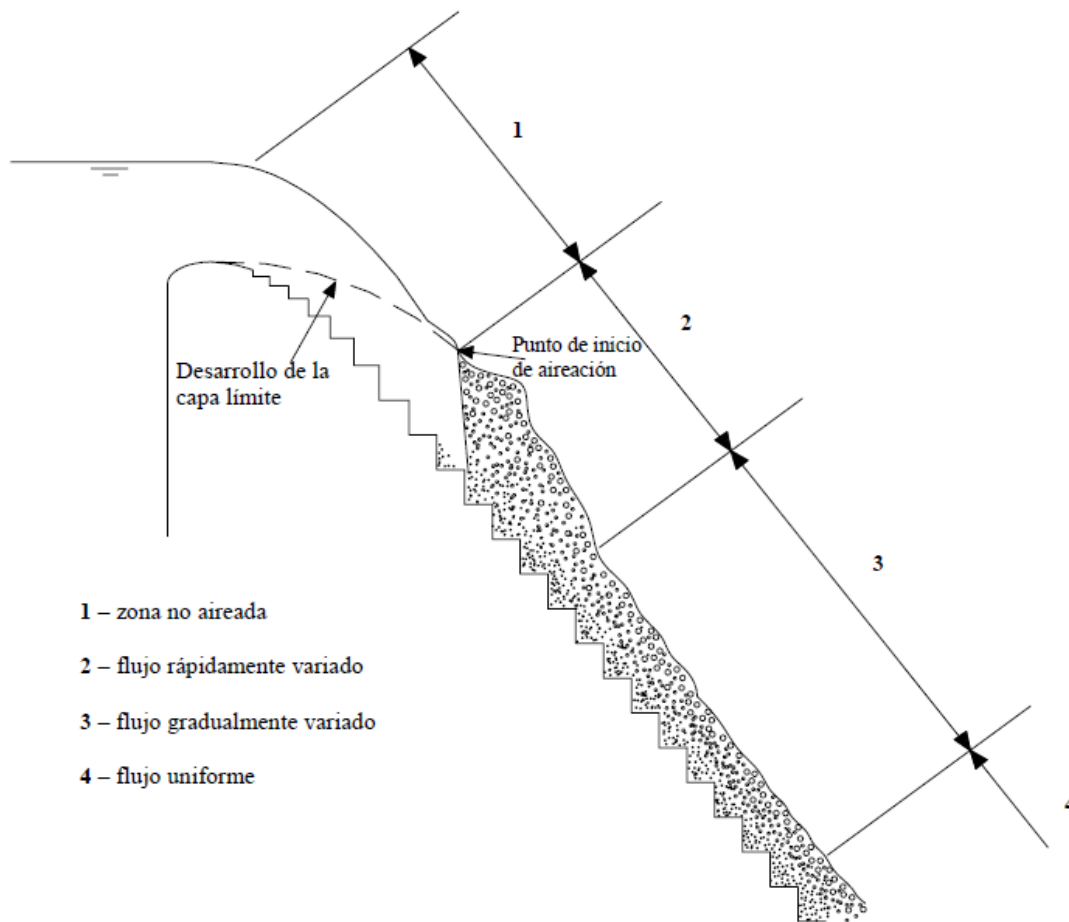
Cuadro 3.25 Alturas del peldaño óptimas en términos de disipación de energía obtenidas de la relación propuesta por Tozzi (1992) y Ohtsu et al.(2004)

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

Verificando la geometría de los peldaños se tiene un caudal de diseño de $35.2 \text{ m}^3/\text{seg}$, y el ancho del vertedero de 20 metros.

El caudal unitario q (m^2/seg) será de 1.76, por lo tanto se observa que este caudal es muy pequeño con respecto a los valores de caudales unitarios óptimos y alturas de peldaños, podemos concluir que la longitud del vertedero está por encima de la óptima para lograr la disipación y la formación del flujo rasante en la última zona del escalonado.

