

**UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA DE ENROCADO CON PANTALLA DE  
CONCRETO PARA REDUCIR EL DÉFICIT HÍDRICO DE LA C.H. SAN GABÁN II EN  
ÉPOCA DE ESTIAJE**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**RENAN ITALO FLORES MENDEZ**

**LIMA - PERÚ**

**2018**

Copyright © 2018 por Renan Italo Flores Mendez. Todos los derechos reservados.



## **Dedicatoria**

Con mucho amor hacia mi padre León Adriano Biceforo Flores Mejía y, mi madre Brígida Mendez Visitación, por ser mis guías para obtener mis metas profesionales.

## **Agradecimientos**

Agradezco al Ing. Raúl Hernán Calle Guerra y al Ing. Víctor Iber Sotelo Gonzales, integrantes de la Gerencia de Planeamiento de la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., por el apoyo en brindarme la información necesaria para la elaboración de la presente investigación.

Doy las gracias a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Federico Villarreal, por las enseñanzas y cátedras, en especial al Mg. Omart Demetrio Tello Malpartida, por su apoyo en el asesoramiento, revisión y aprobación de la presente investigación.

## Índice

Resumen .....	1
Abstract .....	2
Introducción .....	3
Capítulo 1 .....	4
Planteamiento del problema .....	4
1.1.    Realidad problemática .....	4
1.2.    Problema .....	6
1.2.1. Problema principal. ....	6
1.2.2. Problema Secundario. ....	6
1.2.3. Formulación del problema. ....	6
1.3.    Justificación .....	7
1.3.1. Justificación de la investigación.....	7
1.4.    Limitaciones.....	9
1.4.1. Limitación de la investigación. ....	9
1.5.    Objetivos de la investigación .....	9
1.5.1. Objetivo general .....	9
1.5.2. Objetivos específicos .....	9
Capítulo 2 .....	10
Marco teórico .....	10

2.1. Antecedentes .....	10
2.1.1. Desde cuando existe o se conoce el problema. ....	10
2.1.2. Estudios o investigaciones anteriores.....	10
2.2. Bases teóricas .....	15
2.2.1. Tipos de presas. ....	15
2.2.2. Según su forma o manera de transmitir las cargas. ....	16
2.2.3. Según los materiales empleados en su construcción.....	20
2.2.4. Según su aplicación.....	26
2.2.5. Criterios para el diseño de una presa.....	27
2.2.6. Factores para elegir el sitio de una presa. ....	28
2.2.7. Elementos para seleccionar el tipo de presa.....	30
2.2.8. Principales causas de fallas en una presa. ....	31
2.3. Definición de términos básicos .....	32
Capítulo 3 .....	34
Hipótesis.....	34
3.1. Formulación de hipótesis .....	34
3.1.1. Hipótesis principal. ....	34
3.1.2. Hipótesis secundarias. ....	34
3.2. Variables .....	34
3.2.1. Variables de la hipótesis principal. ....	34

3.2.2. Variables de las hipótesis secundarias. ....	35
3.3. Operacionalización de variables.....	36
3.3.1. Operacionalización de variables de la hipótesis principal. ....	36
3.3.2. Operacionalización de variables de las hipótesis secundarias. ....	37
Capítulo 4.....	38
Método .....	38
4.1. Diseño de la investigación .....	38
4.1.1. La descripción general de la cuenca y curso principal.....	38
4.1.2. El análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica.....	38
4.1.3. La oferta hídrica. ....	39
4.1.4. Los usos y demandas hídricas. ....	39
4.1.5. El transporte de sedimentos. ....	39
4.1.6. La simulación del embalse de la presa. ....	39
4.1.7. Las máximas avenidas.....	39
4.1.8. El plan de aprovechamiento del sistema San Gabán II. ....	40
4.1.9. El diseño hidráulico de la presa. ....	40
4.2. Material .....	41
4.2.1. Unidad de investigación.....	41
4.2.2. Población.....	41
4.2.3. Muestra.....	41

4.3. Métodos.....	41
4.3.1. Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos. ....	41
4.3.2. Validación de los instrumentos por juicio de expertos. ....	44
4.3.3. Técnicas de procesamiento de datos. ....	45
4.3.4. Técnicas de análisis e interpretación de la información.....	46
Capítulo 5.....	48
Caso de aplicación.....	48
5.1. Descripción del caso .....	48
5.1.1. Descripción general de la cuenca y curso principal. ....	48
5.1.2. Análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica. ....	60
5.1.3. La oferta hídrica. ....	81
5.1.4. Los usos y demandas de recursos hídricos.....	91
5.1.5. El transporte de sedimentos. ....	94
5.2. Evaluación del caso.....	99
5.2.1. El balance hídrico mensualizado.....	99
5.2.2. La simulación del embalse Ninahuisa.....	100
5.2.3. Las máximas avenidas.....	105
5.2.4. El plan de aprovechamiento del sistema San Gabán II. ....	110
5.2.5. El análisis de filtraciones de la presa. ....	117
5.2.6. El Análisis de estabilidad de taludes de la presa.....	127

5.2.7. Diseño hidráulico del aliviadero de la presa. ....	132
5.2.8. Diseño hidráulico de la toma de fondo de la presa. ....	143
Capítulo 6.....	158
Resultados .....	158
6.1. Descripción de resultados .....	158
6.1.1. La laminación en el embalse.....	158
6.1.2. La generación de energía en la CH. San Gabán II. ....	159
6.2. Tablas de resultados .....	159
6.3. Figuras de resultados.....	161
Conclusiones .....	163
Recomendaciones.....	164
Referencias.....	165
Anexos.....	170

## Resumen

La investigación se enfoca en el diseño hidráulico de una presa de enrocado con pantalla de concreto, ubicado en el cañón principal del río Ninahuisa, afluente del río Macusani; que suministrará agua regulada en época de estiaje a la C.H. San Gabán II. La variabilidad de caudales del río Ollachea, muestra un superávit hídrico durante 5 meses y un déficit hídrico durante 7 meses. Esta condición impide alcanzar el caudal de diseño de 19 m<sup>3</sup>/s, causando el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje. El diseño de la investigación está formado por una fase teórica y una fase de comprobación de actividades, basados en un enfoque cuantitativo a través de una investigación cuasi-experimental. En la presa, se realizaron 3 perforaciones diamantinas con ensayos de permeabilidad del tipo Lugeon y su cimentación se encuentra en roca relativamente competente con capacidad suficiente para soportar las estructuras propuestas, sin embargo, los valores de permeabilidad encontrados no garantizan la impermeabilidad de los mismos. Para ello, se propone la ejecución de una pantalla de inyecciones de impermeabilización debajo del plinto de la presa. El déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, se reduce en un volumen de 22 hm<sup>3</sup>, optado bajo los criterios de confiabilidad en volumen y tiempo, proyectando en ambos casos valores cercanos a 100% para evitar fallas en el abastecimiento del caudal de diseño.

**Palabras claves:** Déficit hídrico en centrales hidroeléctricas, presa de enrocado, Central Hidroeléctrica San Gabán II.

## Abstract

The research focuses on the hydraulic design of a rockfill dam with a concrete face, located in the main canyon of the Ninahuisa river, tributary of the Macusani river; that will supply regulated water during the dry season to the San Gabán II hydroelectric plant. The flow variability of the Ollachea river, shows a water surplus for 5 months and a water deficit for 7 months. This condition prevents reaching the design flow rate of 19 m<sup>3</sup>/s, causing the water deficit of the San Gabán II hydroelectric plant during the dry season. The research design consists of a theoretical phase and a phase of checking activities, based on a quantitative approach through quasi-experimental research. On the dam, 3 diamond perforations were performed with permeability tests of the Lugeon type and its foundation is in relatively competent rock with sufficient capacity to support the proposed structures, however, the permeability values found do not guarantee the impermeability of the same. For it, it's proposed to execute a screen of waterproofing injections under the plinth of the dam. The water deficit of San Gabán II hydroelectric plant during the dry season, it's reduced in a volume of 22 hm<sup>3</sup>, opted under the reliability criteria in volume and time, projecting in both cases values close to 100% to avoid failures in the supply of the design flow.

**Keywords:** Water deficit in hydroelectric power plants, rockfill dam, Hydroelectric Power Plant San Gabán II.

## Introducción

La investigación es pertinente para aportar nuevos conocimientos teóricos a la ingeniería civil en la materia del diseño hidráulico de presas, es conveniente para facilitar y agilizar los mecanismos básicos a realizar durante el diseño hidráulico de presas, es oportuna para generar un método simple que identifique, diagnostique, relacione y explique el diseño hidráulico de presas y es apropiada para incrementar la atención empresarial pública y/o privada de generar energía eléctrica mediante fuentes limpias a través de la implementación de presas.

La investigación posee como objetivos: Reducir el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, incrementar la relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje y disminuir la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.

En la investigación se emplearon técnicas e instrumentos de recolección de datos, validación de los instrumentos por juicio de expertos, técnicas de procesamientos de datos y técnicas de análisis e interpretación de la información para la delimitación de la cuenca, la recolección de los parámetros hidrológicos, la extracción de muestras de perforaciones diamantinas, la validación y procesamiento de pruebas geofísicas, la medición e interpretación de pruebas geoeléctricas y el tratamiento hidráulico de la cimentación por debajo de los límites de la permeabilidad baja.

La investigación se limitara al vaso y cañón principal del sitio de la presa, en la cuenca del río Ninahuisa, y aguas abajo a través de los ríos Macusani y Ollachea hasta la bocatoma de desvío de la C.H. San Gabán II.

El déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, se reduce en 22 hm<sup>3</sup>, la generación de energía de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, se incrementa en 28.12 GWh-año y la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en estiaje, disminuye en 2.90%.

## Capítulo 1

### Planteamiento del problema

#### 1.1. Realidad problemática

En el mundo, las energías renovables son críticas para atender los problemas del cambio climático, para crear nuevas oportunidades económicas, y proporcionar el acceso a la energía. Las energías renovables son un elemento importante para la adaptación al cambio climático, pues mejoraría la resistencia de los sistemas de energía existentes y garantizaría la entrega de servicios energéticos aún en condiciones climáticas inestables. Las energías renovables produjeron el 2013 un estimado de 19.1% del consumo mundial, mientras que el crecimiento en la capacidad y generación continuaron su expansión durante el 2014. El crecimiento sostenido, así como el incremento más esencial en capacidad de generación se dieron en el sector eléctrico, liderados por las energías hidráulica, eólica y fotovoltaica (Comunidad de Desarrollo de África Austral - Comisión Económica de las Naciones Unidas para Europa, 2015, pág. 6).

En Latinoamérica, mayoritariamente el sostén de las economías son las actividades extractivas, en cuya producción se usan ingentes volúmenes de agua. Las actividades económicas y la población tienden a situarse mutuamente. Esto amplía la competencia en cantidad, en calidad y oportunidad de uso de los escasos recursos hídricos. Dada la escasez de agua, la primera prioridad consiste en consolidar su administración, con un modelo hacia la integración sostenible de la gestión de los recursos hídricos y su uso en el desarrollo socioeconómico y la reducción de la pobreza (Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos, 2015).

En Perú, el derroche de los recursos hídricos y su conflictiva gestión viene estimulando el agotamiento de las disponibilidades, la disponibilidad hídrica se agudiza por la estacionalidad de

las precipitaciones y descargas de los ríos, representando un mayor reto para el uso sostenible de los recursos hídricos; ocasionando la sobreexplotación en las cuencas y acuíferos cada vez más arduos de solucionar. En estas condiciones, los déficits de abastecimiento de agua se constituyen en el factor potencial restrictivo más serio para la explotación de otros recursos y generar condiciones de vida satisfactorias. Se estima, que en los próximos años, la demanda y el consumo aumentaran considerablemente, debido al crecimiento de las áreas urbanas (Comisión Técnica Multisectorial - Ministerio de Agricultura, 2009)<sup>1</sup>.

La cuenca del río Madre de Dios concentra un porcentaje importante de los glaciares tropicales de los Andes Orientales, advirtiéndose en las últimas 4 décadas, una retirada permanente atribuible al calentamiento global, que repercute en la provisión de recursos hídricos para el consumo humano, la agricultura, la industria y la generación de energía eléctrica (Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos - Administración Local de Agua Maldonado, 2009).

La C.H. San Gabán II requiere un caudal de diseño de 19 m<sup>3</sup>/s para operar a su potencia nominal de 110 MW, caudal precitado disponible en los meses de avenida; sin embargo, en los meses de estiaje, el descenso del caudal origina una importante reducción del factor planta. De igual forma se necesita un mayor volumen de recursos hídricos disponibles para una mayor producción de energía eléctrica (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2015).

El presente estudio considera enfocarse en el diseño de una presa de regulación hídrica, ubicado en la subcuenca del río Ninahuisa, cabecera del río Macusani afluente del río Ollachea, para así suministrar agua regulada en los meses de estiaje a la C.H. San Gabán II, perteneciente a la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

---

<sup>1</sup> Conformada por R.M. N° 051-2007-PCM

## **1.2. Problema**

### **1.2.1. Problema principal.**

La variabilidad de caudales del río Ollachea, muy altos en época de avenida (diciembre - abril) y muy bajos en época de estiaje (mayo - noviembre). Esta situación actual recurrente muestra un superávit de agua durante 5 meses y un déficit de agua durante 7 meses durante los años de operación de la C.H. San Gabán II.

Esta condición existente impide alcanzar el caudal de diseño de 19 m<sup>3</sup>/s, en la bocatoma de captación de la C.H. San Gabán II; identificando como problema principal lo siguiente:

- El déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.

### **1.2.2. Problema Secundario.**

La C.H. San Gabán II requiere 139.1 hm<sup>3</sup> en promedio de agua regulada, dicha demanda de agua se logra parcialmente con los recursos hídricos naturales del río Ollachea, 5 lagunas embalsadas y la presa Pumamayo; construidos y operados por San Gabán S.A. Esta situación actual reduce su factor de planta y genera la disminución de su capacidad en época de estiaje.

Estas condiciones existentes en las que se genera energía eléctrica en la C.H. San Gabán II, identifica como problemas secundarios lo siguiente:

- La relativa generación de energía de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.
- La capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.

### **1.2.3. Formulación del problema.**

Continuando el plan de afianzamiento hídrico de la C.H. San Gabán II, y recogiendo la evidencia de una ligera disminución del volumen útil de los embalses de las lagunas y presas,

situación que debe revertirse con acciones en las cuencas de cada uno de los embalses, y con la implementación de una nueva presa de regulación hídrica en la subcuenca del río Ninahuisa.

Se formula el siguiente enunciado del problema identificado:

- ¿En qué medida el diseño hidráulico de una presa de enrocado con pantalla de concreto reducirá el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje?

### **1.3. Justificación**

#### **1.3.1. Justificación de la investigación.**

##### ***1.3.1.1. Teórica.***

Esta investigación es pertinente para aportar nuevos conocimientos teóricos a la ingeniería civil en la materia del diseño hidráulico de presas de regulación hídrica, como una nueva herramienta de búsqueda del conocimiento científico, cuyos resultados de esta investigación podrán sistematizarse para ser una propuesta integrada al conocimiento existente, puesto que se estaría probando que el incremento de presas en las cabeceras de las cuencas de las centrales hidroeléctricas contribuyen a incrementar su factor de planta y generación de energía eléctrica.

##### ***1.3.1.2. Práctica.***

Esta investigación es conveniente para facilitar y agilizar los mecanismos básicos a realizar durante el diseño hidráulico de presas de regulación hídrica. Dado que este tema no es muy conocido para los profesionales que gestionan y manejan los recursos hídricos de las cuencas, generando un bajo grado de experiencia de cómo encarar el desarrollo de los proyectos hidráulicos, motivando que las consultoras especializadas recurran a profesionales extranjeros o

busquen consorcios con otra de calidad mundial que les brinde los expertos para ejecutar el desarrollo de este tipo de proyectos.

#### ***1.3.1.3. Metodológica.***

Esta investigación es oportuna para generar un método simple que identifique, diagnostique, relacione y explique la elaboración de los proyectos de presas de regulación hídrica en sus diferentes fases y etapas. Permitiendo conocer información relevante que debe tomarse en gabinete y campo durante el planeamiento, elaboración y control de validez. Esto posibilitará crear un procedimiento adecuado para incrementar la oferta hídrica de las centrales hidroeléctricas en las cuencas de la vertiente hidrográfica del río Amazonas.

#### ***1.3.1.4. Social.***

Esta investigación es apropiada para incrementar la atención empresarial pública y/o privada de generar energía eléctrica, mediante fuentes limpias a través de la implementación de presas de regulación hídrica. Esto aportará en el mediano y largo plazo con la menor quema de combustibles fósiles, que destruyen la capa de ozono y generan el cambio climático. Facilitará la contribución en recursos hídricos a la cascada de centrales hidroeléctricas y ampliación de la frontera agrícola en la cuenca del río San Gabán. Coadyuvará a minimizar el impacto social que genera la implementación de una presa de regulación hídrica en las poblaciones existentes de su área de influencia.

## **1.4. Limitaciones**

### **1.4.1. Limitación de la investigación.**

La investigación se limitara al vaso y cañón principal del sitio de la presa, en la cuenca del río Ninahuisa, y aguas abajo a través de los ríos Macusani y Ollachea hasta la bocatoma de desvío de la C.H. San Gabán II. Se obtendrá las pruebas y datos de campo tomados en el pasado hasta el año 2015. Los métodos empleados serán según su tipología acorde a las normas nacionales, normas nacionales en proceso de homologación y normas internacionales. El financiamiento es en su totalidad con recursos propios.

## **1.5. Objetivos de la investigación**

### **1.5.1. Objetivo general**

- Reducir el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.

### **1.5.2. Objetivos específicos**

- Incrementar la relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje.
- Disminuir la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.

## **Capítulo 2**

### **Marco teórico**

#### **2.1. Antecedentes**

##### **2.1.1. Desde cuando existe o se conoce el problema.**

Se conoce el problema durante el desarrollo del Estudio de Factibilidad, Estudio Definitivo e Ingeniería de Detalle de la C.H. San Gabán II, elaborado desde diciembre de 1991 hasta marzo de 1993. Dado que los registros de caudales disponibles en el área cercana a la bocatoma de captación de la C.H. San Gabán II, eran menores al caudal de diseño de las obras de generación eléctrica. Sin embargo, al evaluarse la rentabilidad en las condiciones de avenida y estiaje generaba resultados positivos en el retorno de la inversión para un período de 30 años (Sistema Electrónico de Contrataciones del Estado, 2007, pág. 2).

No obstante, el problema real existe desde la puesta en operación plena de la primera turbina a partir de enero de 2000, mientras la segunda ingresó en operación en mayo de ese año, e interconectó al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN) el 14 octubre de 2000; lográndose alcanzar una producción del 77% de la generación de energía para que están diseñados los equipos. De aquella fecha hasta la actualidad, se ha dejado de percibir mayores ingresos por la venta de energía eléctrica, debido al déficit hídrico en los meses de estiaje (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2000).

##### **2.1.2. Estudios o investigaciones anteriores.**

***2.1.2.1. Estudio de Afianzamiento Hídrico del Río Macusani (Presa Macusani) (Sistema Electrónico de Contrataciones del Estado, 2007, pág. 1).***

Desde febrero de 1993 hasta diciembre de 1993, se elaboró el Estudio Definitivo e Ingeniería de Detalle que incluye un Estudio de Desplazamiento Poblacional para un volumen útil de 110 hm<sup>3</sup>. Proyectándose iniciar su construcción el año 1999, sin embargo; se vieron frustrados por la expansión urbana de la ciudad de Macusani, el alto costo de reubicación por incremento de población y las protestas sociales en contra del proyecto (CESEL S.A., 2016).

***2.1.2.2. Estudio de Afianzamiento Hídrico de la C.H. San Gabán II (Embalse de 5 Lagunas) (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 1999, pág. 34).***

En el año 1997, se elaboró su estudio de factibilidad, consistente en embalsar las lagunas Chungará, Parinajota e Isococha ubicadas en la cuenca del río Macusani y en la cuenca del río Corani, las lagunas Suytocochoa y Jaynuma; este último por no ofrecer condiciones geotécnicas apropiadas fue reemplazada por la laguna Chaumicochoa ubicada en la cuenca del río Macusani.

En marzo de 1999, se suscribió el contrato para la construcción de la primera etapa del plan de afianzamiento hídrico de la C.H. San Gabán II. Se concluyó en junio de 2001, mediante el aporte del embalse de cuatro lagunas (Chungará, Parinajota, Isococha y Chaumicochoa) en la cuenca del río Macusani y la laguna Suytocochoa en la cuenca del río Corani, con un volumen útil de 37.46 hm<sup>3</sup> (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2001).

En la C.H. San Gabán II, el volumen de agua requerido en época de estiaje es de 312 hm<sup>3</sup>; el aporte natural del río San Gabán es de 162.9 hm<sup>3</sup>; y con el aporte del embalse de 5 lagunas es de 37.46 hm<sup>3</sup> se reduce el déficit hídrico a 111.64 hm<sup>3</sup>. Para ello se continúa con nuevos proyectos de afianzamiento hídrico (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2005, pág. 42).

***2.1.2.3. Estudio de Embalse de Tres Lagunas en la Cuenca del Corani para el Afianzamiento Hídrico de la C.H. San Gabán II (Ministerio de Economía y Finanzas, 2003).***

En el año 2000, se elaboró el estudio a nivel de perfil, que consistía en embalsar cinco lagunas en la cuenca del río Corani, logrando su aprobación el 30 de junio de 2000.

En los años 2001-2004, se elaboró el estudio a nivel de prefactibilidad, consistente en embalsar las lagunas Quichu Suytocochoa, Saracocha, Suytocochoa-2, Asnacocha y Ccamara, ubicadas en la cuenca del río Corani para un volumen útil de 38 hm<sup>3</sup>; logrando su aprobación el 19 de noviembre de 2004.

En el año 2005, se elaboró el estudio a nivel de factibilidad para embalsar las cinco lagunas, mediante el cual se determinó embalsar las lagunas Ccamara, Punco Qucho, Saracocha y Quichu Suytocochoa y excluir la laguna Asnacocha; estimando un volumen útil de 32.5 hm<sup>3</sup>, y lograr su viabilidad el 12 de mayo de 2005.

En el año 2006, se elaboró el estudio a nivel de ingeniería de detalle para el embalse de cuatro lagunas, mediante el cual se determinó embalsar las lagunas Saracocha-Quichosuytocochoa, Ccamara y Suytocochoa 2 y excluir la laguna Punco Qucho; estimando un volumen útil de 23 hm<sup>3</sup>, y lograr su aprobación el primer trimestre de 2007 (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2007).

En diciembre de 2007, se suscribió el contrato para la construcción de la segunda etapa del plan de afianzamiento hídrico de la C.H. San Gabán II, iniciándose en el mes de abril de 2008, la construcción del embalse de 3 lagunas (Saracocha-Quichosuytocochoa, Ccamara y Suytocochoa 2) en la cuenca del río Corani, con un volumen útil de 24.5 hm<sup>3</sup>. En el mes de setiembre de 2008, se registró un avance acumulado de 5.48% con respecto a lo programado de 45.10%, debido al incumplimiento a las obligaciones contractuales, se resolvió el contrato, entrando a un proceso

de arbitraje pendiente de resolverse. Sigue persistiendo el déficit hídrico de 111.64 hm<sup>3</sup> (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2009, págs. 66-67).

***2.1.2.4. Estudio de Regulación del Río Pumamayo (Ministerio de Economía y Finanzas, 2003).***

En el año 2003, se elaboró el estudio a nivel de perfil, que consistía en embalsar las lagunas de Ajoyajota, Saytojota y Condoriquiña en el río Pumamayo; estimando un volumen útil de 15.15 hm<sup>3</sup>, y lograr su aprobación el 16 de noviembre de 2001.