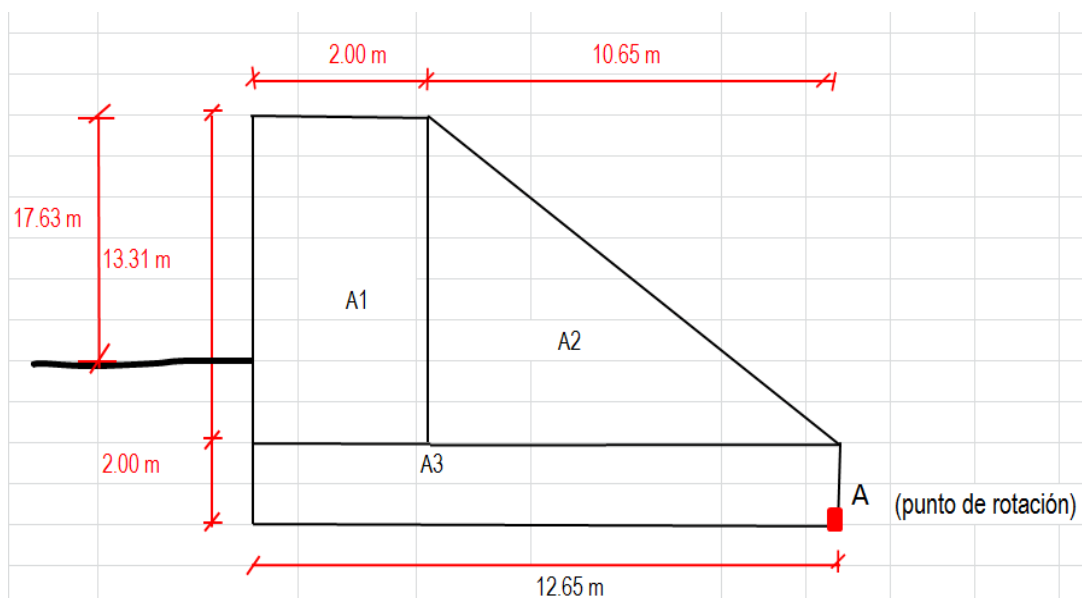
Figura 3.25 Regiones de flujo rasante sobre un aliviadero escalonado



3.5.3 Verificación de la estabilidad de la presa

Cuadro 3.26 Características de la presa Vuelta de Tiro

DESCRIPCIÓN	VALOR
Área de la cuenca	20.33 km ²
Avenida de diseño para un T= 1000 años	35.2 m ³ /seg
Volumen total del embalse	545,382.4 m ³
Volumen Útil	529,021 m ³
Longitud del coronamiento	83.65 m
Ancho del coronamiento	2 m
Borde Libre	2.9 m
Altura total de la presa	17.66 m
Talud Aguas Arriba	Vertical
Talud Aguas Abajo	1V : 0.8H



Cuadro 3.27 Fuerzas actuantes en el cuerpo de la presa

Nº	Componente	Fuerza tn	Brazo m	Mom kg-m
1	A1	77.57	11.65	903.71
2	A2	155.93	7.10	1107.08
3	A3	55.66	6.33	352.05
	T O T A L	289.16		2362.84

Datos:

Tirante de agua máximo = 14.12 m
 Altura de la presa = 13.31 m

La fuerza debida al empuje del agua, FA, se calcula con la siguiente expresión:

$$F_A = \frac{\gamma}{2} (2h + W) \cdot W$$

Dónde:

h = carga sobre la cresta del vertedero, en m

W = altura de la presa desde el punto más bajo de la sección transversal del río, en m

g = peso específico del agua, kgf/m³.

h = 0.81 m

w = 15.3 m

γ = 1 ton/m³

Fa = 129.60 ton

Su posición se encuentra a la distancia c desde el fondo

c = 5.347 m

$$c = \frac{3h + W}{2h + W} \cdot \frac{W}{3}$$

Nº	Componente	Fuerza tn	Brazo m	Mom kg-m
1	Ea	129.60	5.35	693.03
2	Etf	57.52	6.44	370.23
3	Fs	9.31	6.33	58.88
	TOTAL	316.72		1122.14

Volteamiento

$$F_{sv} = \frac{\sum Mfv}{\sum Mfh}$$

$$F_{sv} = 2.106$$

Deslizamiento

$$F_{sd} = \frac{\sum Fv}{\sum Fh}$$

$$F_{sd} = 0.884$$

Resultante de cargas

$$x = \frac{\sum Mfv - \sum Mfh}{\sum Fv}$$

$$x = 4.291$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6}$$

$$e = 2.0343 < 2.1083$$

Bien

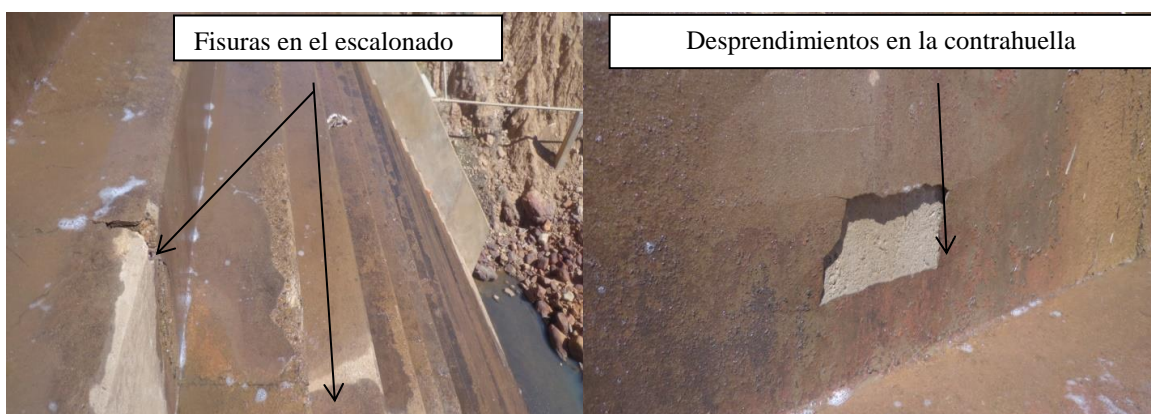
3.5.3.1 Conclusiones del análisis de estabilidad

En base a los resultados obtenidos se puede concluir que la presa en su estado actual, es estable ya que la resultante de todas las fuerzas que actúan en el cuerpo de la presa cae en el tercio central de la misma.

3.5.4 Análisis de la calidad de los materiales de construcción

Se realizó una verificación visual de la calidad de los materiales tanto de la presa como de sus obras complementarias.

Hormigones.- El estado del cuerpo de la presa es en líneas generales bueno, se pudo identificar en la zona del vertedero que existen algunas fisuras y desprendimientos de hormigón por la fricción producida por el agua.



No se realiza ningún mantenimiento periódico, por lo tanto la compuerta del desfogue de fondo no fue utilizada nunca, y por lo tanto esta estructura esta inoperable por el óxido que se formó entre el alma de la compuerta y la estructura de hizaje.



Capítulo 4

CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA DE LA PRESA VUELTA DE TIRO

**CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO
POTENCIAL DE ROTURA DE LA PRESA VUELTA DE TIRO**

**4. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA
DE LA PRESA VUELTA DE TIRO**

Para el caso específico del análisis de riesgo de la presa Vuelta de Tiro, se tiene la situación particular de una rotura encadenada de presas y para el estudio de inundación consecuencia de la rotura de una presa se utilizará el método hidrológico-hidráulico, proponiendo una metodología aplicando sistemas de información geográfica en base a un modelo digital de terreno y Hec Geo HMS y Hec Geo RAS, para determinar la avenida máxima, el tránsito del hidrograma con el método de puls modificado y la determinación de las características del flujo.

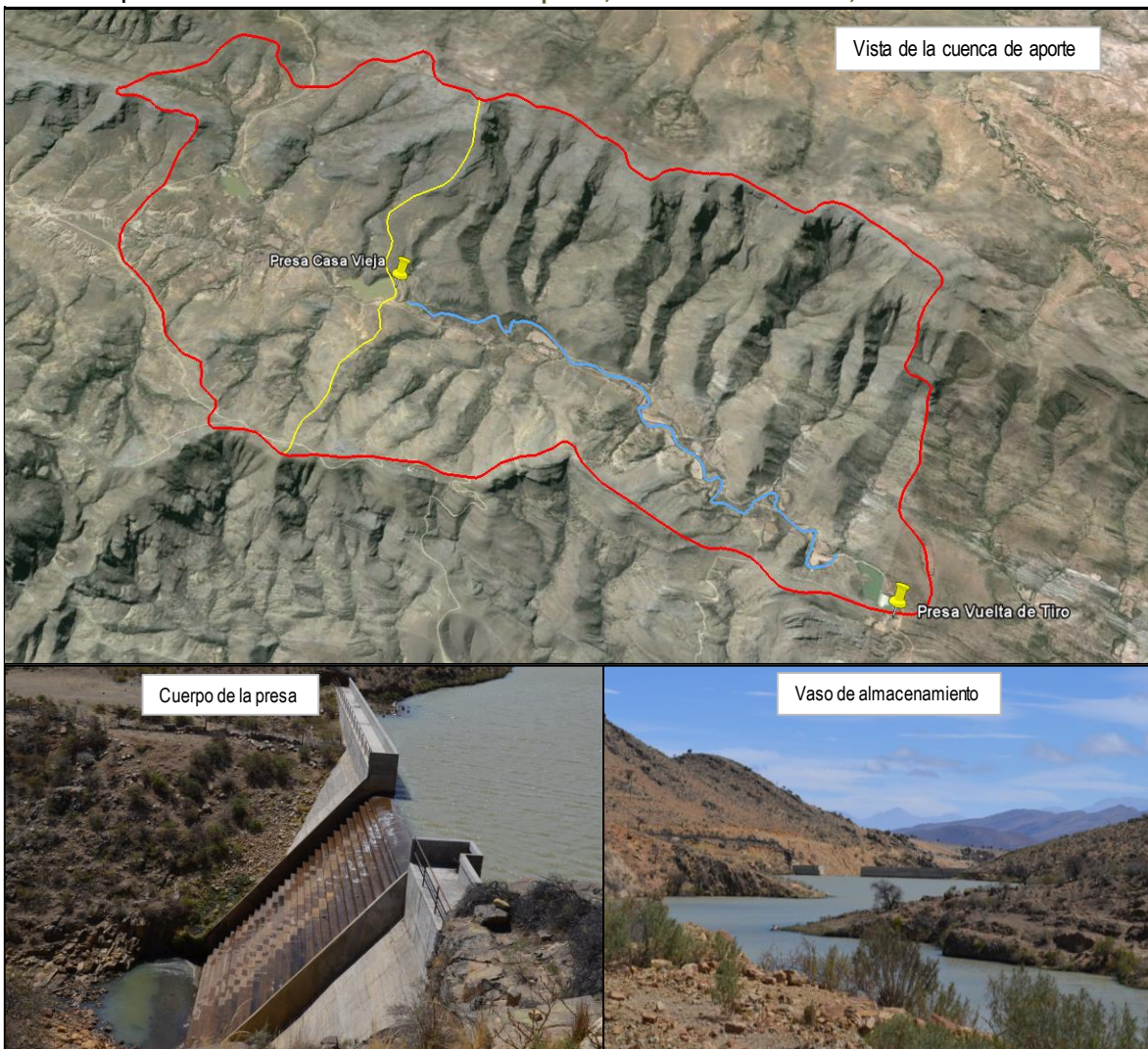
En base a la metodología antes plantea se elaboró un formulario en hoja Excel para la clasificación de la presa, que da las orientaciones generales y la secuencia a seguir para realizar la clasificación.