En los años 2002 y 2003, se elaboró el estudio a nivel de prefactibilidad, se evaluó dos alternativas para aprovechar las aguas del río Pumamayo, siendo la más favorable embalsar la laguna Ajoyajota; estimando un volumen útil de 44.76 hm<sup>3</sup>, y lograr su aprobación el 29 de diciembre de 2003.

En los años 2005 y 2006, se elaboró el estudio a nivel de factibilidad, considerándose la alternativa única de ejecutar una presa en la laguna Ajoyajota; estimando un volumen útil de 40.00 hm<sup>3</sup>, y lograr su viabilidad el 5 de noviembre de 2007.

En los años 2010 y 2011, se elaboró el estudio a nivel de ingeniería de detalle para ejecutar una presa en la laguna Ajoyajota; concluyéndose para un volumen útil de 32 hm<sup>3</sup>, y lograr su registro el 4 de marzo de 2013 (Ministerio de Economía y Finanzas, 2013).

El 12 agosto de 2013, se inició la construcción de la presa Pumamayo con el embalse de laguna Ajoyajota en la cuenca del río Macusani para almacenar un volumen útil de 32 hm<sup>3</sup>. En el tercer trimestre de 2016, inicio su operación experimental para aportar agua en los meses de estiaje, y el déficit hídrico se ha reducido a 79.64 hm<sup>3</sup>, para ello es necesario realizar más proyectos de afianzamiento hídrico. Actualmente, se encuentra en proceso de levantamiento de

observaciones, pruebas de llenado y recepción final (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2016).

***2.1.2.5. Estudio de Aprovechamiento de la Quebrada Tupuri (Ministerio de Economía y Finanzas, 2003).***

En los años 2002 y 2003, se elaboró el estudio a nivel de perfil, que consistía en captar las aguas de la quebrada Tupuri hacia las obras de cabecera de la C.H. San Gabán II; estimando un aporte anual de 2 hm<sup>3</sup>, y lograr su aprobación el 18 de septiembre de 2001.

En el año 2004, se elaboró el estudio a nivel de prefactibilidad, consistente en analizar 3 alternativas, siendo la más favorable económicamente, desviar las aguas de la quebrada Tupuri hacia el embalse regulador de la C.H. San Gabán II; estimando un aporte anual de 4.5 hm<sup>3</sup> y 10 GWh/año, y lograr su aprobación el 2 de febrero de 2004.

En los años 2006-2013, se elaboró el estudio a nivel de factibilidad, consistente en aprovechar las aguas de las quebradas Tupuri y Supayhuayco para el incrementar la producción de la C.H. San Gabán II en 8,9 GWh/año, con un caudal adicional de 1.1 m<sup>3</sup>/s, y la instalación de una mini central hidroeléctrica de 2 MW que producirá una energía anual de 13.8 GWh/año, y lograr su viabilidad el 2 de junio de 2014.

En febrero de 2017, se aprobó la verificación de viabilidad e informe de consistencia del expediente técnico del Estudio Aprovechamiento de la Quebrada Tupuri, para aportar un estimado de 5 hm<sup>3</sup> en los meses de estiaje a la C.H. San Gabán II, y reduciría el déficit hídrico a 74.64 hm<sup>3</sup> (Ministerio de Economía y Finanzas, 2017).

El proyecto de elevación (encimado) de la laguna embalsada Isococha, se encuentra en evaluación para su ejecución (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2016, pág. 35).

### **2.1.2.6. Estado del arte.**

Los estudios anteriores han contribuido parcialmente a reducir el déficit hídrico, a través de la identificación de las lagunas de mayor capacidad de almacenamiento en las cuencas más cercanas para evitar una mayor evaporación del recurso hídrico por largos recorridos. La recolección de datos y extracción de muestras en sus vasos y ejes, que se complementen y corroboren principalmente con las cartas geográficas, mapas geológicos y estaciones meteorológicas. La capacidad de minimizar los impactos ambientales en el diseño y construcción e identificar los restos arqueológicos en superficie y profundidad. La disposición de la generadora con la población del área de influencia directa minimizando su impacto social a través de resolver sus problemas más urgentes. La instalación de estaciones meteorológicas por parte de la generadora para proporcionar una base de datos confiable que permitan predecir la capacidad de almacenamiento en los embalses y presas durante el año.

La utilidad es brindar la delimitación adecuada de una cuenca, la información apropiada de los parámetros hidrológicos, la recolección de datos y extracción de muestras a través de perforaciones diamantinas, de pruebas geofísicas, de pruebas geoeléctricas, y el tratamiento hidráulico de la infraestructura de la presa por debajo de los límites de la permeabilidad baja.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Tipos de presas.**

Existen numerosas clasificaciones, dependiendo de:

- Su forma o manera de transmitir las cargas a las que se ve sometida.
- Sus materiales utilizados en su construcción.
- Su aplicación.

Según su forma: de gravedad, de arco, de bóveda o doble arco, de contrafuertes y mixta (compuesto por varios tipos de formas).

Según sus materiales: de materiales sueltos (homogénea, de escollera, de núcleo de arcilla, con pantalla asfáltica, con pantalla de concreto), de enrocado con pantalla de concreto, de concreto (convencional o compactado con rodillo).

Según su aplicación: filtrante, de control de avenidas, de derivación y de almacenamiento.

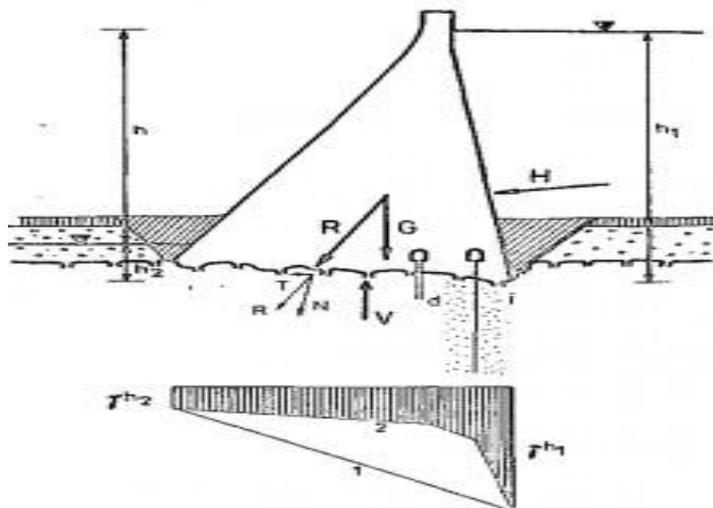
### **2.2.2. Según su forma o manera de transmitir las cargas.**

#### ***2.2.2.1. Presa de gravedad.***

Es aquella que depende por completo de su peso propio para asegurar su estabilidad, al absorber y transmitir el empuje del embalse hacia el suelo, por lo que éste debe ser muy estable para evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación. Su estructura lateral tiene la forma de un triángulo, con la base ancha que se va estrechando a medida se asciende hacia la parte superior. El grosor del dique a medida que aumenta la altura de la presa, se debe a que la presión en el fondo del embalse es mayor que en la superficie, en consecuencia la presa tendrá que soportar más presión en su base que en sus estribos. Constituyen las presas de mayor durabilidad y menor mantenimiento.

Dentro de las presas de gravedad se puede tener:

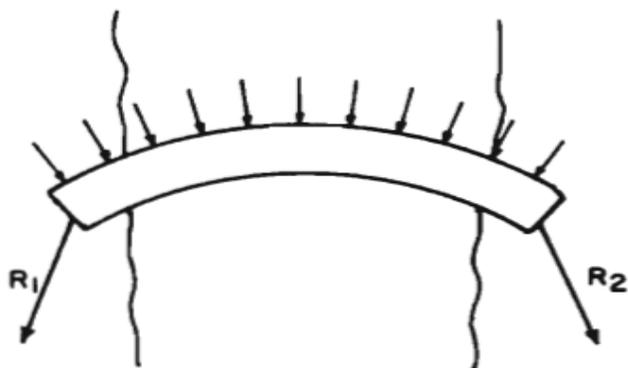
- Tierra homogénea, tierra zonificada, escollera, CFRD (grava con losa de concreto), de roca.
- Concreto tipo HRC (concreto compactado con rodillo) y concreto convencional.



*Figura 1.* Presa de gravedad. Fuente. (Horsky, 2003, pág. 9).

#### **2.2.2.2. Presa de arco.**

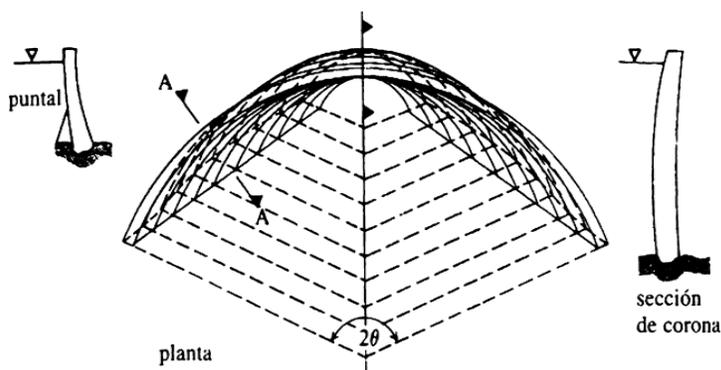
Es aquella que debido a su considerable curvatura aguas arriba se encarga de resistir el empuje del embalse. Transmite el empuje de forma muy concentrada hacia las laderas del cauce y no al lecho del cauce, se requiere que ésta sea de roca muy dura y resistente. Constituye la presa más innovadora en cuanto al diseño y necesita menor cantidad de concreto para su construcción.



*Figura 2.* Presa de arco. Fuente. (Canovás, 1998, pág. 35).

### 2.2.2.3. Presa de bóveda o doble arco

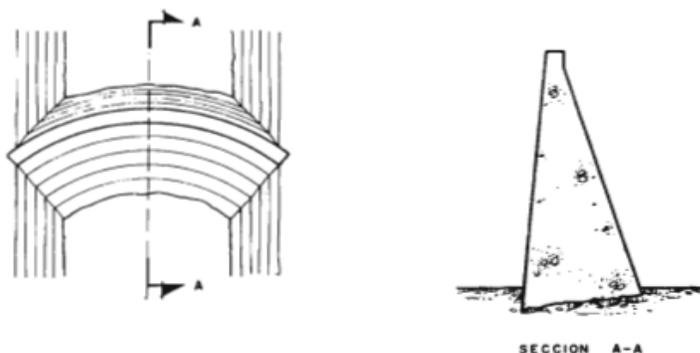
Es aquella que posee curvatura en el plano vertical y plano horizontal. Para conseguir sus complicadas formas se fabrican con concreto y demandan gran habilidad y experiencia de sus constructores que deben recurrir a sistemas constructivos atípicos.



**Figura 3.** Presa de doble arco. Fuente. (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001, pág. 127).

### 2.2.2.4. Presa de arco gravedad.

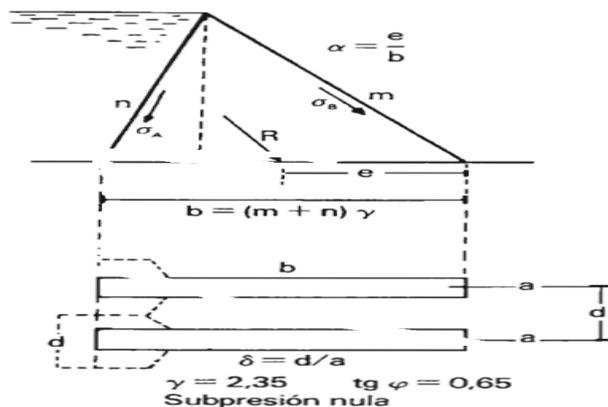
Combina características y una solución de compromiso de las presas de arco y las presas de gravedad. Tiene forma curva para dirigir la mayor parte del empuje contra las paredes de un cañón o un valle, que sirven de apoyo al arco de la presa. El dique tiene más espesor en la base y el peso de la presa permite soportar parte del empuje del agua. Este tipo de presa consume menor volumen de relleno que una presa de gravedad.



**Figura 4.** Presa de arco gravedad. Fuente. (Canovás, 1998, pág. 279).

### 2.2.2.5. Presa de contrafuertes o aligerada.

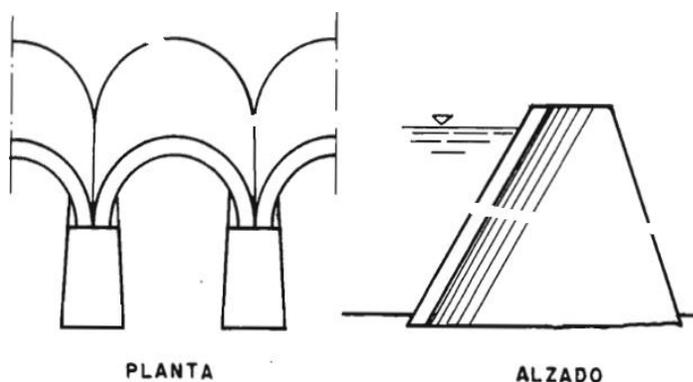
Es aquella en la que domina el contrafuerte para reducir los materiales de construcción, para reducir la subpresión y aminorar los efectos térmicos al aumentar la superficie. El embalse empuja la presa pero los contrafuertes reaccionan en dirección contraria y evitan el volteo de la presa, y que el peso de la presa de contrafuerte empuja la estructura hacia abajo dentro del suelo.



**Figura 5.** Presa de contrafuertes. Fuente. (Canovás, 1998, pág. 261).

### 2.2.2.6. Presa de bóveda múltiple.

Es aquella constituida por una serie de contrafuertes, que resisten por gravedad el empuje del embalse que les transmite una fracción del peso del agua por contacto directo a cada bóveda.



**Figura 6.** Presa de bóveda múltiple. Fuente. (Canovás, 1998, pág. 258).

### **2.2.3. Según los materiales empleados en su construcción.**

#### ***2.2.3.1. Presas de material suelto.***

Consisten en un relleno de tierras, que aportan la resistencia necesaria para soportar el empuje de las aguas. Los materiales más usados en su construcción son rocas, gravas, arenas, limos y arcilla, aunque dentro de todos estos los más destacados son las rocas y las gravas. Estas presas tienen componentes muy permeables, por lo que es imprescindible adicionarles un material impermeabilizante. Estas estructuras soportan siempre por gravedad, pues la débil cohesión de sus materiales no les permite transferir los empujes del agua a la cimentación y taludes. Este elemento puede ser arcilla (ubicado en el centro del relleno) o una pantalla de concreto, sito en el centro del cuerpo de la presa o aguas arriba de ella. Estas presas tienen el inconveniente al ser rebasadas por las aguas en una avenida, corren el peligro de desmoronarse y arruinarse.

#### ***2.2.3.2. Presas de enrocado con pantalla de concreto.***

Se diferencia de las presas de material suelto por su forma de construcción y trabajo estructural. El elemento de contención del agua es un dique formado por fragmentos de roca de varias dimensiones, que soportan en el lado del embalse una pantalla de concreto como elemento impermeable. La pantalla está apoyada en la cimentación a través de un elemento de transición llamado plinto, que soporta a las inyecciones de consolidación y/o anclajes.

El diseño de las presas de enrocado con pantalla de concreto es semejante para todas de su tipo, consta de tres partes principales: El plinto, la zona de enrocamiento del dique y la pantalla de concreto; además es importante mencionar las juntas entre las losas y de éstas con el plinto, los tratamientos que se le dan a la roca de cimentación y de las laderas para prolongar el plano del cuerpo principal y últimamente el parapeto.

#### 2.2.3.2.1. *El plinto*

Es la zapata de concreto que une a la pantalla de concreto con la roca del terreno, es una losa gruesa construida sobre la roca del terreno en un ancho de 5 a 8 m y un espesor de 40 a 80 cm, a través de la cual se efectúan las inyecciones de consolidación y recubrimiento de la roca.

El plinto se cimenta perimetralmente, después se rellena el material del cuerpo principal de la presa y por último se vacía la losa gruesa, el contacto entre ésta y el plinto se nombra junta perimetral y es de especial atención para impedir cualquier tipo de filtración de agua una vez que el embalse este a su máxima capacidad.

Es importante cimentar el plinto sobre roca en buenas condiciones para asegurar su continuidad con la pantalla de concreto, en el caso de hallar discontinuidades importantes que puedan perjudicar el equilibrio de la presa, deberán ser aplicadas con concreto dental. Es un requisito fundamental el asegurar un adecuado desbroce de las laderas previo a la cimentación del plinto. Sin embargo, existen ocasiones, en donde se ha aceptado un diseño acertado basado en cimentar el plinto encima de la capa aluviónica en el fondo del cauce, lo cual es realmente exitoso en casos en que el espesor de la capa aluviónica es tal que la excavación para ubicar roca sana beneficia económicamente o es técnicamente improbable.

Una forma de determinar el ancho del plinto de manera empírica ha sido adoptar  $0.05xH$ , en donde H es la altura máxima de la presa, en roca fragmentada o de pobre calidad es común adoptar  $0.1xH$ , la cantidad mínima aceptada para el ancho del plinto es de 3 m.

El trazo y la geometría del plinto están determinados por las características topográficas, limitaciones geológicas y condiciones geotécnicas del sitio de la presa.

#### 2.2.3.2.2. *La zona de enrocamiento de la presa*

Es el volumen de roca que da equilibrio a la presa y ejerce de sostén a la pantalla de concreto. Genéricamente se busca aprovechar los resultados de la excavación de otras partes de la presa como el pique vertical y túnel de herradura del aliviadero de demasías y la toma de fondo, con el fin de reducir los costos de transporte de materiales desde las canteras ubicados en lugares alejados del sitio de la presa. El cuerpo de la presa es el elemento estructural a través de un comportamiento monolítico del enrocado, está graduada a fin de tomar la carga hidráulica del embalse con mínimos asentamientos y brindar garantías al elemento estructural ante la probabilidad de flujo en ocurrencias de filtraciones por la pantalla de concreto.

Comúnmente está formado por 4 materiales, clasificados por su función estructural y ubicación para evitar filtraciones en el cuerpo de la presa:

- Material 1: Trabaja como soporte a la pantalla de concreto. Su granulometría proporciona poseer una buena compactación y baja permeabilidad.
- Material 2: Se ubica como una faja delgada en toda la extensión de la junta perimetral, entre el plinto y la pantalla de concreto, sitio con mayores posibilidades de filtraciones.
- Material 3: Es el elemento estructural de la presa, puede fraccionarse relleno el material más deformable y de mejor recubrimiento en el trecho aguas arriba y el material de menor calidad aguas abajo y en la zona muerta de la presa.
- Material 4: Está conformado por la zona de enrocado grueso de menor deformabilidad y dotar de seguridad al talud de aguas abajo.

#### *2.2.3.2.3. La pantalla de concreto*

Es de vital importancia en el diseño de las presas de enrocado con pantalla de concreto, pues es la que da la impermeabilización a la presa, la pantalla debe ser proyectada para adaptarse a las deformaciones del enrocamiento, no se diseña para soportar el empuje del agua, sino como una lámina cuya deformación e impermeabilización tengan el mismo comportamiento de la zona de enrocamiento de la presa.

Dado que el concreto no puede tolerar ciertas deformaciones sin fracturarse, es un reto diseñar la pantalla de concreto con juntas que disipen los desplazamientos, dichas juntas deberán estar provistas de sellos que impidan el tránsito del agua del embalse al Material 1.

Si bien las filtraciones perceptivamente deben ser prevenidas, hay situaciones en que resultan inevitables y pueden ser adoptadas, ya que en general se ha observado que no arriesgan la seguridad de la pantalla de concreto.

El procedimiento de vaciado es en franjas verticales de 15 m de ancho en vaciados continuos con encofrado deslizante para reducir el número de juntas horizontales. El diseño de la pantalla de concreto está íntimamente ligada a la forma deformada del enrocamiento, en teoría aplicando la deformación a la losa se pueden obtener los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y carga axial) y de esta manera proponer el espesor de la pantalla de concreto y los armados.

#### *2.2.3.2.3. Las juntas*

Los materiales y los diseños de las juntas han evolucionado de proyecto en proyecto de una manera empírica. Habitualmente las presas erigidas con enrocamiento sin compactar emplearon

sellos de cobre en todas las juntas, aunque éstas colapsaron por la cantidad de movimientos de las juntas.

Con el paso del tiempo se usó una estructura de doble sello en el que se alojaba la lámina de cobre al fondo de la junta y en la parte central una banda de PVC. Esta estructura ha funcionado con el paso del tiempo hasta la actualidad.

En medio de la pantalla de concreto y el plinto se ubican las siguientes juntas:

- Junta perimetral: Es la junta de roce y fricción entre la pantalla de concreto y el plinto.
- Juntas verticales de expansión: Entre franjas verticales, cercanas a las laderas son las que seguramente tendrán un movimiento de apertura debido a la forma en que se deformará el relleno de enrocado.
- Juntas verticales de compresión: Esta ubicada entre las franjas verticales, en la zona central de la presa, son las que posiblemente tendrán un desplazamiento de cierre.
- Juntas horizontales: Son las juntas constructivas entre etapas de vaciado de la pantalla de concreto.
- Junta entre la losa de concreto y el parapeto: Se coloca para independizar los movimientos de cada una de estas estructuras.

#### *2.2.3.2.4. El parapeto*

El parapeto es el muro de concreto armado sobre la corona y que determina la altura máxima de la presa. En general se diseña para colocar un camino vehicular en la corona de la presa, por lo que es importante determinar el ancho óptimo de corona pues esto influirá en el volumen total de la presa. Si el parapeto es de baja altura, prácticamente no contribuye, aun a medida que es más alto, permite una reducción importante de material. En consecuencia, la altura del parapeto

no debe encarecerse, en específico en zonas de alta sismicidad, pues en esa zona las aceleraciones telúricas se magnifican notablemente.

Los parapetos se proyectan como muros de concreto armado en voladizo sujetos al empuje del embalse, en las zonas sísmicas deberán estimarse los efectos de la oscilación y la aplicación de las cargas hidrostáticas.

#### *2.2.3.2.5. Los tratamientos*

Una vez cimentado el plinto se instalan las inyecciones, y los tratamientos son de tres tipos:

- **Tratamiento superficial:** Se realiza sobre la roca, debajo del plinto y en sus cercanías, que estriba en vaciar de concreto dental en los agujeros que se encuentren en la excavación requerido a fallas locales. Cuando se posee el material excesivamente disturbado o triturado se emplea concreto lanzado o shotcrete, que permite ser complementado con malla electrosoldada y aditivos para el concreto para incrementar su manipulación.
- **Inyecciones de consolidación:** Se efectúan en las capas superficiales (hasta 5 m de profundidad) y se proyectan de acuerdo a las condiciones de la roca expuesta del sitio de la presa.
- **Inyecciones profundas:** Se realizan en los estratos profundos, entre  $1/3xH$  y  $2/3xH$  de la altura máxima del embalse, supeditados a la calidad de la roca.

#### *2.2.3.3. Presas de concreto.*

Son muy utilizadas en países desarrollados ya que con éste material se pueden elaborar construcciones estables y duraderas; dado que su cálculo es bastante fiable frente a las producidas en otros materiales. Usualmente, todas las presas de tipo gravedad, arco gravedad,

arco y de contrafuertes están contruidos de este material. En contraste, algunas presas pequeñas y las más antiguas son de ladrillo, de sillería y de mampostería.

#### **2.2.4. Según su aplicación.**

##### ***2.2.4.1. Presas filtrantes o diques de retención.***

Son aquellas que tienen la función de retener sólidos, desde material fino hasta rocas de gran tamaño, transportadas por torrentes en áreas montañosas, permitiendo sin embargo el paso del agua ( Fundación Wikimedia Inc., 2017).

##### ***2.2.4.2. Presas de control de avenidas.***

Son aquellas que tienen la función de laminar el caudal de las avenidas, con fin de no causar daño a los terrenos situados aguas abajo de la presa en casos de fuerte tormenta ( Fundación Wikimedia Inc., 2017).