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

1. INFORMACIÓN GENERAL DE LA PRESA A CLASIFICIAR

Nombre de la presa:	Vuelta de Tiros	[Presa de gravedad de Homigón Ciclópeo]
Ubicación:	Dpto: Tarija	Municipio: Cercado
	Comunidad: Yesera Norte	
	Coordenadas UTM:	N 7634180.88 m E 341938.62 m
	Coordenas Geogr.:	Lat S 21°23'15.74" Long O 64°31'29.85"

Río o Qda. Donde se emplaza la presa: La Tipa Cuenca principal: Subcuenca Yesera Centro
Año de puesta en servicio: 2008
Acceso a la presa: Camino ripiado, hasta el mismo cierre, transitable todo el año.



Tipología de la presa y del aliviadero.-

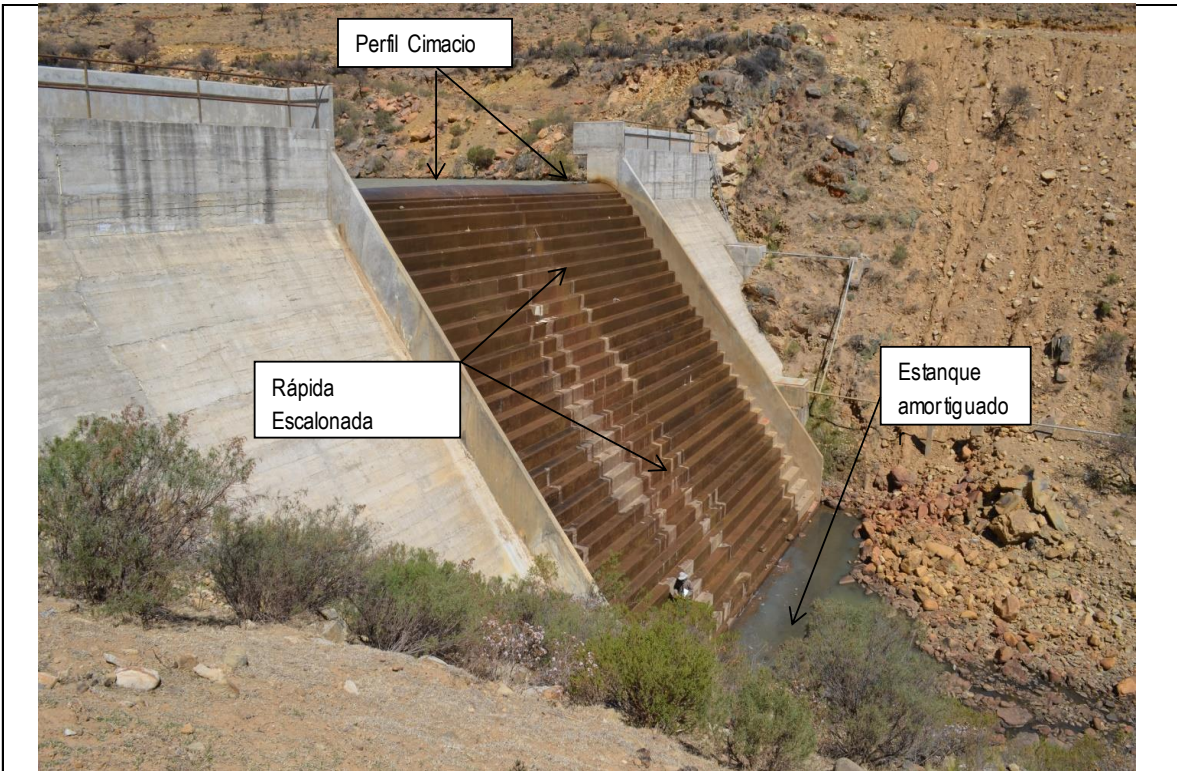
Tipo de presa:	Presa de Gravedad [Hormigón Ciclópeo]		
Altura total de la presa:	18	[m]	
Longitud de coronación:	83.65	[m]	Ancho de coronación: 2 [m]
Volumen Útil:	0.53	[Hm ³]	
Volumen Total:	0.545	[Hm ³]	

Niveles Característicos [m.s.n.m.]

Nivel de Aguas Normales (NAN)	2310.10	[m.s.n.m.]	[m]
Nivel de Agua Mínimas (NAMin)	2295.04	[m.s.n.m.]	[m]
Coronamiento	2313.00	[m.s.n.m.]	[m]

Tipo de Aliviadero:	Aliviadero escalonado en el cuerpo de la presa de 20 m de longitud.		
Componentes del aliviadero:	1.- Perfil Cimacio	3.- Estanque Amortiguador de 2 m. de largo	
	2.- Disipador tipo escalonado	4.-	
Otro componente adicional			

Descripciones Adicionales: Huella: 0.40 m ; Contrahuella: 0.50 m Muros laterales de 1.70 m. de alto



2. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE SU DIMENSIÓN

Las presas se clasificarán en función de sus dimensiones en:

a) Grandes presas

Cuando al menos cumplan con una de las siguientes condiciones:

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

La presa en estudio se clasifica según su dimensión en:

a) Presa Grande

b) Presa Pequeña

3. CLASIFICACIÓN EN FUNCIÓN DEL RIESGO POTENCIAL DE ROTURA

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

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

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

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

4. CRITERIOS BÁSICOS PARA LA VALORACIÓN DE AFECCIONES

4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS. POBLACIÓN EN RIESGO

	CATEGORÍA		
	A	B	C
1.1 Afecciones graves a núcleos urbanos Núcleo Urbano: Conjunto de al menos 10 edificaciones y/o mayor a 50 habitantes. Incluyen en el núcleo aquellas edificaciones que, estando aisladas, distan menos de 200 metros.	> 5 viviendas habitadas afectadas		
1.2 Número reducido de viviendas		1 - 5 viviendas habitadas afectadas	
1.3 Pérdida incidental de vidas humanas.- Presencia ocasional y no previsible, en el tiempo, de la persona en la llanura de inundación	Si	Si	No

Comentarios Adicionales: Aguas debajo de la presa existen 3 viviendas, las mismas que se encuentran habitadas, pero estas están ubicadas en una cota superior a la presa, por lo tanto no existe riesgo de afectación. Se presenta plano en anexos.

4.2 SERVICIOS ESENCIALES

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

	CATEGORÍA		
	A	B	C
	No puede ser reparada de forma inmediata	Puede ser reparada de forma inmediata	NO HAY AFECTACIÓN
Abastecimiento y saneamiento			X
Suministro de energía			X
Sistema sanitario			X
Sistema de comunicaciones			X
Sistema de transporte			X

Comentarios Adicionales: Las aguas de la presa no son utilizadas para ningún servicio esencial, únicamente se la usa para riego, con la limitante de la capacidad de la tubería de la obra de toma.

4.3 DAÑOS MATERIALES

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

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

ELEMENTO	DAÑOS POTENCIALES		
	MUY IMPORTANTES	IMPORTANTES	MODERADOS
	Categoría A	Categoría B	Categoría C
Industrias y polígonos industriales y propiedades rústicas	n° de instalaciones >10	5 < n° de instalaciones <10	n° de instalaciones < 5
Cultivos a secano	Superficie > 1000 has	300 has < superficie < 1000	Superficie <300 has
Cultivos a regadía	Superficie > 500 has	100 has < superficie < 500	Superficie <100 has
Carretera	red nacional	red departamental	camino vecinal

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

Comentarios Adicionales: _____

4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES

* Se considerarán únicamente aquellos elementos o territorios que gocen de alguna figura legal de protección a nivel nacional.

(bien de interés culturas, parque nacional, parque natural, reserva, etc.)