##### ***2.2.4.3. Presas de derivación.***

Son aquellas cuyo objetivo principal es elevar la cota del agua para hacer factible su derivación, controlando la sedimentación del cauce de forma que no se obstruyan las bocatomas de derivación. En general, son de baja altura ya que el almacenamiento del agua es un objetivo secundario ( Fundación Wikimedia Inc., 2017).

##### ***2.2.4.4. Presas de almacenamiento.***

Son aquellas cuyo objetivo principal es retener el agua para su uso regulado en irrigación, generación eléctrica, abastecimiento a poblaciones, recreación o navegación, formando grandes vasos o lagunas artificiales ( Fundación Wikimedia Inc., 2017).

### **2.2.5. Criterios para el diseño de una presa.**

- La presa, la cimentación, los estribos y taludes deben ser estables para soportar la carga máxima originada por el embalse con sismo, para evitar deslizamientos y distorsiones de esfuerzos de corte en la presa y su cimentación.
- El relleno, incluido la cimentación, deben ser impermeables, siendo necesario considerar los medios para controlar las fugas que aseguren el funcionamiento con plena seguridad para mantener la capacidad de embalse. Los movimientos diferenciales entre el vaso y la presa, originan la erosión interna oculta y la migración de materiales finos a través de las grietas del relleno.
- El borde libre debe ser suficiente alto para impedir, que las olas rebosen sobre la corona durante un sismo, evitando el asentamiento y colapso del relleno. La pérdida del borde libre también puede ser ocasionada, por movimientos relativos entre el vaso y la presa, debido al desplazamiento de fallas geológicas locales.
- El aliviadero de demasías y toma de desagüe deben poseer una capacidad suficiente que, impida cualquier desbordamiento del embalse en caso de avenidas extremas, con riesgo de erosión externa y desprendimientos en el relleno.
- Los gradientes hidráulicos, la presión de infiltración y las velocidades de infiltración dentro y bajo la presa deben, por tanto, restringirse a niveles aceptables para los materiales del relleno.
- Las pendientes de los taludes deben ser, por tanto, suficientemente planas para asegurar que los esfuerzos internos del cuerpo de la presa y la cimentación se mantengan dentro de límites permisibles.
- La valoración del medio ambiente.

### **2.2.6. Factores para elegir el sitio de una presa.**

Un sitio óptimo para un embalse debe cumplir ciertos requisitos funcionales y técnicos. La conveniencia funcional de un sitio se rige por el balance entre sus características naturales específicas y el propósito del embalse. La conveniencia técnica se establece por la presencia de un sitio para la presa, la disponibilidad de materiales apropiados para su construcción y por la integridad de la garganta del embalse con respecto a filtraciones. Las características hidrológicas y geológicas o geotécnicas de la cuenca y del sitio son los factores determinantes para establecer la conveniencia técnica de un sitio para un embalse. Se debe añadir una evaluación anticipada de los impactos ambientales, ocasionados por la construcción y operación de la presa (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001, pág. 19).

Se conducen investigaciones adicionales sobre el cañón del embalse principalmente para confirmar su integridad con respecto a la retención del agua. Una valoración geológica detallada es necesaria para este propósito, particularmente en formaciones cársticas y con dificultades similares y en áreas con historia de actividad minera. . La calidad de la cimentación se determina por la estabilidad, la capacidad portante, la deformabilidad y la impermeabilidad efectiva. De ser necesario, se realizan estudios en las orillas de los embalses para confirmar la estabilidad de áreas potencialmente vulnerables.

En paralelo con estas investigaciones, se requieren estudios extensos y detallados a fin de establecer la localización y la extensión de las fuentes para los materiales potenciales de construcción en sitios razonablemente próximos. El interés puede abarcar desde materiales impermeables de suelos cohesivos hasta arenas y gravas apropiadas en los rellenos permeables o como agregados del concreto. También se puede obtener roca triturada de las excavaciones realizadas en los trabajos subterráneos asociados al proyecto.

Asimismo, las consideraciones económicas y los costos de los materiales de construcción condicionan la viabilidad general del sitio. La sismicidad, los costos de las instalaciones de acceso y otras restricciones locales que incluyen aspectos ambientales influyen también en las decisiones.

En resumen, las investigaciones sobre el sitio de la presa requieren de una planeación cuidadosa y una inversión considerable de tiempo y recursos. Cuando sea posible, técnicas de ensayos in situ y de campo deben emplearse para complementar el programa de laboratorio.

Asimismo, se detallan una serie de factores a tomar en cuenta para elegir el sitio de la presa:

Un sitio favorable es generalmente una sección estrecha de un valle, de pendientes laterales fuertes, donde se pueda disponer de un gran embalse con una pequeña presa, optimizando así la eficiencia de la inversión.

Otro sitio adecuado es la disponibilidad de material aceptable para la construcción de una presa. Hay una relación directa entre la disponibilidad de materiales en el sitio y el diseño de la sección de la presa a construir. Este diseño debe optimizar el uso de los materiales disponibles en la cercanía del sitio elegido. Esto debe tenerse presente a la hora de planificar excavaciones para las áreas de préstamo o canteras de materiales para la construcción de la presa.

Otro sitio propicio es que los suelos del vaso tengan un horizonte impermeable de espesor suficiente para prevenir una excesiva infiltración. Las características del material del terreno en profundidad también son importantes, si, se quiere una presa segura, conviene que se construya sobre terrenos impermeables además de resistentes. Pueden construirse presas sobre terrenos permeables, siempre y cuando el diseño tenga en cuenta este aspecto específicamente.

Se deben evitar sitios que generen grandes áreas de embalse de poca profundidad porque se produce una excesiva evaporación y beneficia el probable desarrollo de vegetales acuíferos que son perjudiciales para la calidad de las aguas.

No es conveniente ubicar la represa en lugares donde existan viviendas permanentes o instalaciones de importancia junto al cauce dentro del área afectada ante una eventual falla de la presa.

### **2.2.7. Elementos para seleccionar el tipo de presa.**

Con distintas soluciones de presa, se puede alcanzar la plena seguridad, para ello debe analizarse y evaluarse varias soluciones a través de criterios técnicos, económicos medioambientales, socioculturales, constructivos, operativos y mantenimiento para obtener la mejor solución que se adapta a las características del sitio, teniendo en cuenta que, al reducirse el volumen de la presa, se reducen los costos de construcción y los plazos de ejecución.

La composición de la garganta puede condicionar la selección del tipo de presa, la ausencia de roca sana a profundidad razonable impedirá la cimentación de una presa de concreto y condicionará la selección de una presa de materiales sueltos y, a su vez, la disponibilidad de rocas o suelos guiará los que han de utilizarse (Canovás, 1998, pág. 78).

- Valle ancho con depósito profundo de permeabilidad alta de más de 5 m de profundidad es apropiado para presas de relleno de tierra.
- Valle intermedio con depósito de permeabilidad mediana es apropiado para presas de relleno, de gravedad o contrafuerte.
- Valle angosto con laderas pronunciadas y poco depósito de permeabilidad baja es apropiada para presas de arco, de bóveda o de enrocado.
- Valle con profundidad irregular de depósitos de permeabilidad variable es apropiado para soluciones mixtas de presa de relleno de tierra con vertedero de concreto.

**Tabla 1**  
*Características de cada tipo de presa*

Tipo de presa	Características de cimentación
De relleno de tierra	Apropiada para cimentaciones en rocas, puede aceptar asentamientos diferenciales limitados dado un núcleo relativamente ancho y plástico. Esfuerzos de contacto bajo.
De enrocado	Preferible en cimentaciones de roca, puede aceptar calidad variable y meteorización limitada.
De gravedad	Aceptable para rocas de meteorización limitada. Hay que verificar discontinuidades en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderados.
De contrafuerte	Apropiada para cimentaciones de roca firme, pero con esfuerzos de contacto más altos. Ahorro relativo de concreto con respecto a las presas de gravedad entre 30% y 60%.
De arco y bóveda	Apropiada para cañones angostos, sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en su cimentación y, de manera especial, en los estribos. Carga alta en los estribos.

*Fuente: (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001, pág. 30).*

### **2.2.8. Principales causas de fallas en una presa.**

Las principales causas de fallas por colapso de una presa son:

- Por diseño erróneo del aliviadero de demasías ocasionando el rebose sobre la corona, rotura del relleno por erosión externa y asentamiento.
- Por diseño erróneo del cuerpo de la presa, ocasionando el arrastre de materiales finos, asentamiento del relleno por erosión interna y canalización.

- Por fallas en la compactación debajo de la descarga de fondo y falta de mantenimiento en la toma.
- Por fallas en la cimentación, ocasionado por falta de capacidad de desplante para soportar el relleno y asegurar la estabilidad.
- Por fallas de inestabilidad geológica, originando desplazamientos longitudinales y verticales del relleno.
- Déficit manejo de la operación del embalse y operación de compuertas.

### **2.3. Definición de términos básicos**

Los términos que componen el sistema presa-embalse son los siguientes:

- Caudal turbinable: Es el caudal que se mide al ingreso del canal de conducción de las obras de cabecera de una central hidroeléctrica.
- Caudal turbinado: Es el caudal que se mide a la salida de las obras en caverna de una central hidroeléctrica.
- Caudal de descarga: Es el caudal que se mide en las obras de descarga de una presa.
- Cimentación o fundación: Es la parte de la estructura de la presa, a través del cual se transmiten las cargas al terreno, tanto las producidas por el empuje como el peso propio de la estructura.
- Compuerta o ataguía: Son los dispositivos mecánicos-hidráulicos destinados a regular el caudal de agua a través de la presa.
- Corona o cresta: Es la superficie superior del dique que delimita la presa con una vía funcional.

- Desagüe de fondo o descarga de fondo: Es una estructura hidráulica, que permite mantener el caudal ecológico aguas abajo de la presa en periodo de avenidas y vaciar la presa en eventos extraordinarios.
- Embalse: Es el volumen de agua almacenado por la presa.
- Estribos o empotramiento: Es la estructura lateral del dique que se apoya en la ladera y/o pared del cauce.
- Garganta y/o vaguada y/o hondonada y/o cañada: Es el punto exacto de la cuenca donde se construye la presa.
- Presa y/o dique y/o muro: Es una estructura hidráulica fabricada con piedra, concreto o materiales sueltos, que se construye en una vaguada o desfiladero, cruzando un curso de agua, río o arroyo para retener el agua y así controlar el caudal.
- Talud, cara o paramento: Es la superficie inclinada que delimita el cuerpo de la presa, el interior o de aguas arriba, que está en contacto con el agua, y el exterior o de aguas abajo.
- Toma: Es una estructura hidráulica, pero de menor tamaño, que permite extraer y conducir el agua de la presa hacia el uso asignado, como puede ser abastecimiento a una central hidroeléctrica o a una ciudad.
- Vaso: Es la superficie de la cuenca a inundarse por agua almacenada.
- Vertedero o aliviadero de demasías: Es la estructura hidráulica que atraviesa el agua excedentaria durante las avenidas.

## Capítulo 3

### Hipótesis

#### 3.1. Formulación de hipótesis

##### 3.1.1. Hipótesis principal.

La siguiente hipótesis surge del problema principal, que mejorará un estado o situación, previo análisis y evaluación a fondo de la revisión de la teoría adoptada:

- “Un buen diseño hidráulico de una presa de enrocado con pantalla de concreto, reduciría el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje”.

##### 3.1.2. Hipótesis secundarias.

Las siguientes hipótesis surgen de los problemas secundarios, que mejoraran un estado o situación, previo análisis y evaluación a fondo de la revisión de la teoría adoptada:

- “La descarga regulada de una presa, incrementaría la relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje”.
- “El incremento del caudal turbinable, disminuiría la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje”.

#### 3.2. Variables

##### 3.2.1. Variables de la hipótesis principal.

###### 3.2.1.1. *Variable independiente.*

Es el atributo, propiedad o característica cuyo cambio da como resultado el cambio de la variable dependiente. Así tenemos:

- “El diseño hidráulico de una presa”.

### ***3.2.1.2. Variable dependiente.***

Es el atributo, propiedad o característica que pensamos que cambia mediante la manipulación de la variable independiente. Así tenemos:

- “El déficit hídrico”.

### ***3.2.1.3. Variable interviniente.***

Es la que especifica la condición o requisito para que la variable independiente y dependiente tome su correspondiente valor. Así tenemos:

- “C.H. San Gabán II”.

## **3.2.2. Variables de las hipótesis secundarias.**

### ***3.2.2.1. Variables independientes.***

Son los atributos, propiedades o características cuyos cambios da como resultado el cambio de las variables dependientes. Así tenemos:

- “La descarga regulada”.
- “El caudal turbinable”.

### ***3.2.2.2. Variables dependientes.***

Son los atributos, propiedades o características que pensamos que cambian mediante la manipulación de las variables independientes. Así tenemos:

- “La generación de energía”.

- “La capacidad instalada ociosa”.

### 3.2.2.3. Variables intervinientes.

Son las que especifican las condiciones o requisitos para que las variables independientes y dependientes tomen sus correspondientes valores. Así tenemos una sola variable interviniente para las hipótesis secundarias:

- “C.H. San Gabán II”.

## 3.3. Operacionalización de variables

En los anexos se muestra la matriz de consistencia de la investigación (ver tabla 52).

### 3.3.1. Operacionalización de variables de la hipótesis principal.

Se tiene el cuadro de operacionalización de variables de la investigación cuasi-experimental.

**Tabla 2**

*Cuadro de operacionalización de variables de la hipótesis principal*

Variable de caracterización	Indicador	Medición	Rango de variabilidad
Independiente: El diseño hidráulico de una presa.	La capacidad de laminación de avenidas.	% en caudales.	>50%
Dependiente: El déficit hídrico.	Volumen.	hm <sup>3</sup>	3 – 5 hm <sup>3</sup>
Interviniente: C.H. San Gabán II.	Unidad.	Und	---

*Fuente:* Elaboración propia.

### 3.3.2. Operacionalización de variables de las hipótesis secundarias.

Se tiene el cuadro de operacionalización de variables de la investigación cuasi-experimental.

**Tabla 3**

*Cuadro de operacionalización de variables de la primera hipótesis secundaria*

Variable de caracterización	Indicador	Medición	Rango de variabilidad
Independiente: La descarga regulada.	Caudal.	m <sup>3</sup> /s	0.5 – 1 m <sup>3</sup> /s
Dependiente: La generación de energía.	Producción anual.	GWh	3.5 – 5 GWh
Interviniente: C.H. San Gabán II.	Unidad.	Und	---

*Fuente:* Elaboración propia.

**Tabla 4**

*Cuadro de operacionalización de variables de la segunda hipótesis secundaria*

Variable de caracterización	Indicador	Medición	Rango de variabilidad
Independiente: El caudal turbinable.	Caudal.	m <sup>3</sup> /s	0.5 – 1 m <sup>3</sup> /s
Dependiente: La capacidad instalada ociosa.	Factor de planta.	% en energía	2% – 5%
Interviniente: C.H. San Gabán II.	Unidad.	Und	---

*Fuente:* Elaboración propia.

## **Capítulo 4**

### **Método**

#### **4.1. Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación está formado por una fase teórica (diseño bibliográfico) y una fase de comprobación de actividades (diseño de campo), basados en un enfoque cuantitativo a través de una investigación cuasi-experimental para brindar una solución a las interrogantes planteadas en la definición del problema y verificar las hipótesis planteadas.

A continuación se detalla los procesos y alcances del diseño de la investigación:

##### **4.1.1. La descripción general de la cuenca y curso principal.**

Se precisará la ubicación y delimitación del área de estudio, la accesibilidad y vías de comunicación al área de estudio, la fisiografía y geología del área de estudio y el inventario de las fuentes e infraestructura hidráulica del área de estudio.

##### **4.1.2. El análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica.**

Se desarrollará el análisis de las variables meteorológicas, el tratamiento de la información pluviométrica, el análisis de la precipitación completada y consistente y el tratamiento de la información hidrométrica.

#### **4.1.3. La oferta hídrica.**

Se desarrollará el análisis de precipitación-escorrentía través del balance hidrológico del modelo WEAP y la generación de descargas en los puntos de interés a través del modelo WEAP ya calibrado.

#### **4.1.4. Los usos y demandas hídricas.**

Se considerará el caudal ecológico aguas abajo de la presa para el tramo comprendido entre el sitio de la presa y la confluencia con el río Macusani y el uso energético en la C.H. San Gabán II.

#### **4.1.5. El transporte de sedimentos.**

Se desarrollará el cálculo del transporte de sedimentos para obtener el volumen muerto de la presa a través de un modelo de sustancia sólida.

#### **4.1.6. La simulación del embalse de la presa.**

Se desarrollará la simulación operación del embalse de la presa a paso de tiempo y los criterios de aceptación en relación a porcentajes de confiabilidad en volumen y tiempo a través del modelo WEAP.

#### **4.1.7. Las máximas avenidas.**

Se desarrollará la precipitación máxima para diferentes periodos de retorno a través del ajuste de los datos disponibles del área de estudio, el tiempo de concentración a través de un método directo, la avenida de diseño para calcular el caudal máximo para un tiempo de retorno según el grado de importancia de la estructura a través del método del Hidrograma Unitario Sintético

desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de EE.UU., la laminación en el embalse para calcular el caudal de salida, la carga sobre el aliviadero de demasías y la capacidad de laminación de avenidas con el uso de la curva elevación-volumen así como a través de un modelo de simulación hidrológica desarrollado por la Soil Conservation Service (SCS) de EE.UU.

#### **4.1.8. El plan de aprovechamiento del sistema San Gabán II.**

En base al modelo precipitación-escorrentía se efectuará el modelamiento la vertiente de la cuenca hasta la captación de la C.H. San Gabán II; mediante la distribución del uso del suelo, las series de precipitación para cada subcuenca y datos climáticos de las estaciones meteorológicas cercanas al área de estudio para calcular el incremento en la generación de energía y el factor de planta en la C.H. San Gabán II.

#### **4.1.9. El diseño hidráulico de la presa.**

Se desarrollará el análisis de filtración, tanto a través del cuerpo de presa como de su cimentación, con el fin de determinar gradientes y caudales de filtración; a continuación, efectuar el análisis de estabilidad de taludes de aguas arriba y aguas abajo para verificar que su resistencia al corte brinde factores de seguridad apropiados en relación a las fuerzas actuantes. Asimismo, los diseños hidráulicos del aliviadero de demasías, de la toma de fondo, del nivel del agua en río aguas arriba del conducto de desvío, del radio de empalme del conducto de desvío-toma de fondo con conducto del aliviadero de demasías, y otros.

## **4.2. Material**

### **4.2.1. Unidad de investigación.**

La unidad de investigación es una presa de enrocado con pantalla de concreto.

### **4.2.2. Población.**

En cuanto a los tipos de presa identificados en el país, la tipología de presas de enrocado con pantalla de concreto es la tercera categoría en abundancia, existiendo 29 presas de esta tipología en el Perú (Ministerio de Agricultura y Riego, 2016, pág. 91).

### **4.2.3. Muestra.**

La muestra es una presa de enrocado con pantalla de concreto, ubicada en una subcuenca del río Macusani (afluente del río San Gabán), ha sido seleccionada de forma intencionada y/o dirigida como el elemento más apropiado para solucionar parcialmente la realidad problemática existente en la C.H. San Gabán II. Asimismo, a través de una serie de factores relevantes como el sitio de la presa, la topografía, la geología, la geotecnia, la hidrogeología, la meteorología, la disponibilidad de materiales, la resistencia de este tipo de presa a las altas precipitaciones o climas fríos, a sus mejores procedimientos constructivos y a los menores tiempos de ejecución de obra.

## **4.3. Métodos**

### **4.3.1. Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos.**

El método empleado es el método inductivo, para lo cual se analizará a la muestra intencionada, cuyos resultados serán tomados para extraer conclusiones de carácter general. A

partir de las observaciones sistemáticas de la realidad de la muestra intencionada se hallará la generalización en un hecho y en una teoría. Se empleará la observación y la experimentación para llegar a las generalidades de los hechos; basados en los análisis y resultados de las investigaciones de campo, investigaciones de laboratorio y modelamiento con programas computacionales en la materia.

#### ***4.3.1.1. Investigaciones de campo.***

Las investigaciones de campo constituyen la parte más esencial esta investigación para los estudios básicos que son necesarios para el diseño hidráulico de la presa de enrocado con pantalla de concreto. De estos se obtendrán los parámetros, propiedades y características que definirán las condiciones de diseño. Las investigaciones de campo es evaluaran preliminarmente las condiciones de los materiales con los cuales se va a diseñar, ya que estos pueden afectar los patrones de infiltración, la estabilidad de la cimentación, confirmar la naturaleza, conveniencia y disponibilidad de los materiales de construcción.

Para el presente estudio se realizaran las siguientes investigaciones de campo:

- El levantamiento topográfico de vaso y sitio de la presa.
- El reconocimiento de las condiciones y estado de conservación de las rocas y suelos que conforman el área de emplazamiento de las obras del proyecto de presa y su embalse.
- La recolección de la información histórica de las precipitaciones, las temperaturas y humedades relativas de las estaciones dentro del área de influencia del sitio de la presa.
- Los ensayos in-situ de geofísica, de permeabilidad y de sondaje eléctrico vertical.
- La extracción de muestras de rocas y suelos en el vaso y sitio de la presa.

#### ***4.3.1.2. Investigaciones de laboratorio.***

Se realizarán ensayos que permitirán obtener las propiedades mecánicas de los tipos rocas y suelos del vaso y sitio de la presa necesarios para el diseño hidráulico presentes en los macizos de la cimentación, de los estribos, del túnel de descarga y del aliviadero de demasías, en tal forma que sean las más representativas de las situaciones reales del campo.

Los ensayos de laboratorio realizados de cada una de las litologías presentes en los lugares mencionados son las siguientes:

- La disponibilidad del recurso hídrico superficial de la subcuenca del río Macusani, específicamente donde se ha proyectado la construcción de la presa.
- La obtención de resultados de las perforaciones diamantinas y clasificación de las rocas de la cimentación.
- La obtención de los resultados de los ensayos estándar de las muestras de calicatas.
- La obtención de los resultados de ensayos de las muestras de canteras de agregados y rocas.
- La obtención de los perfiles de refracción sísmica en el sitio de la presa.
- La obtención de resultados del análisis multicanal de ondas de superficie en el sitio de la presa.
- La obtención de los perfiles geoelectrónicos longitudinales en el sitio de la presa.

#### ***4.3.1.3. Modelamiento con programas computacionales.***

El modelamiento de los datos hidrológicos y el cuerpo de la presa se realizará con los siguientes programas computacionales:

- Programas computacionales de simulación hidrológica como: Hec-4, Hydraccess, WEAP, HidroEsta y Hec-Hms.
- Programas computacionales de simulación de presas como: GeoStudio versión 2012 con sus módulos SEEP/W y SLOPE/W.

#### **4.3.2. Validación de los instrumentos por juicio de expertos.**

La validación del instrumento HidroEsta se da a partir que es un producto que llena un vacío en el campo de la ingeniería de recursos de agua y tierra y es muy utilizado a nivel mundial (Investiga.TEC, 2015).

Un prueba de cantera ayuda en el diseño de la pendiente de corte, evaluar el control de la estructura geológica, proporciona información sobre técnicas de voladura y fragmentación de rocas, incluido el tamaño y la forma de las rocas, proporciona materiales representativos para rellenos de prueba, brinda una mejor comprensión del comportamiento de perforación y voladura de la roca, y determina si la roca manejada por la cantera es adecuada o si el relleno rocoso gris (Department of the Army, 1990, pág. 29).

La disponibilidad hídrica superficial se da a través de la probabilidad de un evento de cierta magnitud recurriendo nuevamente en el futuro, si la variable que describe los eventos es continua (como la mayoría de las variables hidrológicas), está cerca de cero. Por lo tanto, es necesario establecer una clase intervalos (subdivisiones arbitrarias del rango) y definir la frecuencia como el número de eventos que ocurren dentro de un intervalo de clase (Department of the Army, 1993, pág. 10).

### 4.3.3. Técnicas de procesamiento de datos.

Las técnicas de procesamientos de datos implican ordenar y presentar de la forma más lógica e inteligible el registro de los datos obtenidos con los instrumentos aplicados, mediante una técnica analítica que permita comprobar la hipótesis y obtener las conclusiones.

- Los métodos directos de cálculo mediante fórmulas matemáticas y modelos de elevación digital de las características geomorfológicas de la subcuenca del río Macusani.
- Las ecuaciones de balance hidrológico con la construcción y calibración de modelos conceptuales de humedad del suelo.
- La comparación de gráficos estadísticos de los datos meteorológicos y/o climáticos.
- El modelo de sustancia sólida para el cálculo de transporte de sedimentos en fondo y suspensión.
- La refracción sísmica calcula las velocidades de los estratos mediante la técnica de mínimos cuadrados como el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades y, finalmente, ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica. Este último proceso se hace de forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.
- El análisis multicanal de ondas de superficie consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de corte ( $V_s$ ) generadas por un golpe de impacto producidas por una comba. La diferencia principal radica que para este método se emplean geófonos de 4.5Hz de frecuencia.
- Los métodos geoelectrónicos consisten en introducir corriente en el terreno y medir el voltaje producido por la misma en puntos determinados de la superficie. A partir del valor de la corriente inyectada y del voltaje medido, puede obtenerse la resistividad de

objetos o zonas del subsuelo. Cada tipo de material o estructura enterrada presenta un rango de resistividad característico, cuyo valor sirve de base para la interpretación de resultados.

- La simulación de la operación del embalse que asegure niveles de confiabilidad en el uso del volumen regulado en cantidad y en la debida oportunidad.
- El cálculo de los caudales de máximas avenidas al ingreso del embalse, así como el tránsito de dicho hidrograma hacia el aliviadero de demasías de la presa.
- El análisis de filtración, tanto a través del cuerpo de presa como de su cimentación, con el fin de determinar gradientes y caudales de filtración; a continuación, efectuar el análisis de estabilidad de taludes de aguas arriba y aguas abajo para verificar que su resistencia al corte brinde factores de seguridad apropiados en relación a las fuerzas actuantes.

#### **4.3.4. Técnicas de análisis e interpretación de la información.**

Se aplicaron métodos, instrumentos y procedimientos de acuerdo a lo siguiente:

- El análisis gráfico a partir de los histogramas de las precipitaciones mensuales de las estaciones, que evidencia la lectura histórica de los datos climáticos.
- La comparación de gráficos estadísticos de dos en dos estaciones, que identifica los saltos y tendencias aplicando la media, la desviación estándar y correlación o doble masa
- La presentación gráfica de los resultados del modelamiento con programas de simulación hidrológica.
- La interpretación de los perfiles a partir de las lecturas de los sismogramas y un modelo de profundidad a partir del archivo de datos de entrada de las lecturas de los sismogramas

permite caracterizar el material en función a la velocidad de propagación de las ondas sísmicas ( $V_p$ ).

- Los resultados permitirán obtener la variación de las velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) hasta una profundidad de 30 m aproximadamente; El procesamiento de la información de campo se realizó por medio de programas computacionales. Es importante recalcar que los resultados de estos ensayos son unidimensionales, y muestran valores  $V_s$  en el centro de la línea geofísica.
- El análisis de filtraciones a través del cuerpo de la presa se efectúa con el método de elementos finitos para modelar el material, la geometría, el movimiento y la distribución de la presión de poros dentro de los materiales que constituyen el cuerpo de la presa y su fundación.
- El análisis de estabilidad de la presa se ha realizado mediante un análisis estático y pseudoestático de los taludes aguas arriba y abajo de la presa, bajo el escenario de infiltración constante con la influencia de la línea piezométrica formada por las filtraciones.

## Capítulo 5

### Caso de aplicación

#### 5.1. Descripción del caso

##### 5.1.1. Descripción general de la cuenca y curso principal.

###### 5.1.1.1. Ubicación y delimitación del área de estudio.

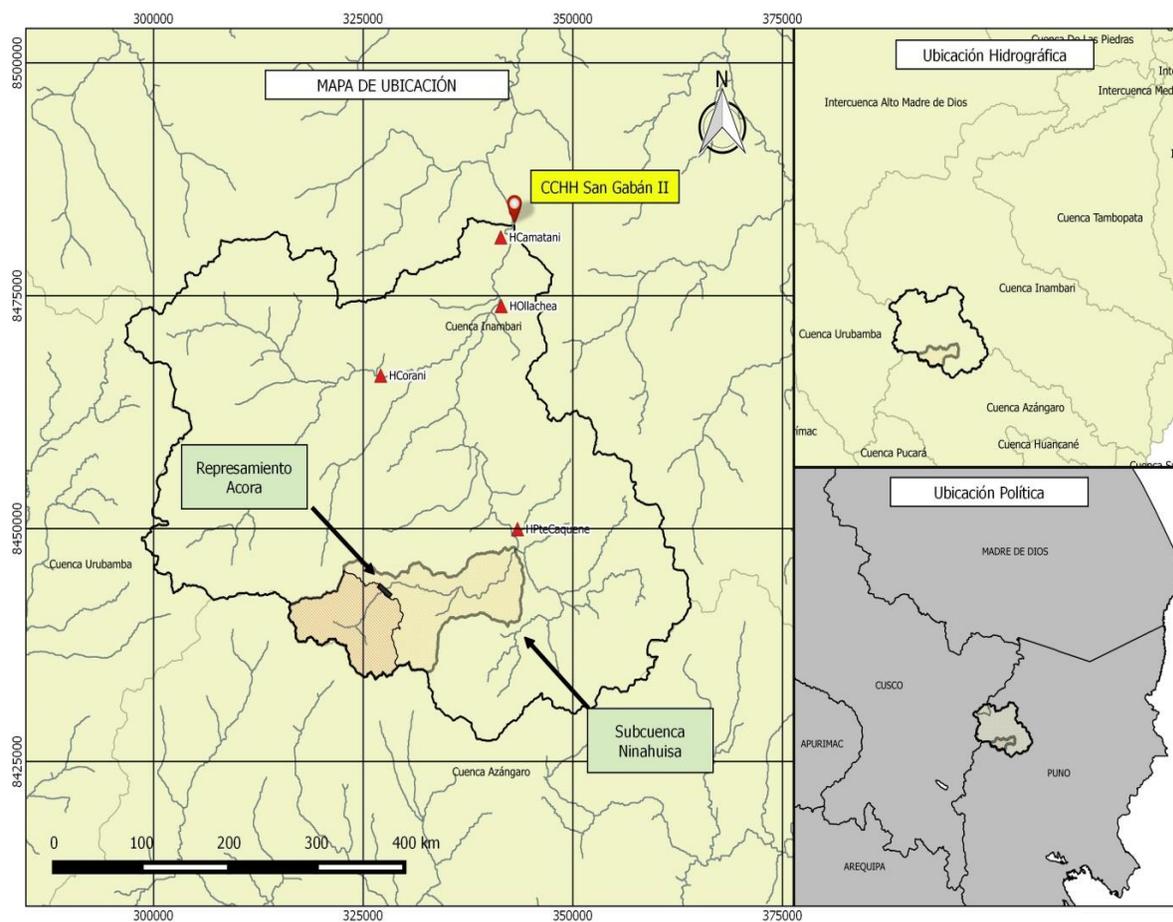
La unidad hidrográfica del río Ninahuisa pertenece hidrográficamente a la cuenca del río Macusani, y que al confluir con el río Corani forman el río Ollachea, y este a su vez toma aguas abajo el nombre de río San Gabán, constituyendo en uno de los principales afluentes del río Inambari. El río Inambari descarga sus aguas en el río Madre de Dios, el mismo que pertenece a la vertiente oriental del Atlántico.

La cuenca del río Ninahuisa, se enmarca dentro de la cuenca del río Inambari, el cual limita con las siguientes cuencas hidrográficas:

- Norte : Intercuenca Alto Madre de Dios y Cuenca Tambopata.
- Oeste : Cuenca Urubamba.
- Sur : Cuencas Azángaro y Suches.
- Este : Cuenca Tambopata.

La cuenca del río Ninahuisa se enmarca dentro del ámbito jurisdiccional de la Administración Local de Agua de Inambari, perteneciente a la unidad orgánica de la Autoridad Administrativa del Agua Madre de Dios, cuya dependencia técnica, funcional y administrativa es la Autoridad Nacional del Agua (ANA), con sede en la ciudad de Lima. La ANA, como ente rector y máxima autoridad técnico-normativa del Sistema Nacional de Gestión de los Recursos Hídricos, está adscrita al Ministerio de Agricultura.

Políticamente pertenece al distrito de Macusani, provincia de Carabaya, departamento de Puno y, geográficamente sus puntos extremos se hallan entre los paralelos 315 000 - 345 000 m E y 8 450 000 - 8 433 000 m N.



**Figura 7.** Delimitación del área de estudio. Fuente. Elaboración propia.

### **5.1.1.2. Accesibilidad y vías de comunicación.**

El acceso desde la ciudad de Lima o la ciudad de Juliaca al área de estudio es de la siguiente manera:

**Tabla 5**  
*Vías de acceso a área de estudio*

<b>Tramo</b>	<b>Vía</b>	<b>Distancia (km)</b>
Lima - Juliaca	Asfaltada	1320
Juliaca - Azángaro	Asfaltada	71
Azángaro - San Antón	Asfaltada	57
San Antón - Macusani	Asfaltada	65
Macusani - Acora (Presa)	Afirmada	40

*Fuente:* (Dirección de Caminos y Ferrocarriles, 2016).

### 5.1.1.3. Fisiografía y geología del área de estudio.

#### 5.1.1.3.1. Características geomorfológicas.

- Área de cuenca (A): Es definida como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por la línea divisoria de aguas hasta un punto de control (Aparicio, 1992, pág. 20).

**Tabla 6**  
*Áreas de cuencas*

<b>Cuenca</b>	<b>Área (km<sup>2</sup>)</b>
San Gabán	2344
Ollachea	2199
Pte. Caquene	734
Ninahuisa	217
Acora (Presa)	90

*Fuente:* Elaboración propia.

- Perímetro de cuenca (P): Es definido como el borde la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular (Villón Bejar, 2002, pág. 32).

**Tabla 7**  
*Perímetros de cuencas*

<b>Cuenca</b>	<b>Perímetro (km)</b>
San Gabán	354
Ollachea	330
Pte. Caquene	199
Ninahuisa	109
Acora (Presa)	62

*Fuente:* Elaboración propia.

- Índice de compacidad (K): Es la relación entre el perímetro de la cuenca y, el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca. Si  $K = 1$ , la cuenca será de forma circular. Si  $K > 1$ , se espera una cuenca alargada, donde se reducen las posibilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en un río (Villón Bejar, 2002, pág. 41).

$$K = 0.28 \left( \frac{P}{\sqrt{A}} \right)$$

**Tabla 8***Índices de compacidad de cuencas*

<b>Cuenca</b>	<b>K</b>
San Gabán	2.05
Ollachea	1.97
Pte. Caquene	2.06
Ninahuisa	2.08
Acora (Presa)	1.83

*Fuente:* Elaboración propia.

- Factor de forma de cuenca (F): Es la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de su longitud del cauce principal. Es un indicador de la intensidad de flujo para cierta superficie de drenaje y, debe ser siempre menor a 0.7854 (valor correspondiente a una cuenca perfectamente circular). Cuanto menos sea el factor de forma, más alargada será la cuenca. Una cuenca con factor de forma alto generará un caudal pico instantáneo elevado y de corta duración, mientras que lo contrario sucede con factores de forma bajos, que tienen menos tendencia a concentrar intensidades de lluvias frente a una cuenca de igual área pero con factor de forma mayor (Villón Bejar, 2002, pág. 39).

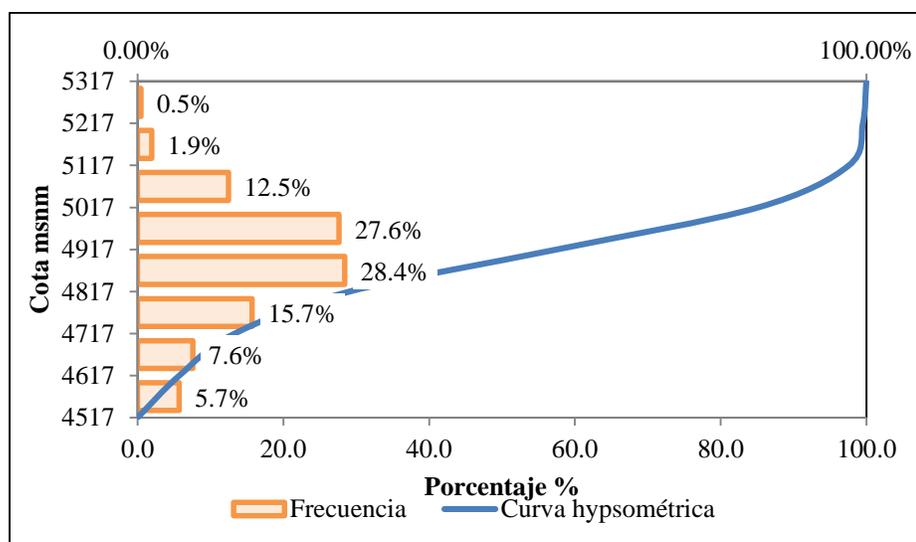
$$F = A/L^2$$

**Tabla 9**  
*Factores de forma de cuencas*

Cuenca	F
Ninahuisa	0.15
Acora (Presa)	0.47

Fuente: Elaboración propia.

- Polígono de frecuencias y curva hipsométrica: En base al modelo de elevación digital se elaboró el polígono de frecuencias y la curva hipsométrica de la cuenca Acora (Presa).



**Figura 8.** Polígono de frecuencias y curva hipsométrica. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 10**  
*Datos para la obtención de la curva hipsométrica*

Cota inf.	Cota sup.	Área (m <sup>2</sup> )	% Parcial	% Acumulado
4517	4617	5102736	5.73%	5.73%
4617	4717	6770902	7.60%	13.32%
4717	4817	14017086	15.73%	29.05%
4817	4917	25314398	28.41%	57.46%
4917	5017	24638898	27.65%	85.11%
5017	5117	11116741	12.47%	97.58%
5117	5217	1728044	1.94%	99.52%
5217	5317	419147	0.47%	99.99%
5317	5331	6549	0.01%	100.00%

Fuente: Elaboración propia.

- **Altitud media:** Su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca. La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Para obtener la elevación media se aplica un método basado en la siguiente fórmula:

$$H = \Sigma (C_i \times A_i) / A$$

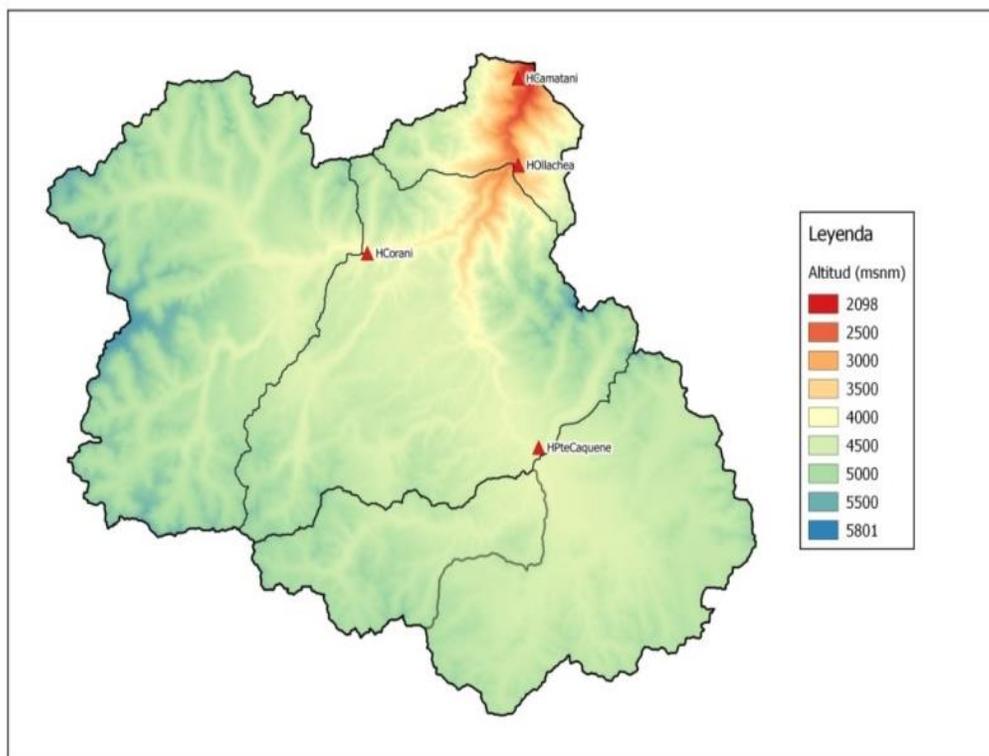
Donde:

H: Elevación media de la cuenca.

C<sub>i</sub>: Cota media de A<sub>i</sub>, delimitada por dos curvas de nivel.

A<sub>i</sub>: Área limitada entre dos curvas de nivel.

A: Área de la cuenca



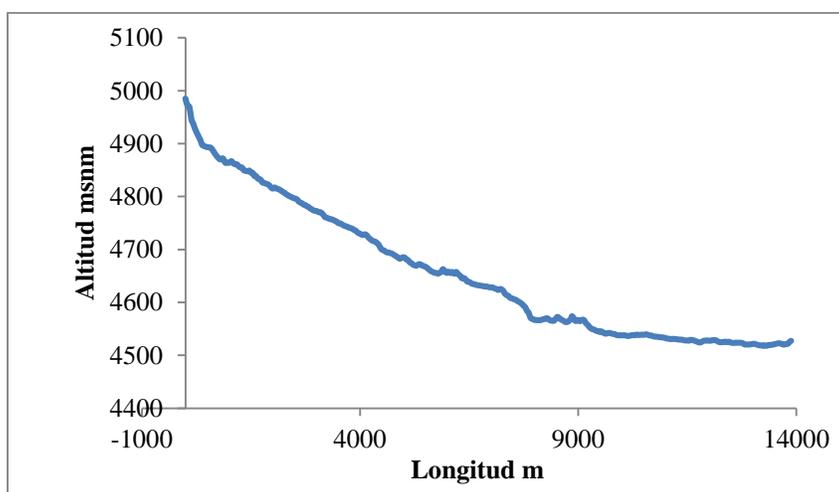
**Figura 9.** Altitud media de la cuenca. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 11***Altitudes medias de cuencas*

<b>Cuenca</b>	<b>Altitud media</b>	<b>Altitud. mínima</b>	<b>Altitud máxima</b>
San Gabán	4616.19	2098.00	5801.00
Ollachea	4667.80	2682.00	5801.00
Pte. Caquene	4671.03	4243.00	5535.00
Ninahuisa	4732.02	4250.00	5331.00
Acora (Presa)	4878.08	4517.00	5331.00

*Fuente:* Elaboración propia.

- Perfil longitudinal del cauce principal: Se muestra el perfil longitudinal del cauce principal del río Ninahuisa, desde su nacimiento hasta el punto proyectado para el represamiento Acora.

**Figura 10.** Perfil longitudinal del cauce principal. Fuente. Elaboración propia.

- Pendiente del cauce principal: Según el método de la pendiente uniforme es la relación entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal. Es muy útil para tramos cortos (Villón Bejar, 2002, pág. 55).

$$Sm = \frac{(H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}})}{100 \times L}$$

Donde:

Sm: Pendiente media del cauce principal (m/m).

Hmáx: Altura máxima del lecho del río principal (msnm).

Hmín: Altura mínima del lecho del río principal (msnm).

L: Longitud del cauce principal (km).

El río principal de la cuenca de Ninahuisa presenta una pendiente media de 0.0191 m/m hasta su confluencia con el río Macusani, y una pendiente promedio de 0.031 m/m hasta el punto de represamiento Acora.

- Densidad de drenaje: Se expresa como la relación entre la sumatoria de las longitudes de los cursos de agua en una cuenca y su área de drenaje (km/km<sup>2</sup>). Puede tomar valores que van desde 0.5 km/km<sup>2</sup> (cuencas con drenaje pobre) hasta 3.5 km/km<sup>2</sup> (cuencas excepcionalmente bien drenadas). Para la cuenca hasta el punto de represamiento Acora se obtiene un valor de 1.37 km/km<sup>2</sup>, lo que indica una densidad de drenaje moderada.

#### 5.1.1.3.2. Aspectos ecológicos.

La zonificación de las formaciones ecológicas dentro del área de estudio, tienen como objeto mostrar espacios con características similares, entre los que se destacan los parámetros: La temperatura, precipitación, evapotranspiración, y la composición florística que se desarrollan en dichos espacios (Instituto Nacional de Recursos Naturales, 2012, pág. 2).

Con la información meteorológica disponible, Mapa Ecológico del Perú y su Guía Explicativa y en base al sistema de clasificación de Zonas de Vida, propuesta por L.R.

Holdridge, se identificaron y delimitaron las unidades denominadas Zonas de Vida que se distribuyen en el ámbito del área en estudio, las cuales son: Páramo pluvial – Subalpino Subtropical (pp – SaS), Tundra pluvial – Alpino Subtropical (tp – AS) y Nival Subtropical (NS).

Zonas de Vida		Altitud (msnm)	Temperatura (°C)	Precipitación (mm)
Pp – SaS	Páramo pluvial – Subalpino Subtropical	3900 -4300	3 - 4.5	1,000 – 2,000
tp – AS	Tundra pluvial – Alpino Subtropical	4300 -5000	1.5 - 3°C	500 -1000
NS	Nival Subtropical	>5000	< 1,5°C	600 - 800

**Figura 11.** Zonas ecológicas del área de estudio. Fuente. Elaboración propia.

#### **5.1.1.4. Inventario de las fuentes e infraestructura hidráulica del área de estudio.**

##### **5.1.1.4.1. Central Hidroeléctrica San Gabán II.**

La Central Hidroeléctrica San Gabán II aprovecha las aguas del río San Gabán (área de cuenca igual 2344 km<sup>2</sup>), las cuales son almacenadas previamente en un embalse de regulación horario de 140 000 m<sup>3</sup> de capacidad, que se encuentra después de los desarenadores y la presa derivadora; desde el embalse las aguas son conducidas mediante un túnel de aducción de 7 kilómetros, hasta una tubería forzada de 637 m, para luego generar energía eléctrica mediante dos unidades de generación con turbinas tipo Peltón de 5 inyectores, alojadas en una casa de máquinas en caverna. La energía producida es evacuada mediante la SE. San Gabán II, que eleva la tensión de 13.8 kV a 138 kV (Área de Informática, 2011).