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

	CATEGORÍA		
	A	B	C
	Irreversibles y Críticos	Posibilidad de reparación	NO HAY AFECTACIÓN
Elementos integrados en el patrimonio histórico - artístico			X
Elementos puramente ambientales			X

4.5 OTRAS AFECCIONES

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

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

5. ESCENARIOS DE ROTURA

5.1 ROTURA DE PRESA INDIVIDUAL

1. Rotura de la presa, **sin coincidencia con ninguna avenida** (rotura sin avenida y con el embalse en su máximo nivel normal de coronación)
2. Rotura de la presa **coincidente con la avenida máxima considerada** (rotura en situación de avenida y con el nivel de embalse en coronación)
3. **Avenida máxima considerada**, supuesta la **no rotura** de la presa (solo avenida y desaguando en las condiciones de proyecto).

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

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

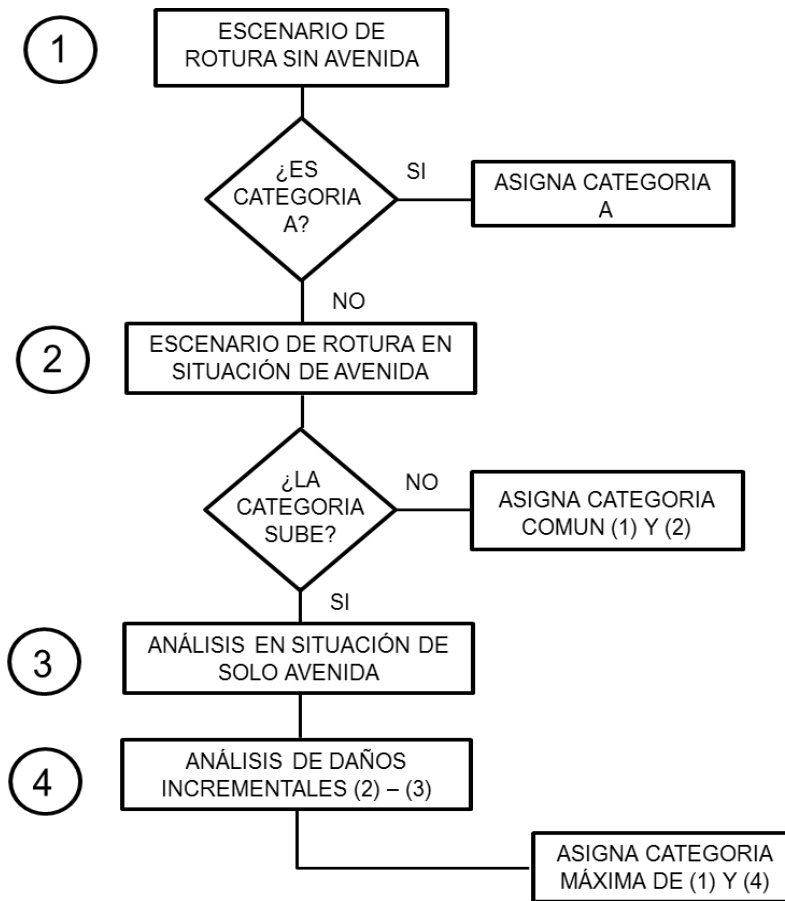
En el caso de no darse ninguna de las dos situaciones anteriores, es preciso abordar el estudio según la metodología planteada en el siguiente diagrama de bloques:

5.2 ROTURA ENCADENADA [EFECTO DOMINÓ]

Los efectos sobre la presa de aguas abajo pueden agruparse en dos situaciones:

1. El embalse de aguas abajo **puede absorber** la onda de rotura
2. El embalse de aguas abajo **no puede absorber** la onda de rotura que le llega de la presa de aguas arriba, vertiendo sobre su coronación.

En el caso de no darse ninguna de las dos situaciones anteriores, es preciso abordar el estudio según la metodología planteada en el siguiente diagrama de bloques:



6. MÉTODOS PARA EL ESTUDIO DE LA INUNDACIÓN CONSECUENCIA DE LA ROTURA

La normativa Española plantea 4 métodos para el estudio de la formación y propagación de las ondas de rotura de presas los cuales están ordenados a continuación de mayor a menor complejidad:

	METODOLOGÍA UTILIZADA
1. Método completo (modelos hidráulicos completos)	
2. Método simplificado de modelización	
3. Método mixto hidrológico-hidráulico	X
4. Método simplificado de las curvas envolventes	

* El Desarrollo de la metodología utilizada se encuentra detallada en Anexos, con las justificaciones correspondientes.