- Puesta en servicio: 1999
- Potencia instalada: 110 MW
- Potencia efectiva de 115.7 MW
- Salto bruto: 679 m
- Salto neto: 644 m

- Caudal: 19 m<sup>3</sup>/s
- Unidad: 2 turbinas Peltón, 2 x 55 MW

#### 5.1.1.4.2. *Lagunas represadas.*

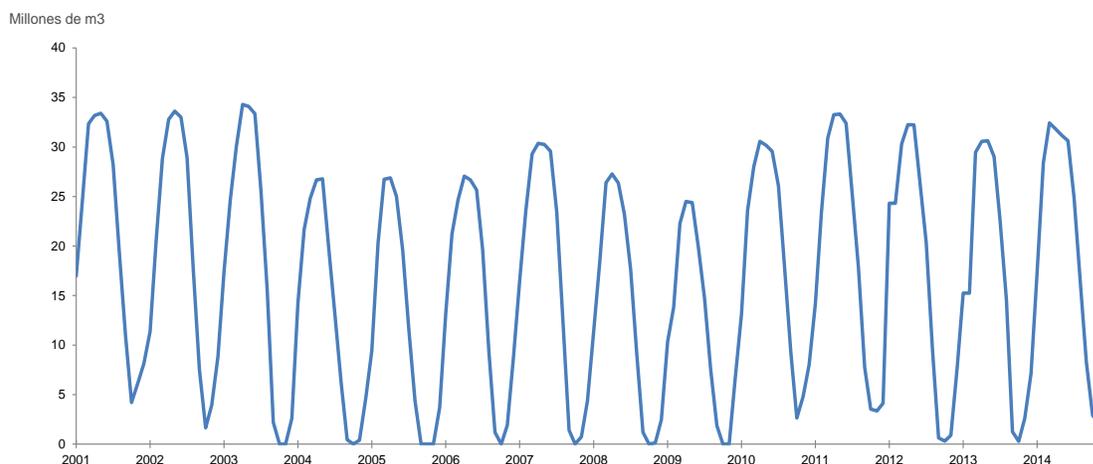
En 1999 se dio inicio a las obras de afianzamiento hídrico de la Central Hidroeléctrica San Gabán II, mediante la construcción de un sistema de embalses de cinco lagunas afluentes del río San Gabán, cuatro (4) en la cuenca del río Macusani (Chungará, Parinajota, Chaumicocha, Isococha) y una (1) en la cuenca del río Corani (Suytococho), el cual fue concluido en el año 2000. La capacidad total de las lagunas represadas es de 37.46 hm<sup>3</sup> (Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A., 2001, pág. 15).

El llenado de las lagunas se realiza desde noviembre hasta mayo y la descarga de estas se realiza entre junio y octubre. Los volúmenes son medidos la última semana de cada mes, en el mes de octubre de cada año, el volumen almacenado remanente llega a 0 hm<sup>3</sup>.

**Tabla 12**  
*Volumen útil embalsado en las lagunas represadas (hm<sup>3</sup>)*

Meses	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Ene	17.0	11.4	17.4	14.2	9.5	13.1	16.4	11.4	10.3	13.1	14.2	24.3	15.2	17.3
Feb	24.4	20.6	24.6	21.7	20.3	21.2	23.6	18.4	13.8	23.6	23.5	24.3	15.2	28.4
Mar	32.3	28.9	30.0	24.8	26.8	24.7	29.3	26.4	22.3	28.0	30.9	30.3	29.5	32.4
Abr	33.2	32.8	34.3	26.7	26.9	27.1	30.4	27.3	24.5	30.6	33.3	32.3	30.6	31.8
May	33.4	33.6	34.1	26.8	25.0	26.7	30.2	26.4	24.4	30.2	33.3	32.2	30.6	31.2
Jun	32.6	33.0	33.4	19.7	19.6	25.7	29.6	23.2	19.9	29.6	32.4	26.2	29.0	30.6
Jul	28.2	28.9	25.6	13.1	11.7	19.6	23.4	17.6	14.7	26.1	25.1	20.3	22.5	24.9
Ago	19.5	17.6	15.6	6.2	4.4	9.3	12.7	9.2	7.6	17.9	17.9	9.5	14.6	16.4
Set	11.0	7.6	2.2	0.4	0.0	1.2	1.4	1.2	1.9	9.4	7.8	0.6	1.3	8.3
Oct	4.2	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.5	0.3	0.3	2.9
Nov	6.2	3.9	0.0	0.4	0.0	1.9	0.8	0.1	0.0	4.8	3.4	0.9	2.6	2.2
Dic	8.1	8.9	2.6	4.6	3.7	8.9	4.4	2.5	6.7	8.0	4.1	7.7	7.1	6.0

*Fuente:* (Comite de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional, 2014).



**Figura 12.** Volumen embalsado en las lagunas represadas. Fuente. (Comite de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional, 2014).

#### 5.1.1.4.3. Presa Pumamayo.

El proyecto consiste en aprovechar las aguas del río Pumamayo, en el sector de la laguna Ajoyajota, mediante la construcción de una presa de 32 hm<sup>3</sup>, para el afianzamiento hídrico de la Central Hidroeléctrica San Gabán II, con lo que se incrementará la producción de energía anual en aproximadamente 35.4 GWh (Área de Informática, 2011).

Características principales:

- Tipo de presa: CFRD
- Capacidad de embalse: 32 hm<sup>3</sup>
- Altura presa: 31.50 m
- Longitud de corona: 81.50 m
- Ancho de corona: 6 m
- Obras de desvío: Túnel de herradura de longitud 192 m para un caudal de 5 m<sup>3</sup>/s
- Aliviadero: Tipo rectangular para un caudal de 46.29 m<sup>3</sup>/s

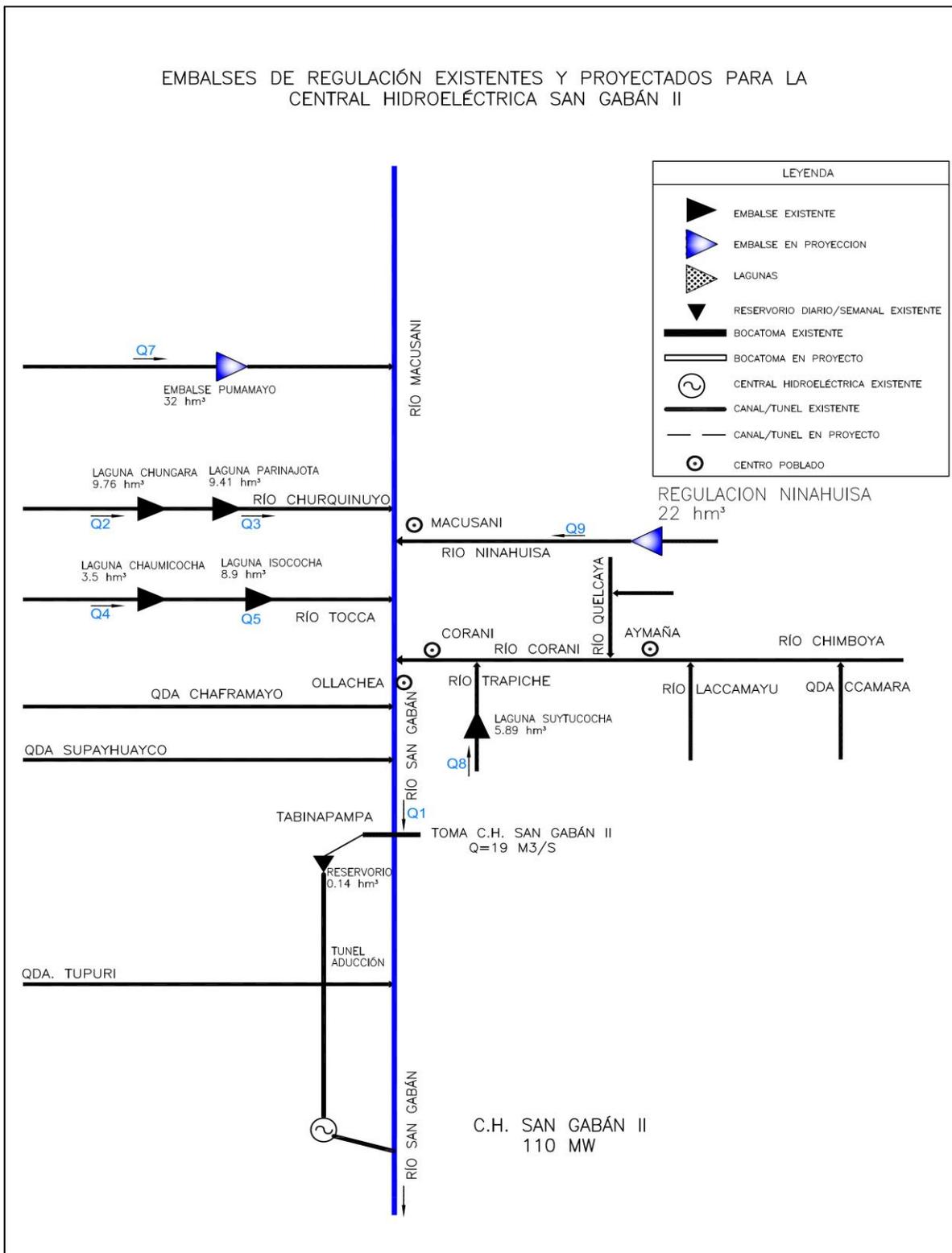


Figura 13. Esquema topológico de la C.H. San Gabán II. Fuente. Elaboración propia.

## **5.1.2. Análisis y tratamiento de la información meteorológica e hidrométrica.**

### ***5.1.2.1. Análisis de las variables meteorológicas.***

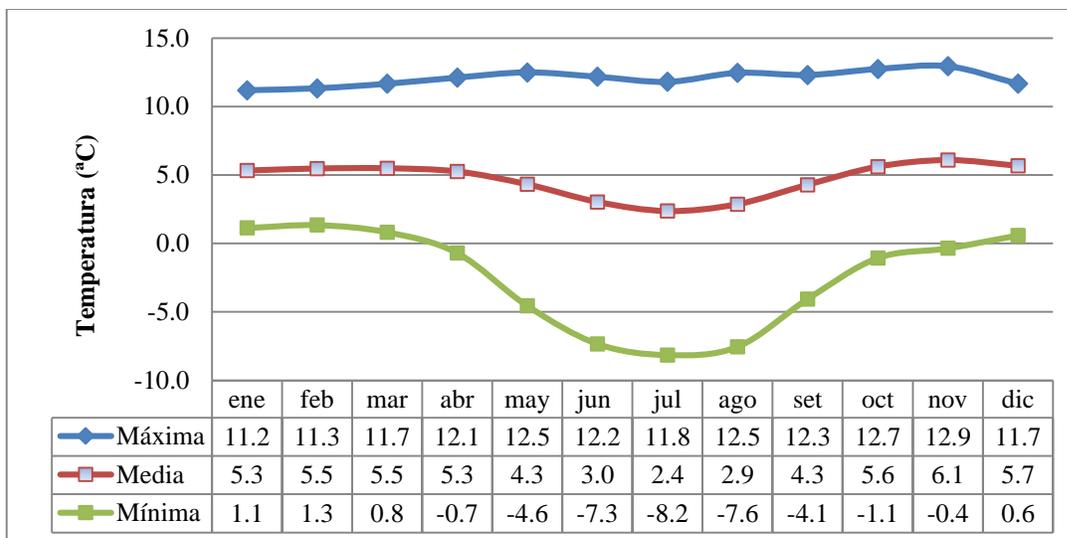
En la subcuenca Ninahuisa no existen estaciones meteorológicas instaladas que puedan permitir un análisis directo del área de estudio Sin embargo en la cuenca del río Macusani, a la que pertenece el río Ninahuisa, existe la estación meteorológica Macusani (ubicada a una altitud de 4331 msnm) que registra las variables climatológicas cuyo comportamiento puede inferirse es similar al del área en estudio por encontrarse en una zona cercana.

#### ***5.1.2.1.1. Temperatura.***

El análisis de la temperatura es de gran importancia dentro del ciclo hidrológico debido a que esta variable climática tiene alta incidencia en el proceso de la evapotranspiración y por ende en los procesos del balance del ciclo hidrológico y demanda de agua de cultivos dentro de una cuenca hidrográfica. La temperatura anual media en el área del proyecto depende principalmente de la altitud con una gradiente de temperatura de aproximadamente 0.6% por cada 100 m de incremento en la altitud.

En general el área del proyecto muestra un amplio ciclo diurno de temperatura, durante el invierno Austral la temperatura más fría se encuentra por debajo de 0 °C. Sin embargo, las temperaturas diarias en el área son siempre sustancialmente más altas (alrededor de 12 °C). Durante el verano Austral el cielo a menudo se encuentra nublado con temperaturas máximas que alcanzan los 12°C y temperaturas mínimas de 1 °C.

La figura 14 muestra las temperaturas mensuales máximas, mínimas y medias promedio multianuales en la estación Macusani.



**Figura 14.** Registro de temperatura del área de estudio. Fuente. Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.2. Humedad relativa.

La humedad relativa es una expresión que nos indica en términos relativos cuanto de vapor de agua existe como porcentaje de la cantidad máxima que puede contener el aire saturado a una determinada temperatura y se expresa en tanto por ciento.

La fluctuación estacional de la humedad relativa es relativamente pequeña. La humedad relativa media medida en la estación de Macusani es del 76% con una distribución durante todo el año tal como se muestra en la siguiente tabla:

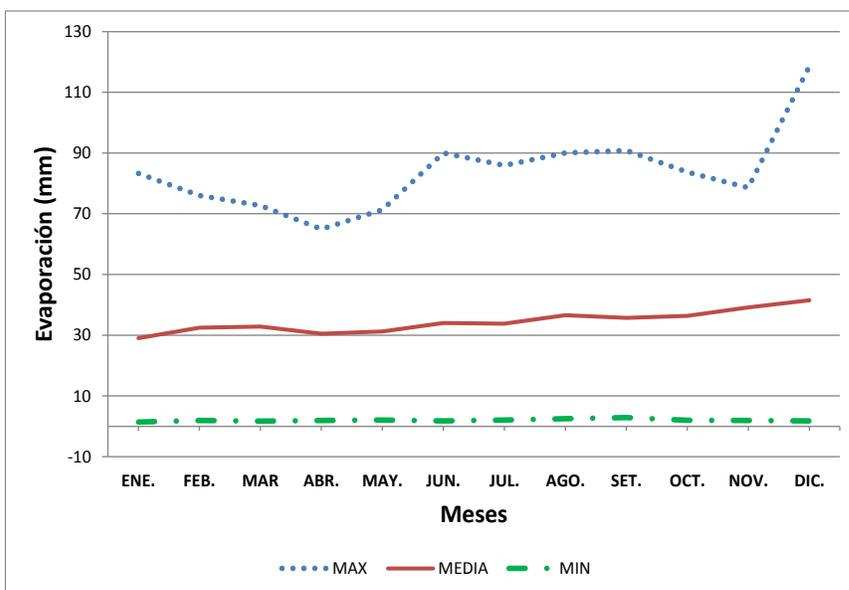
ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AG	SEP	OCT	NOV	DIC	PROM.
Macusani	79.0%	79.9%	79.1%	78.0%	76.9%	74.7%	72.6%	71.2%	73.8%	75.9%	75.9%	75.5%	76.0%

**Figura 15.** Registro de humedad del área de estudio. Fuente. Elaboración propia.

#### 5.1.2.1.3. Evaporación.

Para la caracterización de la evaporación en el área de estudio se ha considerado la estación de Macusani, que se encuentra en la misma cuenca a la que pertenece Ninahuisa. Esta estación cuenta con registros desde el año 2001 hasta el 2010. La evaporación media mensual multianual

varía entre 29.01mm/mes (enero) y 41.53mm/mes (diciembre), tal como se aprecia en la siguiente figura.



**Figura 16.** Registro de evaporación del área de estudio. Fuente. Elaboración propia.

### **5.1.2.2. Tratamiento de la información pluviométrica.**

#### **5.1.2.2.1. Información disponible.**

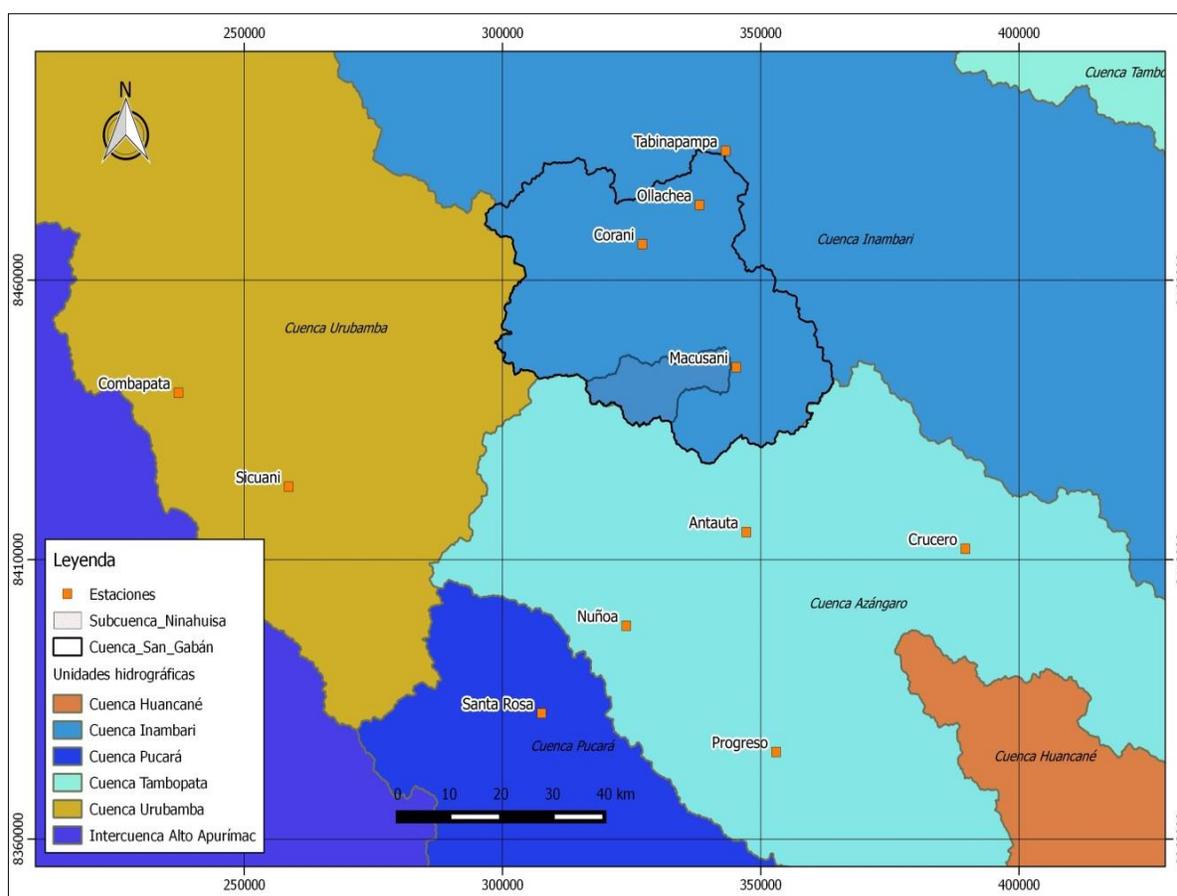
Para el análisis de precipitación se seleccionaron un total de 11 estaciones, las cuales cuentan con un registro de información por lo general mayor a 10 años, ubicadas dentro y próximas a la cuenca del río San Gabán. La fuente de información corresponde al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

A continuación se muestran las tablas 14 y 15 y la figura 18, la relación de estaciones meteorológicas cercanas con datos de precipitación disponibles. En la figura 17, se muestra la ubicación de las estaciones meteorológicas.

**Tabla 14**  
*Estaciones meteorológicas*

N°	Estación	Cuenca	Altitud (msnm)	Coordenadas	
				Latitud	Longitud
P-01	Nuñoa	Titicaca	4135	14° 29′	70° 38′
P-02	Crucero	Titicaca	4130	14° 22′	70° 02′
P-03	Macusani	San Gabán	4331	14° 04′	70° 25′
P-04	Sta. Rosa	Titicaca	3966	14° 37′	70° 47′
P-05	Antauta	Titicaca	4150	14° 20′	70° 25′
P-06	Corani	San Gabán	4010	13° 52′	70° 36′
P-07	Ollachea	San Gabán	3420	13° 48′	70° 29′
P-08	Progreso	Azángaro	3905	14° 41′ 21.1"	70° 21′ 55.8"
P-09	Sicuani	Urubamba	3574	14° 15′ 13"	71° 14′ 14"
P-10	Combapata	Urubamba	3464	14° 6′	71° 26′
P-11	Tabinapampa	San Gabán	2100	13° 43′	70° 27′

Fuente: Elaboración propia.

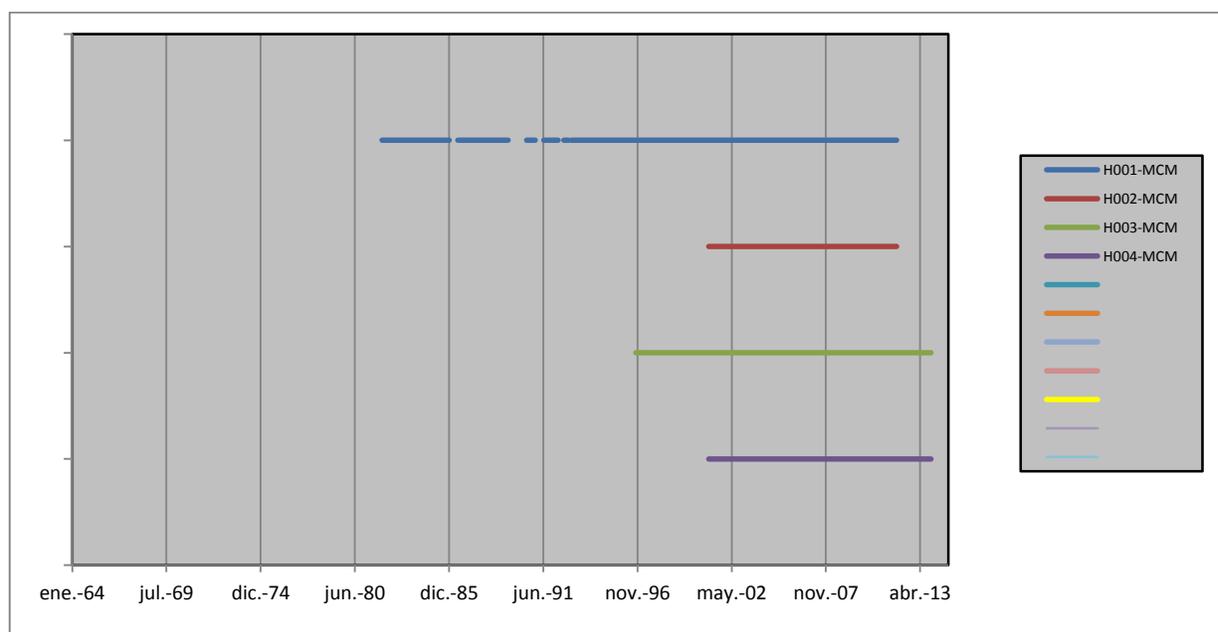


**Figura 17.** Ubicación de estaciones meteorológicas. Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 15**  
*Inventario de datos de la estaciones meteorológicas*

N°	Nombre	Id Estación	N° Valores	Fecha Inicio	Fecha Final	% lagunas	Duración
P-01	Nuñoa	7404	348			43.137	28.95
P-02	Crucero	007415	611			0.163	50.83
P-03	Macusani	000777	490			19.935	40.77
P-04	Santa Rosa	110823	459			25	38.19
P-05	Antauta	157406	145			76.307	12.06
P-06	Corani	12112	129	16/01/1964	16/12/2014	78.922	10.73
P-07	Ollachea	110695	540			11.765	44.93
P-08	Progreso	000778	590			3.595	49.09
P-09	Sicuani	000759	406			33.66	33.78
P-10	Combapata	000756	233			61.928	19.38
P-11	Tabinapampa	12113	134			78.105	11.15

Fuente: Elaboración propia.



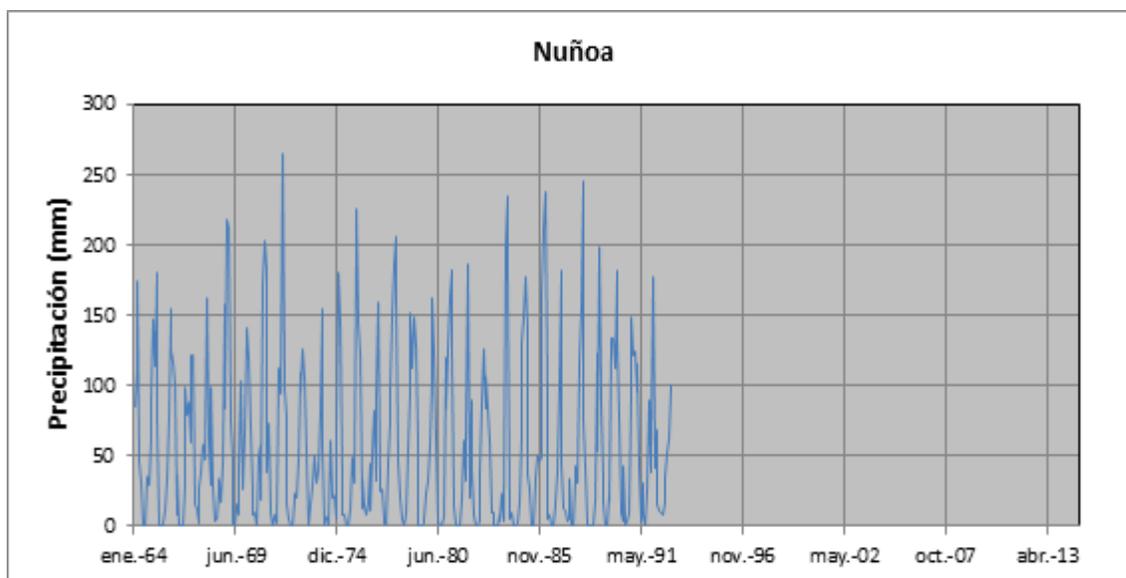
**Figura 18.** Registro de precipitación en las estaciones meteorológicas. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.1.2.2.2. Análisis de consistencia.

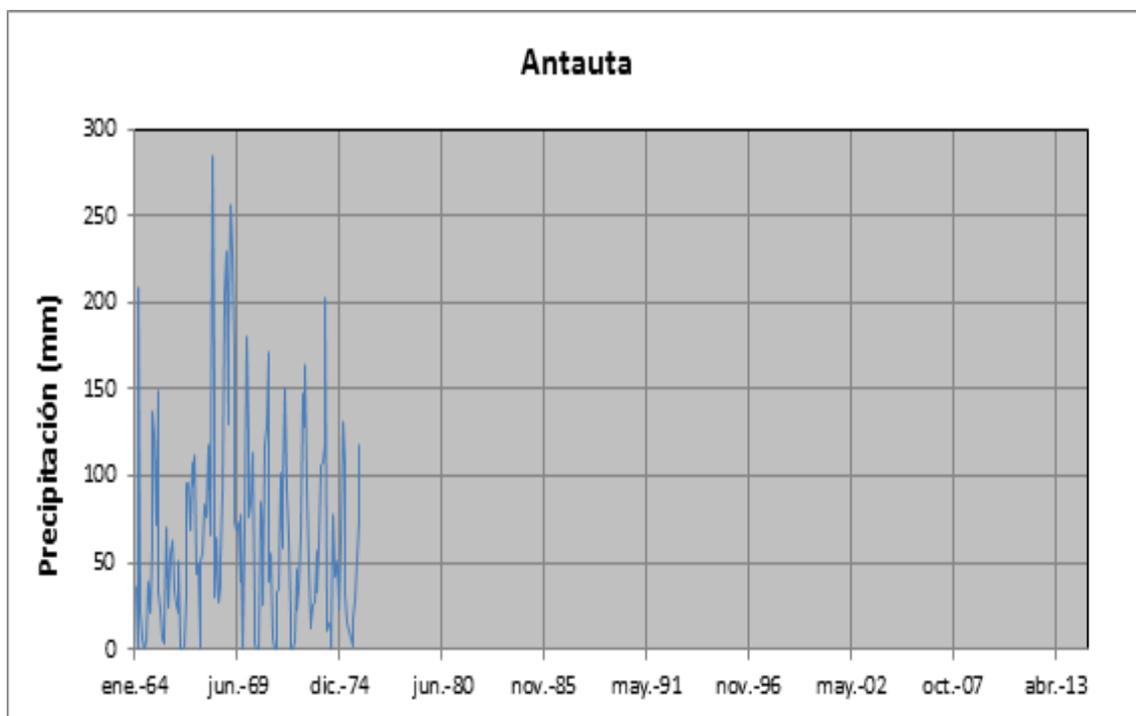
Uno de los aspectos más importantes en el estudio hidrológico viene a ser el análisis de consistencia u homogeneidad de los datos hidrometeorológicos. De no realizarse este procedimiento se pueden incurrir en errores significativos en los análisis posteriores, tales como en la determinación de la oferta hídrica o el modelamiento precipitación-escorrentía.

La metodología del análisis de consistencia radica en la identificación de saltos y tendencias, tanto en la media como en la desviación estándar, los mismos que pueden ser eliminados cuando se comprueban que los datos se alejan demasiado de la realidad, corregidos cuando la naturaleza de los errores lo permite, o simplemente señalados cuando el valor anormal (inconsistente) puede ser considerado como localmente posible.

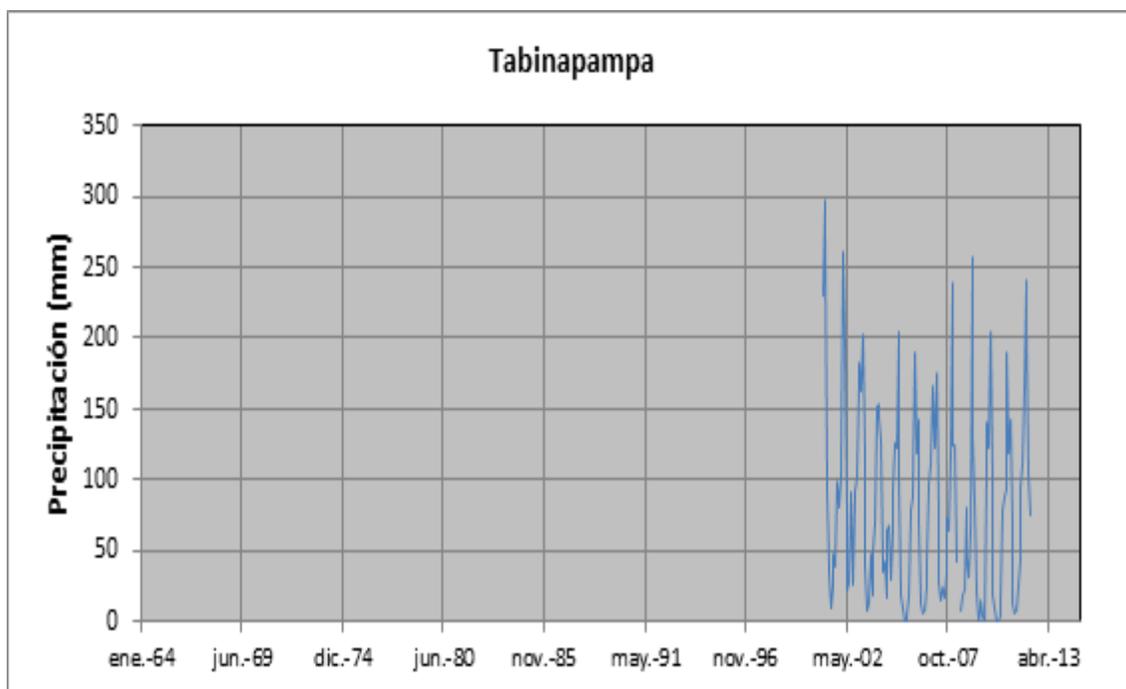
- **Análisis gráfico:** Consiste en analizar visualmente la información original, para lo cual esta se grafica en coordenadas aritméticas, cuyos ejes representan en las ordenadas el valor de la información y en las abscisas el tiempo. Las figuras 19 - 29 muestran los histogramas de precipitación total mensual de las estaciones Nuñoa, Antauta, Tambinapampa, Corani, Santa Rosa, Ollachea, Crucero, Progreso, Macusani, Sicuani y Combapata. En general, los histogramas de precipitación no muestran problemas de saltos, sin embargo si se evidencia que a partir de los años 90, la precipitación total mensual registrada en algunas estaciones ha disminuido. Dicho comportamiento será verificado con las pruebas de vector regional y doble acumulación de masas.



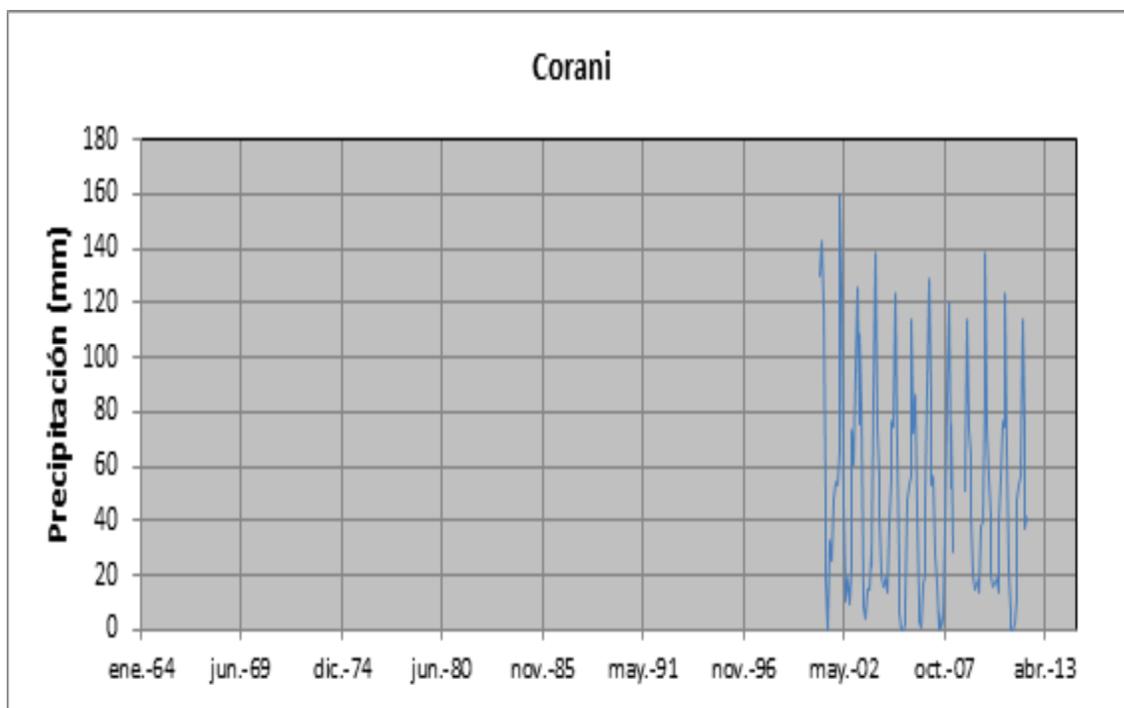
**Figura 19.** Histograma de precipitación de la estación Nuñoa. Fuente. Elaboración propia.



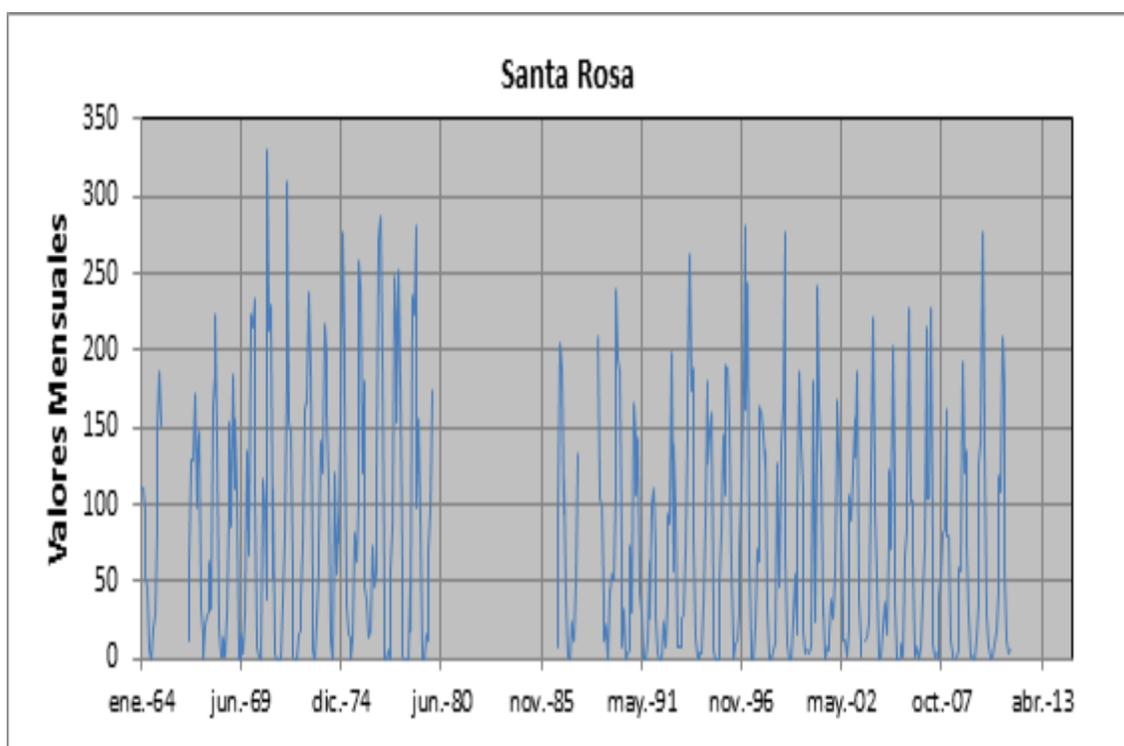
**Figura 20.** Histograma de precipitación de la estación Antauta. Fuente. Elaboración propia.



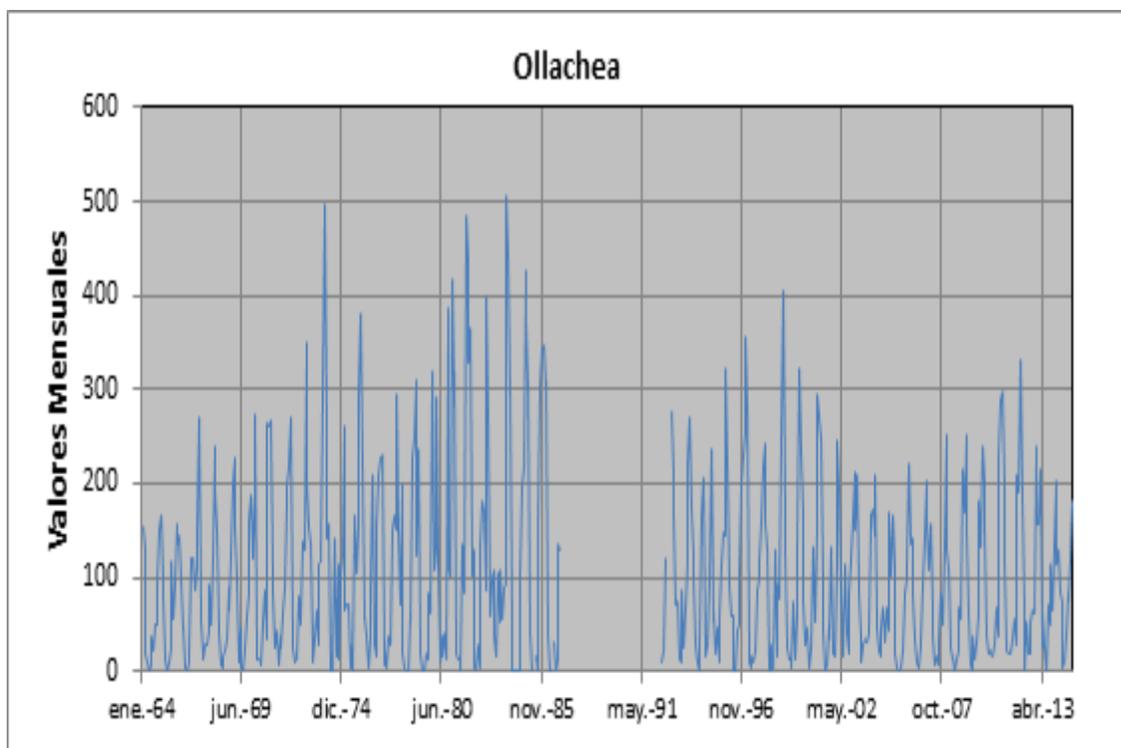
**Figura 21.** Histograma de precipitación de la estación Tabinapampa. Fuente. Elaboración propia.



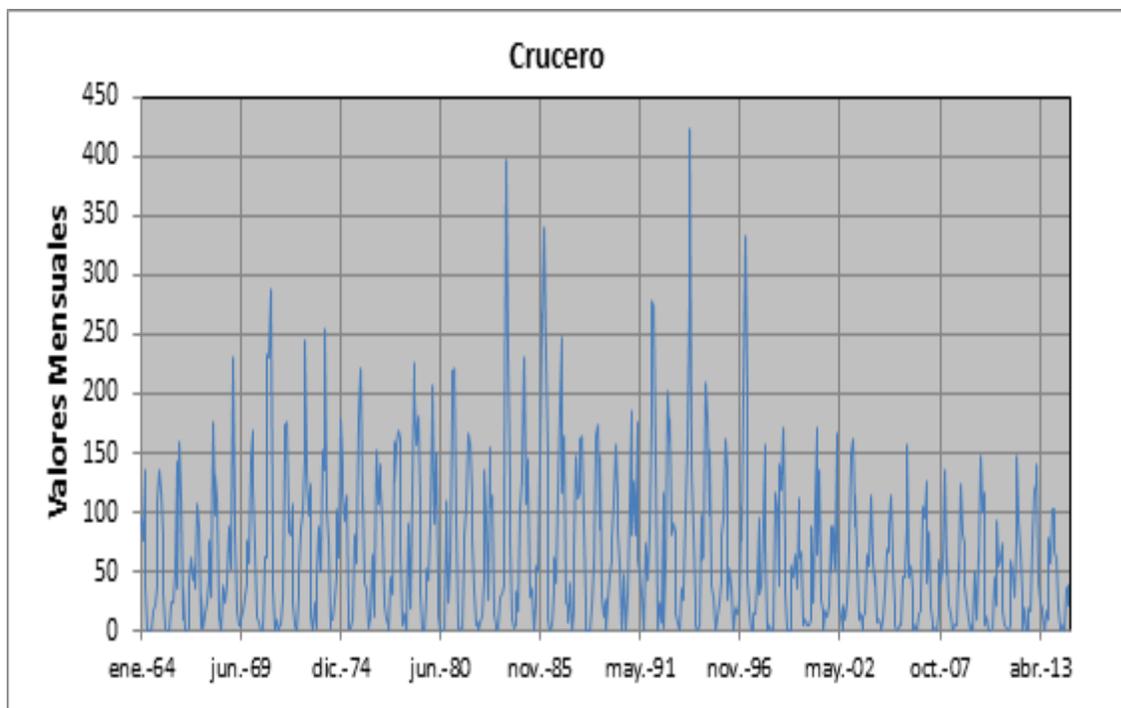
*Figura 22.* Histograma de precipitación de la estación Corani. Fuente. Elaboración propia.



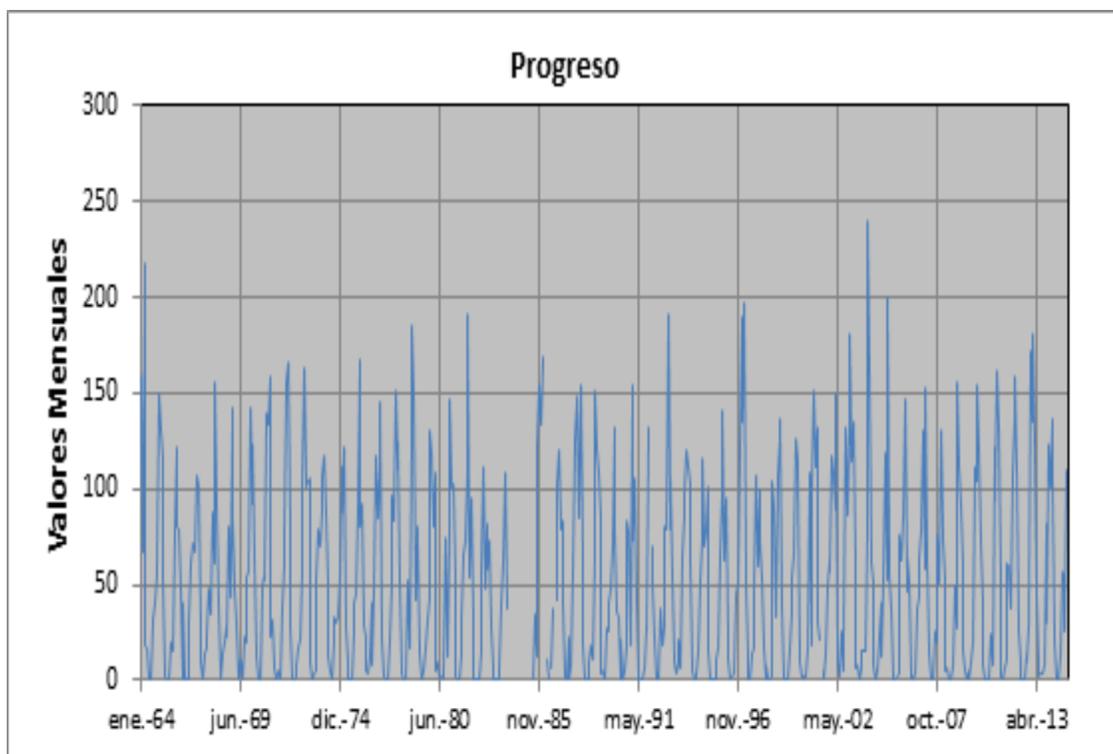
*Figura 23.* Histograma de precipitación de la estación Santa Rosa. Fuente. Elaboración propia.



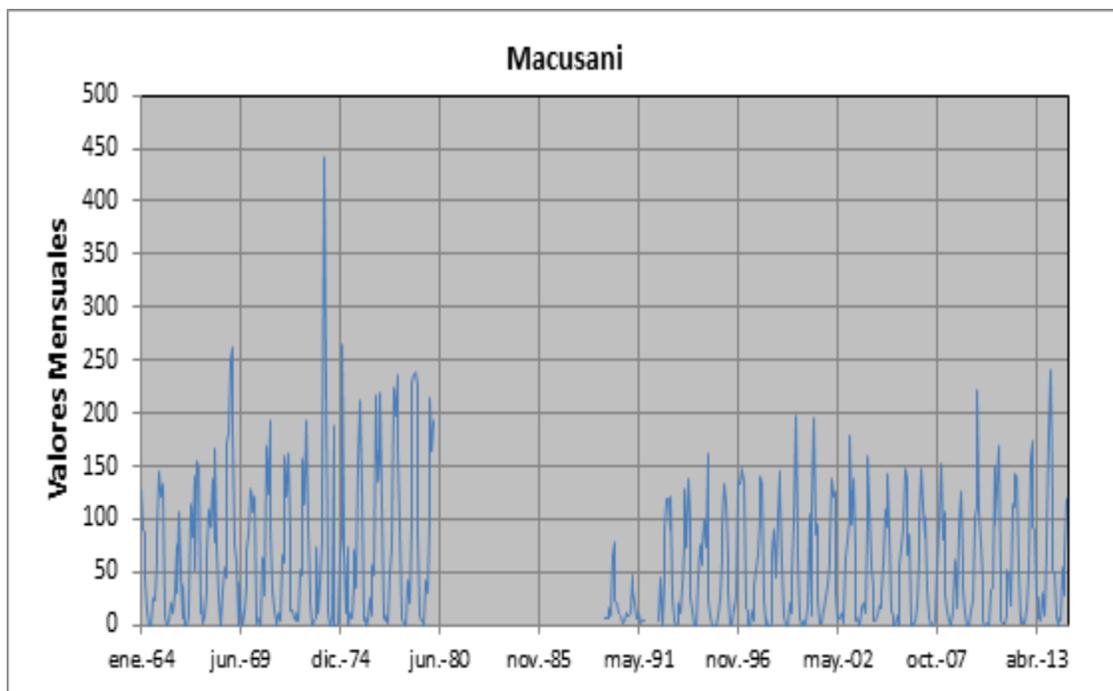
**Figura 24.** Histograma de precipitación de la estación Ollachea. Fuente. Elaboración propia.