Escenario: **1. ROTURA DE PRESA ENCADENADA**

Escenario:	1.1 El embalse puede absorber la onda de rotura	CATEGORÍA ASIGNADA
	4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS.	B
	4.2 SERVICIOS ESENCIALES	C
	4.3 DAÑOS MATERIALES	C
	4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES	C
	4.5 OTRAS AFECCIONES	C

Escenario:	1.2 El embalse NO puede absorber la onda de rotura	CATEGORÍA ASIGNADA
	4.1 RIESGOS POTENCIALES PARA VIDAS HUMANAS.	B
	4.2 SERVICIOS ESENCIALES	C
	4.3 DAÑOS MATERIALES	C
	4.4 DAÑOS MEDIO AMBIENTALES	C
	4.5 OTRAS AFECCIONES	C

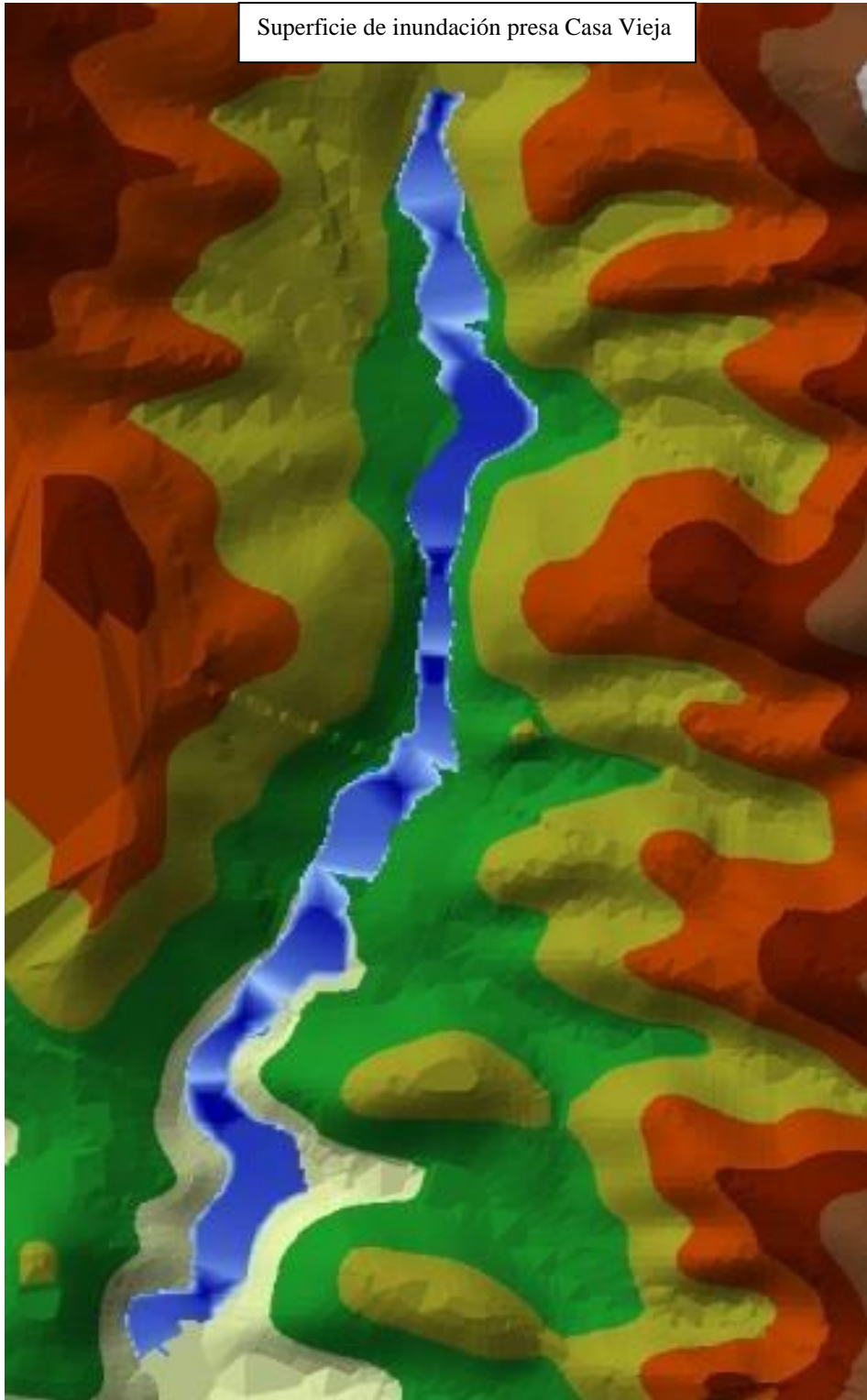
Cuadro 4.1 Resultado clasificación

	CATEGORÍA
PRESA VUELTA DE TIRO	B

Resumen de resultados obtenidos

Presa Casa Vieja	Presas Vuelta de Tiro
Caudal pico: 1454.1 m ³ /s	Caudal Pico: 1165.19 m ³ /s
Ancho de Brecha: 35.17 m.	Ancho de Brecha: 28.81 m.
Tiempo de falla: 0.25 hrs.	Tiempo de falla: 0.205 hrs.
Área de inundación: 66.71 has.	Área de inundación: 35.33 has.
Max. Altura inundación: 8.36 m.	Max. Altura inundación: 6.17 m.