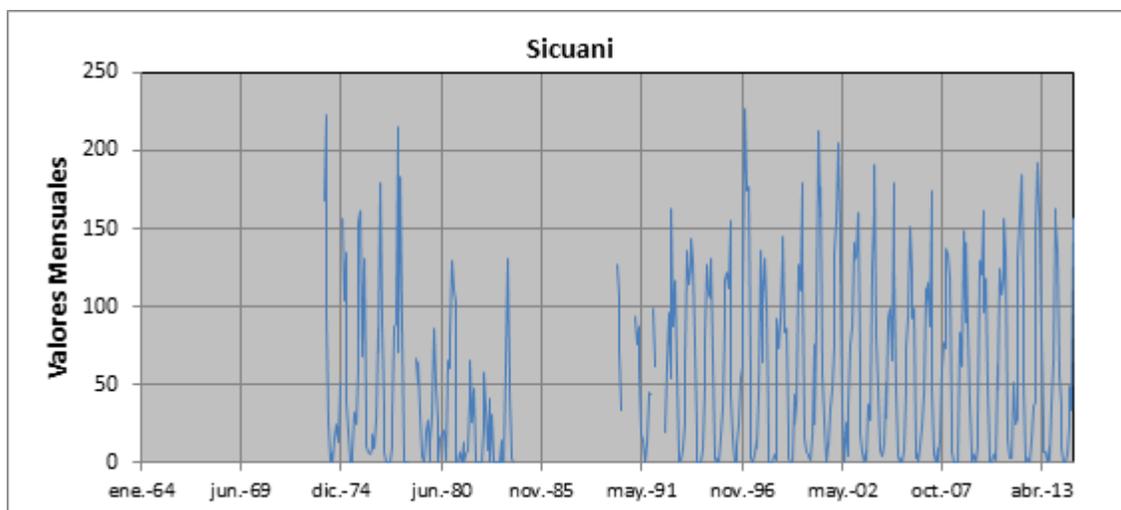
**Figura 25.** Histograma de precipitación de la estación Crucero. Fuente. Elaboración propia.



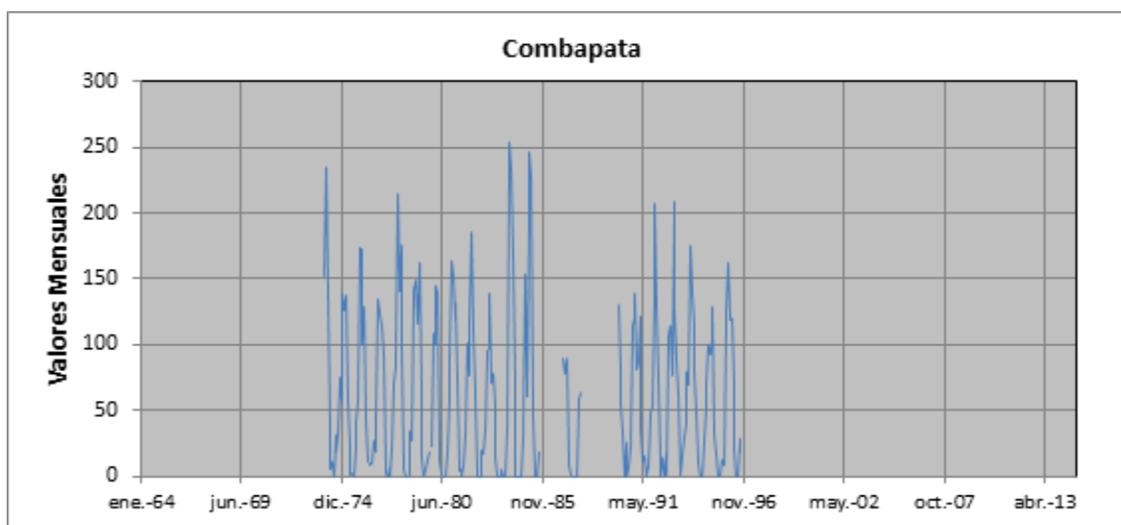
**Figura 26.** Histograma de precipitación de la estación Progreso. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 27.** Histograma de precipitación de la estación Macusani. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 28.** Histograma de precipitación de la estación Sicuani. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 29.** Histograma de precipitación de la estación Combapata. Fuente. Elaboración propia.

- Vector regional: Previo al análisis de doble masa o de doble acumulaciones es indispensable dividir el área de estudio en zonas homogéneas, en las que el régimen pluviométrico así como la variación interanual de la precipitación sean similares y bien conocidos.

Para la regionalización o agrupación de estaciones se ha utilizado el método del vector regional (MVR) de índices pluviométricos. La hipótesis fundamental en la que se basa,

consiste en asumir que para una misma zona climática sometida a un mismo régimen de precipitaciones, los totales pluviométricos anuales son pseudo-proporcionales, con una pequeña variación aleatoria cada año debido a la repartición de las lluvias dentro de la zona (el mismo principio que un análisis convencional de doble masa).

La idea básica del MVR, es la siguiente: en lugar de comparar dos por dos estaciones por correlación o doble masa, como se hace en los métodos clásicos, se elabora una estación ficticia que sea una “especie de promedio” de todas las estaciones de la zona, con la cual se comparan cada una de las estaciones.

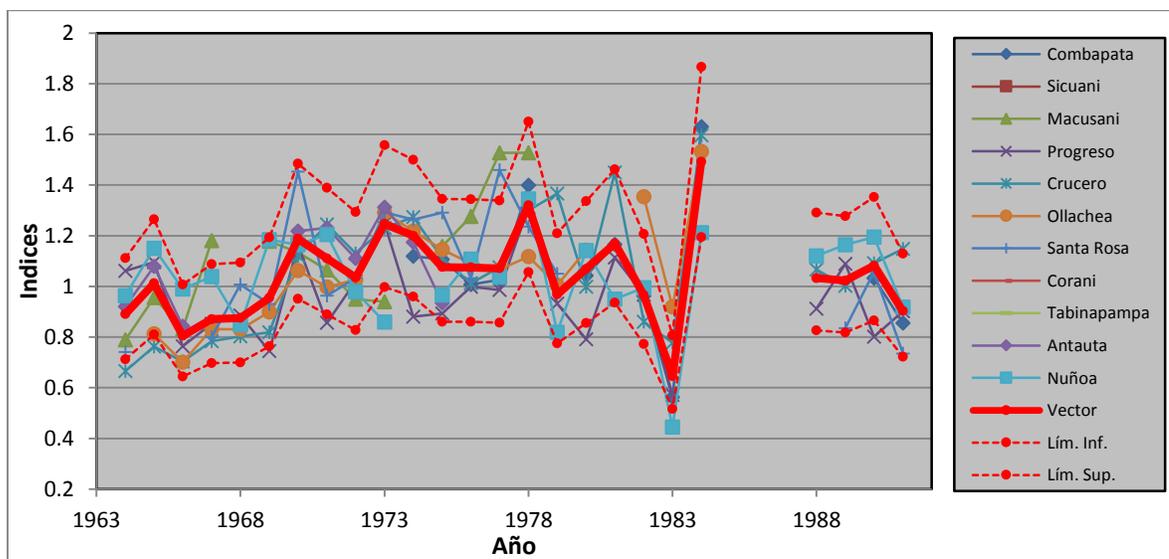
Bajo estos conceptos, se utiliza el método de mínimos cuadrados para encontrar los índices pluviométricos anuales  $Z_i$  y la precipitación media extendida  $X_j$ . Esto se logra al minimizar la siguiente expresión:

$$\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (X_{ij} / X_j - Z_i)$$

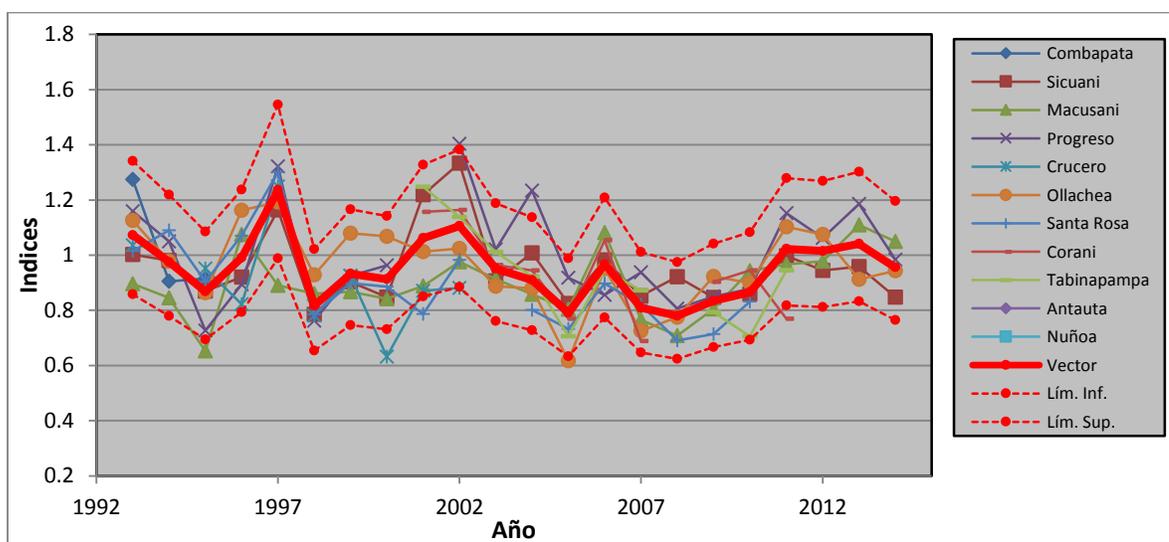
Donde  $i$  es el índice de año,  $j$  el índice de estación,  $n$  el número de años y  $m$  el número de estaciones.  $X_{ij}$  es la precipitación anual del año  $i$  en la estación  $j$ ,  $X_j$  es la precipitación media extendida al período de  $n$  años y finalmente  $Z_i$  es el índice pluviométrico regional del año  $i$ .

El método de Y. Brunet Moret considera que el índice regional de un año ( $Z_i$ ) es el promedio de los índices de todas las estaciones. Sin embargo, toma la precaución de filtrar los índices de las estaciones que se alejan demasiado del promedio, puesto que el promedio es influenciado por los valores extremos. De la misma manera, la media extendida de una estación se calcula a partir de la media de los valores observados o estimados, siempre después de filtrar los valores que se alejan demasiado de los valores de las estaciones vecinas para un mismo año.

Se descartaron aquellos años que están muy alejados de los límites inferior y superior del vector regional.



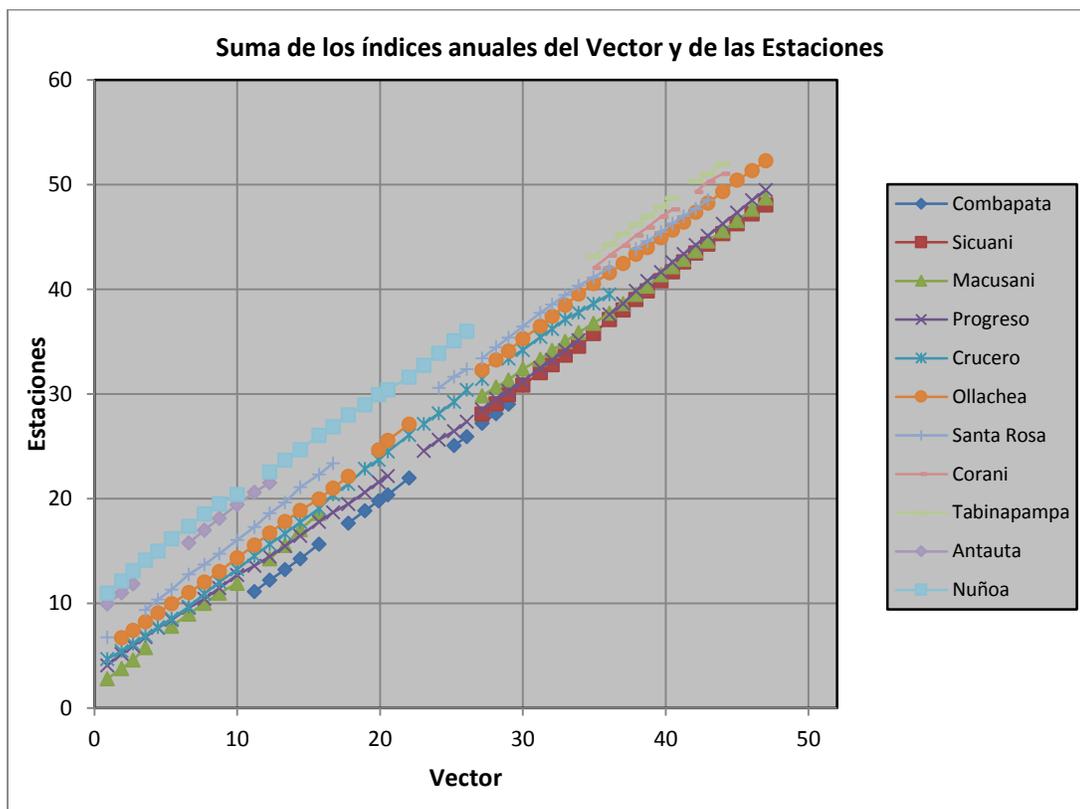
**Figura 30.** Índices anuales del vector regional de 1964 hasta 1993. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 31.** Índices anuales del vector regional de 1994 hasta 2014. Fuente. Elaboración propia.

- Análisis de doble acumulación: También se ha realizado el análisis de doble acumulación, entre los índices pluviométricos de las estaciones y el vector regional obtenido para el periodo 1964-2014.

En la figura siguiente se puede observar que no existen quiebres significativos por lo que se concluye que la información de las estaciones Sicuani, Macusani, Progreso, Ollachea, Antauta, Santa Rosa, Corani, Crucero y Tabinapampa es consistente para el periodo 1964-2014.



**Figura 32.** Curva de doble acumulación de precipitaciones. Fuente. Elaboración propia.

- Análisis estadístico: Se realizó el análisis estadístico para la estación Crucero, para el periodo dudoso 2000-2014, encontrándose que este rango de años no es homogéneo, tanto en la media como en la desviación estándar, con respecto al periodo 1964-1999. El periodo 2000-2014 no ha sido considerado como información consistente y los datos han sido obtenidos a través del completado de datos.

#### 5.1.2.2.4. Completado y/o extensión de la información.

Se realizado en base a un análisis de correlación lineal múltiple, con el soporte del software

Hec-4.

**Tabla 16**  
Coeficiente de correlación entre estaciones

Estaciones	Combapata	Sicuani	Macusani	Progreso	Ollachea	Santa Rosa	Corani	Tabinapampa	Antauta	Nuñoa	Crucero
Combapata	1										
Sicuani	0.778	1									
Macusani	0.772	0.752	1								
Progreso	0.839	0.869	0.760	1							
Ollachea	0.704	0.645	0.753	0.747	1						
Santa Rosa	0.815	0.838	0.779	0.867	0.801	1					
Corani	*	0.846	0.875	0.822	0.840	0.873	1				
Tabinapampa	*	0.858	0.826	0.781	0.876	0.809	0.874	1			
Antauta	0.793	0.721	0.699	0.662	0.575	0.613	*	*	1		
Nuñoa	0.816	0.749	0.715	0.787	0.692	0.777	*	*	0.634	1	
Crucero	0.782	0.713	0.737	0.826	0.732	0.819	0.864	0.821	0.551	0.766	1

Fuente: Elaboración propia.

Nota: (\*) Estaciones que no tienen un periodo común para el análisis de correlación.

#### 5.1.2.3. Análisis de la precipitación completada y consistente.

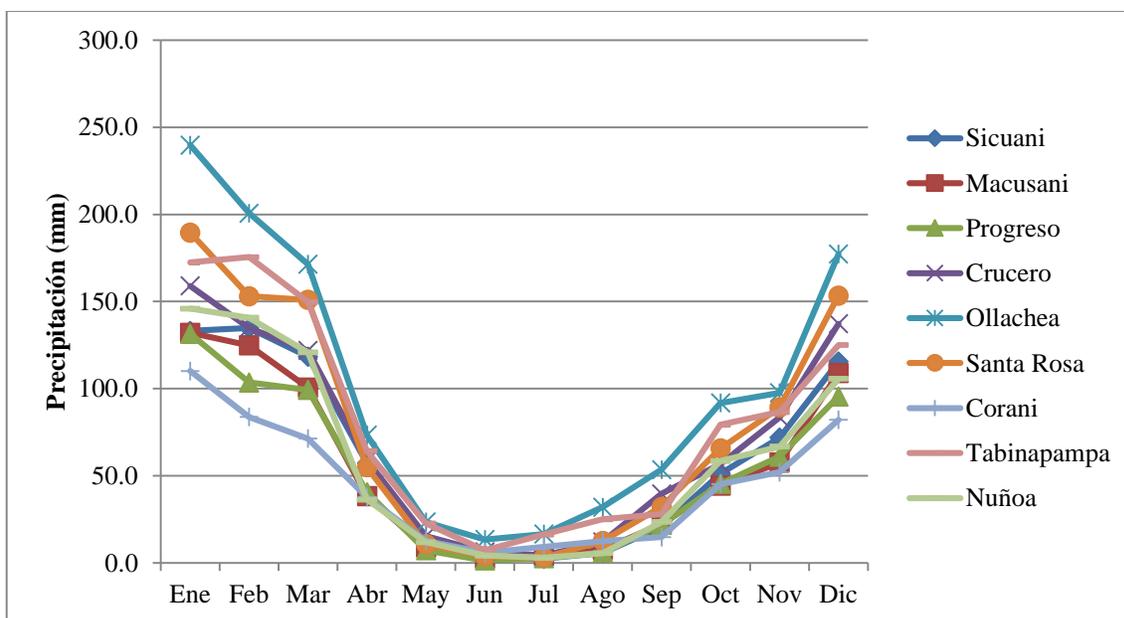
##### 5.1.2.3.1. Análisis de la distribución temporal de la precipitación.

En base a la información completada y consistente de precipitación para el periodo 1964-2014 se muestran a continuación los promedios mensuales. Aproximadamente un 70% de la precipitación se concentra en los meses de diciembre, enero, febrero y marzo.

**Tabla 17**  
Precipitación promedio mensual (mm)

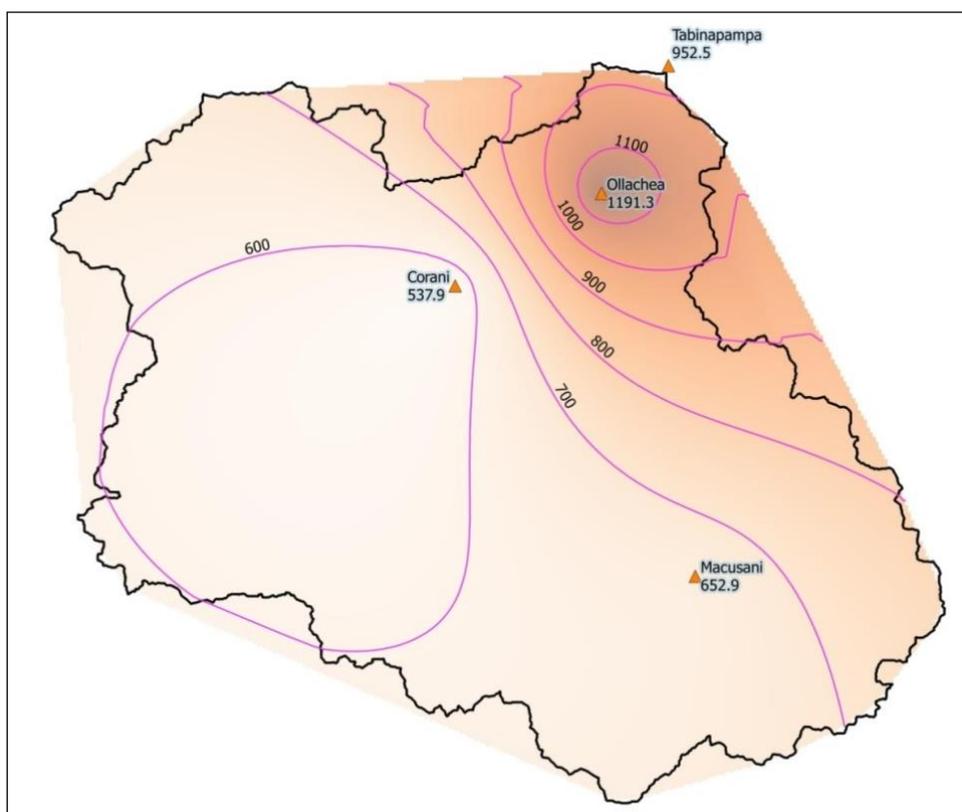
Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Sicuani	133.1	134.8	118.4	57.3	10.3	2.6	2.5	5.8	20.8	51.2	71.9	115.5	724.2
Macusani	132.0	124.9	100.6	38.3	9.1	2.6	4.0	7.7	22.5	44.4	57.7	109.1	652.9
Progreso	131.5	103.6	99.3	40.6	7.3	1.4	2.9	6.0	21.9	45.4	61.1	95.6	616.6
Crucero	159.0	134.9	121.9	58.8	15.5	6.4	4.3	12.1	39.7	56.8	83.5	137.2	830.1
Ollachea	239.8	200.7	171.4	73.4	23.5	13.5	16.6	32.1	53.6	91.8	97.7	177.3	1191.3
Santa Rosa	189.5	153.1	150.9	55.0	10.8	3.9	3.1	12.6	32.3	65.7	89.3	153.5	919.6
Corani	110.1	83.8	71.3	37.8	12.8	5.9	9.2	12.6	14.9	45.2	52.1	82.1	537.9
Tabinapampa	172.4	175.5	149.8	64.2	22.7	7.3	16.4	25.1	28.1	79.3	86.6	125.0	952.5
Nuñoa	145.9	140.7	120.9	36.4	12.0	4.3	3.0	5.6	23.5	58.5	66.8	105.7	723.5

Fuente: Elaboración propia



**Figura 33.** Distribución mensual de precipitaciones. Fuente. Elaboración propia.

#### 5.1.2.3.2. Análisis de la distribución espacial de la precipitación.



**Figura 34.** Mapa de isoyetas. Fuente. Elaboración propia.

En la figura anterior, se muestra la interpolación obtenida para la cuenca en estudio a partir de los promedios multianuales de cada estación. Se ha elaborado un mapa de isoyetas como resultado de la interpolación de los valores de precipitación mediante el método geoestadístico de Kriging. Se han interpolados los datos mensuales de la serie 1964-2014 con el uso del software Hydraccess.