Superficie de inundación presa Casa Vieja



Superficie de inundación presa Casa Vieja





4.1 Escenarios de riesgo aguas abajo en casos de rebalse o colapso

4.1.1 Área de influencia de la presa aguas abajo

Aguas abajo de la presa Vuelta de Tiro existen 10 viviendas habitadas, pero solamente 4 de ellas se verían afectadas, existen también terrenos de cultivo que serían inundados en caso de la rotura de la presa, analizando el caso más desfavorable.

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



4.1.2 Capacidad de sectores críticos en el río

En los primeros 120 metros aguas abajo de la presa el río se encuentra encañonado, se realizaron mediciones cada 20 metros y se tiene que el ancho varía desde 11.30 m el mínimo a 28.70 m en la parte más baja, esta zona sería la más crítica, donde se generarían los mayores tirantes, pero no existe riesgo ni de viviendas, ni terrenos que podrían verse afectados en esta zona.

Zona aguas abajo de la presa



A partir de esta zona el río aumenta considerablemente su ancho por lo que no se presentaría desbordamiento considerables, pero si se verían afectados terrenos y viviendas hasta los 4.5 km donde el río desemboca al río Santa Ana de mayor caudal y por lo tanto mayor capacidad hidráulica.

Capítulo 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

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

- ✓ Según el análisis de funcionalidad realizado se puede concluir que no existe un potencial peligro de falla o rotura por mal funcionamiento de alguno de sus componentes, la calidad de los materiales de construcción son buenos y las dimensiones del vertedero aseguran un buen funcionamiento del mismo en las condiciones más extremas.
- ✓ La presa fue clasificada en categoría B, es decir, la presa Vuelta de Tiro corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
- ✓ La utilización y operación óptima de la presa está condicionada por la capacidad actual de la obra de toma, que al ser la tubería tan pequeña impide que los usuarios puedan usar el agua almacenada, esto crea malestar en la comunidad, por lo que es primordial solucionar en primera instancia esta deficiencia.
- ✓ Se presentan filtraciones pero estas no se traducen en riesgos ni pérdidas económicas grandes.
- ✓ La absoluta falta de mantenimiento de la presa y sus obras complementarias, que después de 8 años de existencia no ha sido sometida a ningún trabajo de

mantenimiento rutinario ni preventivo, contribuye al deterioro rápido de la presa y amenaza su buen funcionamiento, acortando la vida útil de la estructura.

- ✓ Es necesario e importante dotar de asistencia técnica, durante uno o más periodos agrícolas, para realizar ajustes a la gestión del sistema de riego (derechos al agua, distribución, operación y mantenimiento) y apoyar a los beneficiarios en aspectos relacionados a la producción agrícola, principalmente de frutales, arveja, cebolla y papa. También, es importante apoyar en aspectos de conservación, transformación y comercialización de la producción agrícola.
- ✓ Se debe estudiar la posibilidad de incorporar riego tecnificado en la zona, para combinar riego por gravedad y por goteo y/o aspersión en cultivos de durazno, vid y frutilla, por las características favorables de la topografía del área regable y por el interés creciente en estos cultivos.
- ✓ Continuar incentivando y apoyando a un plan de manejo integral de cuenca que hasta ahora esta funcionando satisfactoriamente.
- ✓ La producción agrícola requiere de una actualización de los sistemas de producción o una adecuación de la tecnología de producción a la situación actual; para ello, es necesario dotar de asistencia técnica intensiva durante uno o dos periodos agrícolas.
- ✓ La falta de una estrategia de abastecimiento de insumos agropecuarios en la zona (Tipo Fondo Rotatorio), limita el mejoramiento de los sistemas de producción por las limitaciones económicas para un fácil acceso a insumos agropecuarios certificados, equipo y herramientas.

5.2 Recomendaciones

Se realizan las siguientes recomendaciones:

- ✓ A la brevedad posible gestionar la construcción de una estructura adicional para la explotación de la presa, y mejorar el sistema de conducción actual para mejorar la eficiencia de conducción y así disminuir las altas pérdidas que se generan en el sistema actual.

- ✓ Planificar el mantenimiento de las obras construidas como medidas de manejo de la cuenca, tales como forestación, medidas de control de la erosión y obras de retención de sedimentos, a fin de disminuir el excesivo ingreso de sedimentos al embalse.

- ✓ Organizar a los usuarios para lograr una eficiente gestión del sistema de riego, sobre todo en los trabajos de manejo de la cuenca y en la operación y mantenimiento del sistema.

- ✓ Se recomienda realizar las reparaciones necesarias al desfogue de fondo para hacer esta estructura operable.