#### ***5.1.2.4. Tratamiento de la información hidrométrica.***

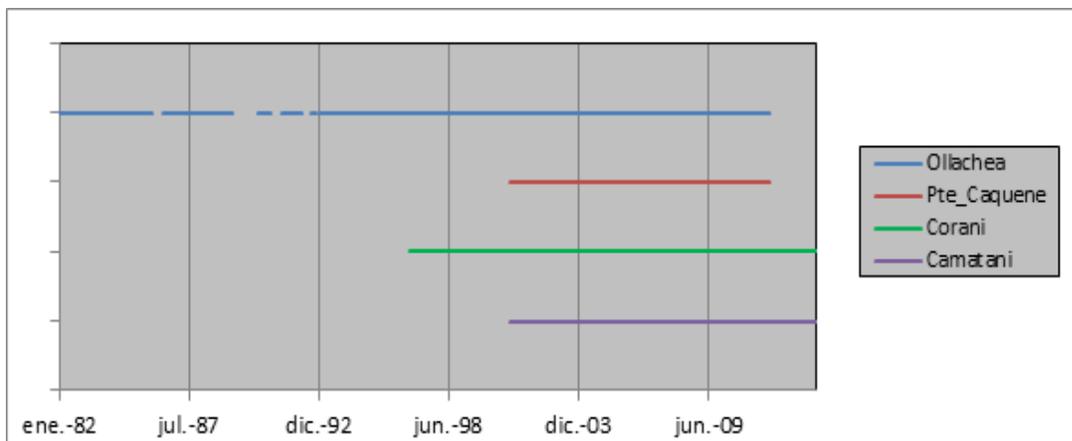
##### *5.1.2.4.1. Información disponible.*

Para el análisis de los registros de caudales se utilizaron (4) cuatro estaciones hidrométricas ubicadas en la cuenca, las cuales se detallan en la siguiente tabla:

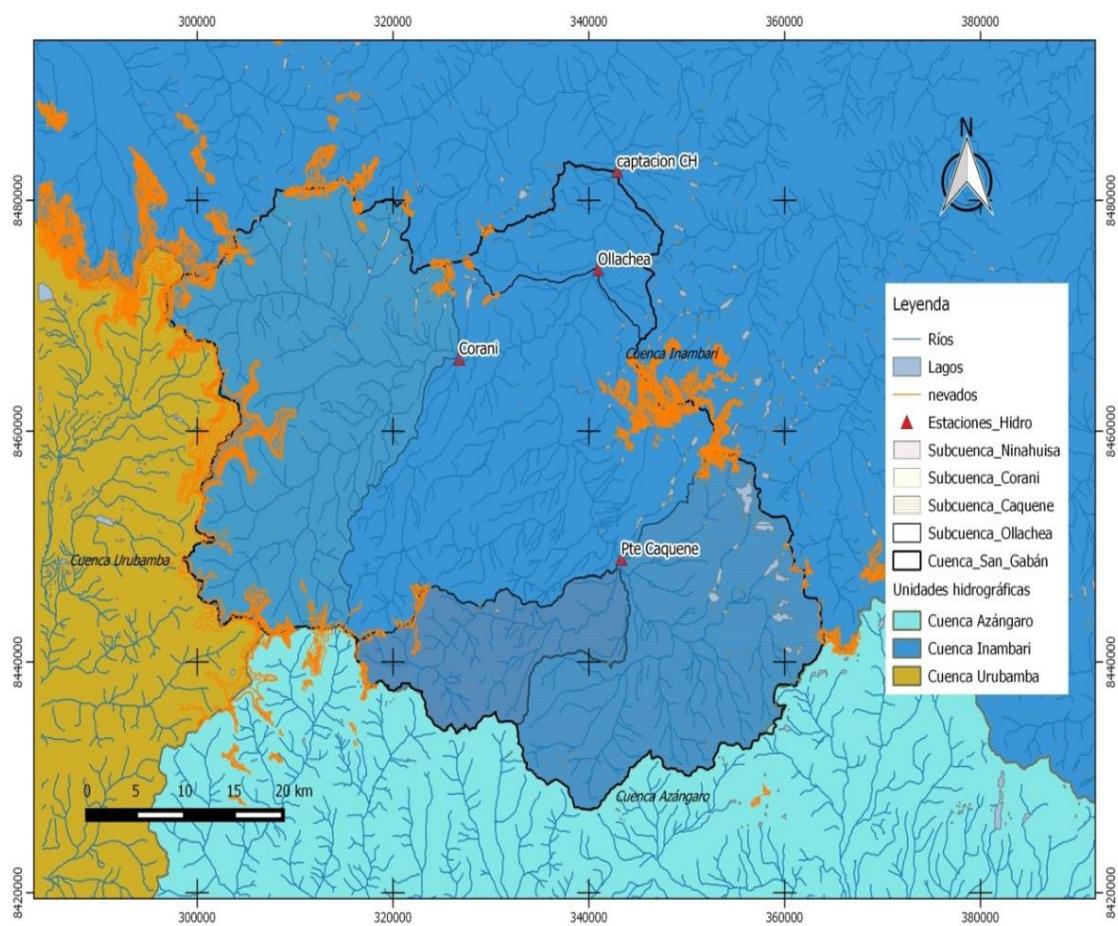
**Tabla 18**  
*Estaciones hidrométricas*

<b>Id Station</b>	<b>Nombre</b>	<b>Río</b>	<b>Fuente</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Altitud</b>
H001	Ollachea	Ollachea	Senamhi	-13.800	-70.466	2690
H002	Pte_Caquene	Macusani	Senamhi	-14.016	-70.450	4255
H003	Corani	Corani	Senamhi	-13.866	-70.600	4020
H004	Camatani	San Gabán	Senamhi	-13.733	-70.450	2240

*Fuente:* Elaboración propia.



**Figura 35.** Datos disponibles de caudales medios mensuales. Fuente. Elaboración propia.



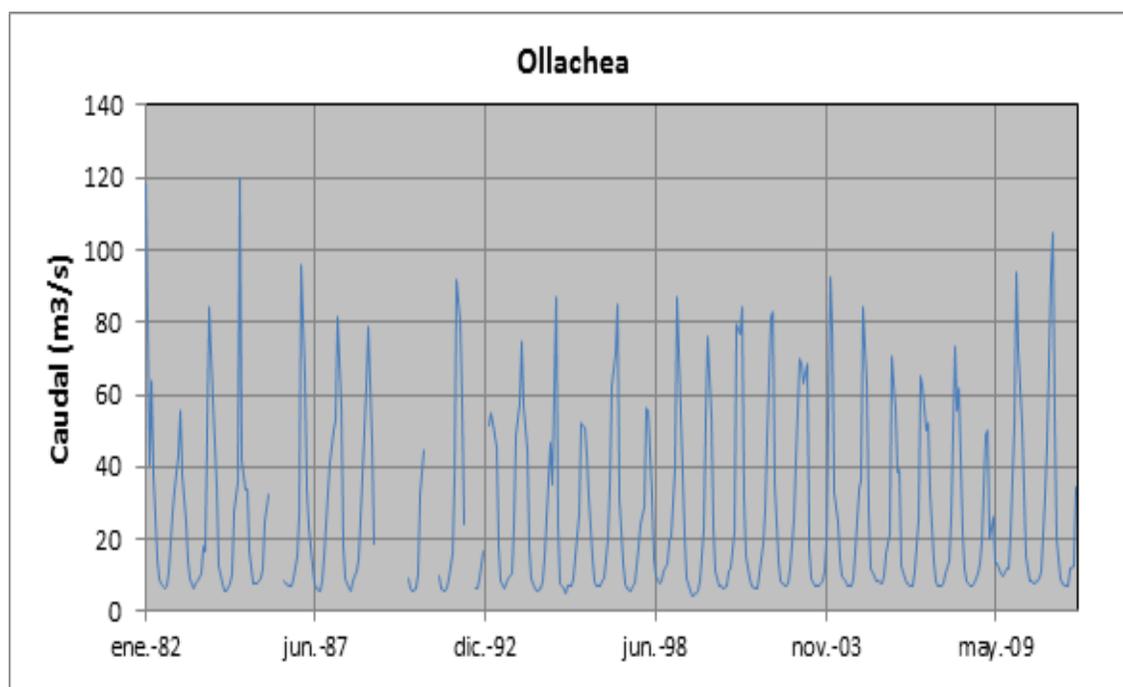
**Figura 36.** Ubicación espacial de estaciones hidrométricas. Fuente. Elaboración propia.

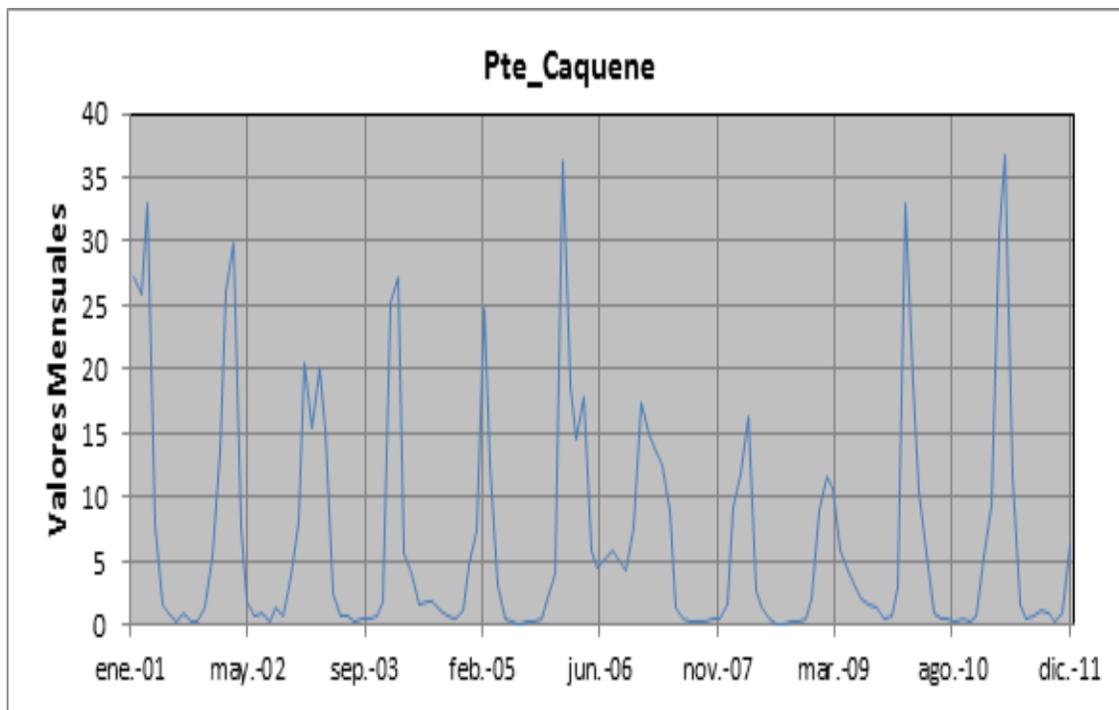
**Tabla 19***Inventario de datos de caudales*

Nombre	No Valores	Fecha Inicio	Fecha Final	% lagunas	Duración
Ollachea	334	16/01/1982	16/12/2011	7.222	27.75
Pte_Caquene	132	16/01/2001	16/12/2011	0	10.91
Corani	207	16/10/1996	16/12/2013	0	17.17
Camatani	156	16/01/2001	16/12/2013	0	12.91

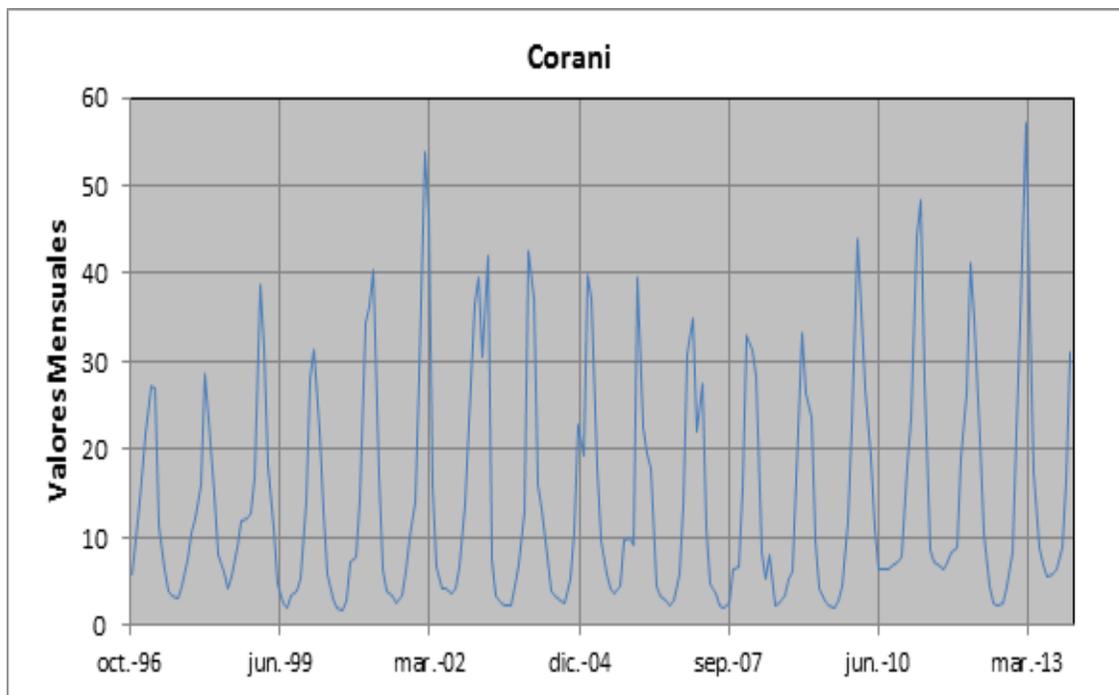
*Fuente:* Elaboración propia.*5.1.2.4.2. Análisis de consistencia.*

- Análisis gráfico: A continuación se muestran los histogramas de los caudales registrados por estación. Los histogramas de los caudales medios mensuales de las estaciones Ollachea, Pte. Caquene, Corani y Camatani, no muestran saltos ni tendencias significativas.

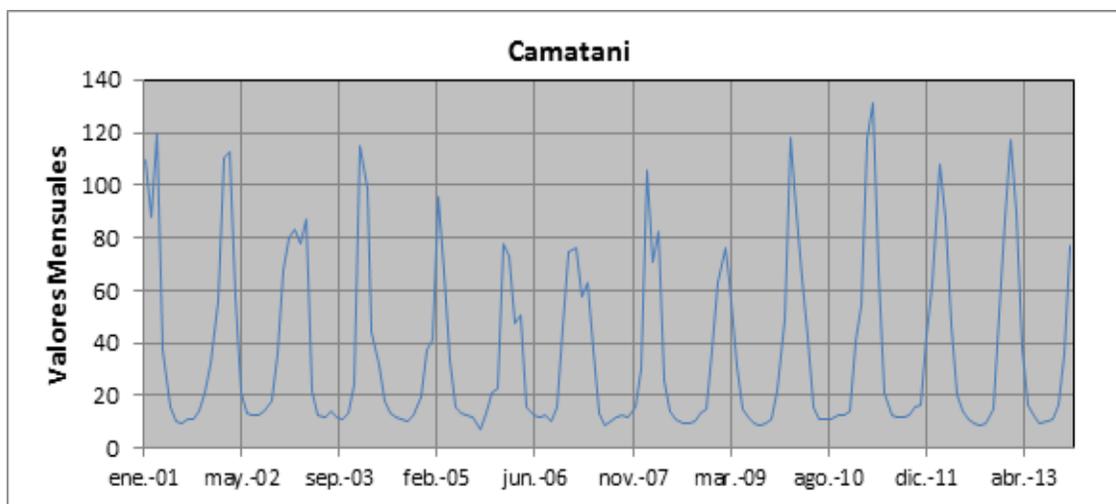
*Figura 37.* Histograma de caudales de la estación Ollachea. Fuente. Elaboración propia.



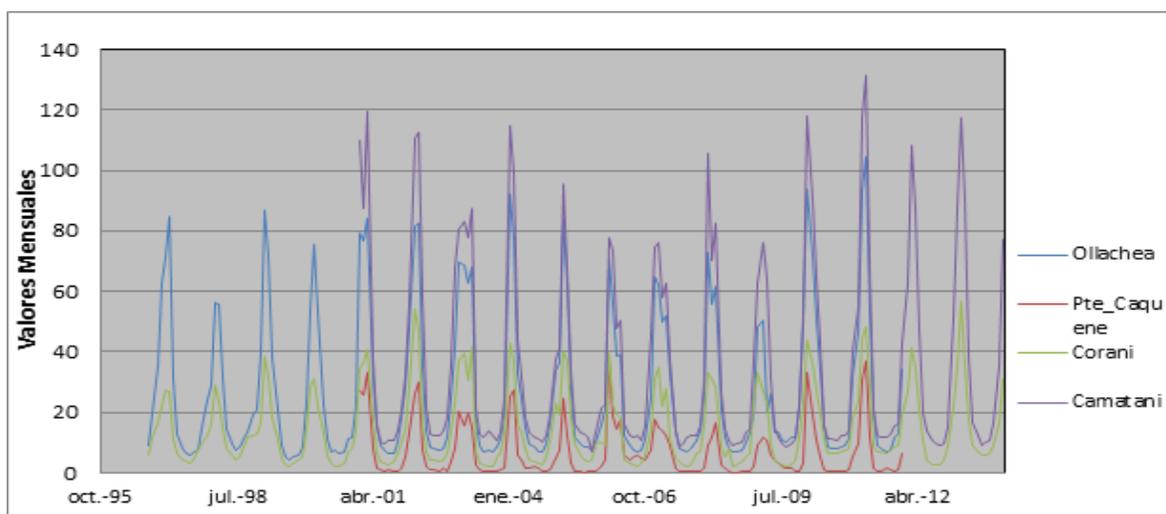
**Figura 38.** Histograma de caudales de la estación Puente Caquene. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 39.** Histograma de caudales de la estación Corani. Fuente. Elaboración propia.



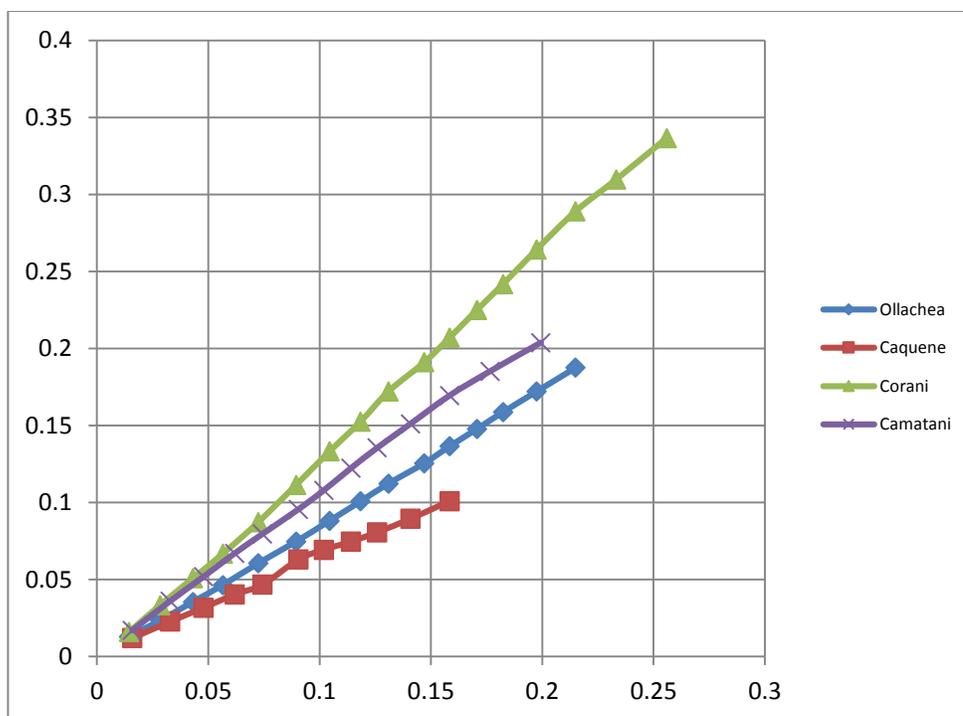
**Figura 40.** Histograma de caudales de la estación Camatani. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 41.** Histograma de caudales de las estaciones hidrométricas. Fuente. Elaboración propia.

- **Análisis de doble acumulaciones:** Para el análisis de doble masa se utilizaron los caudales promedios anuales divididos entre el área de cuenta vertiente a cada estación. Luego fueron acumulados y comparados con la estación promedio ficticia.

En la figura siguiente se observa que no existen quiebres significativos en las curvas de doble masa, por lo que se concluye que la información es consistente.



**Figura 42.** Curva de doble acumulación de caudales. Fuente. Elaboración propia.

### 5.1.3. La oferta hídrica.

#### 5.1.3.1. El modelo precipitación-escorrentía.

El estudio de aportaciones se realizó mediante el análisis precipitación - escorrentía “Soil Moisture Method” del modelo WEAP, ya que este permite introducir datos climáticos para estimar la escorrentía sobre los cauces. Los datos climáticos requeridos para realizar la modelación incluyen la precipitación, temperatura, humedad, velocidad de viento, entre otros.

Los componentes para el balance hidrológico del modelo WEAP son: evapotranspiración, infiltración, escorrentía superficial, escorrentía sub-superficial (i.e. interflow), y flujo base. Para estimar estos componentes en cada uno de las unidades espaciales básicas (denominadas catchments o zonas de captación), se utilizará datos climatológicos y de cobertura vegetal.

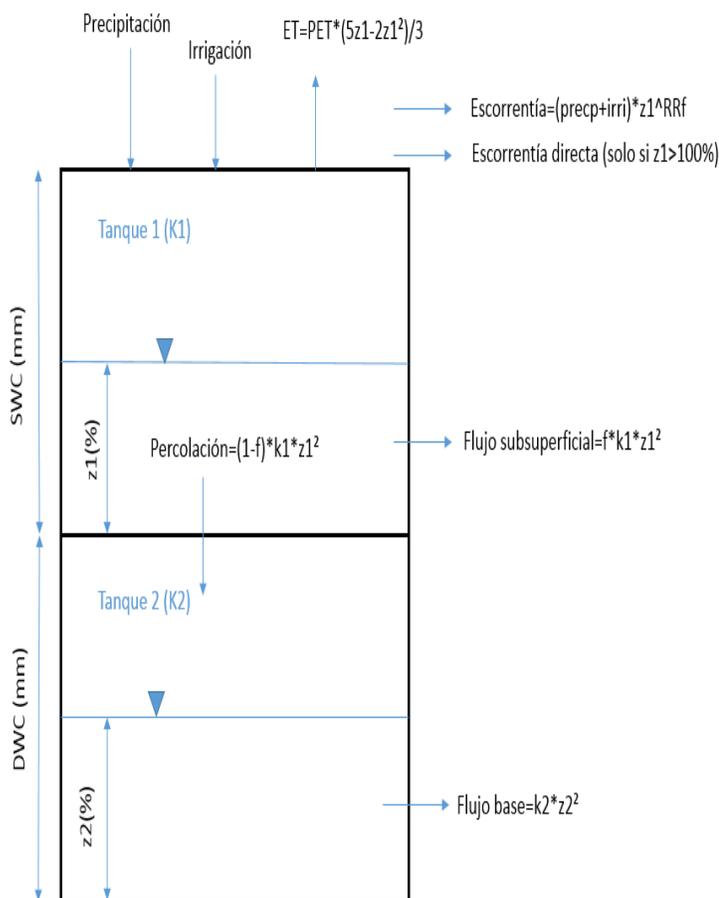
Una unidad de la cuenca puede ser dividida en N áreas fraccionales representando distintos usos y tipos de suelo. Un balance de agua se calcula para cada área, j de los N considerados. El

clima se asume uniforme sobre cada área discreteada y el balance de agua viene dado por la siguiente expresión:

$$Rd_j \frac{dz_{1,j}}{dt} = P_s(t) - PET(t)k_{c,j}(t)\left(\frac{5z_{1,j} - 2z_{1,j}^2}{3}\right) - P_s(t)z_{1,j}^{RRF_j} - f_j k_{z,j} z_{1,j}^2 - (1 - f_j)k_{z,j} z_{1,j}^2$$

Variación en el almacenamiento
precipitación
evapotranspiración
escorrentía
Flujo subsuperficial
percolación

**Figura 43.** Ecuación de balance hidrológico de una cuenca. Fuente. (Stockholm Environment Institute's U.S. Center, 2016).



**Figura 44.** Modelo conceptual precipitación-escorrentía. Fuente. (Stockholm Environment Institute's U.S. Center, 2016).

Dónde:

- $z_{1,j} = [1,0]$ : Es el almacenamiento relativo dado como una fracción del almacenamiento total efectivo en la zona de raíces.
- $R_{dj}$  (mm): Capacidad de almacenamiento efectivo en la zona de raíces para la fracción  $j$  de cobertura de uso de suelo.
- $P_e$ : Precipitación efectiva incluyendo el derretimiento de nieve en la subcuenca, calculada como  $P_e = P_i m_c + m_r$ , siendo:
- $m_c$ : coeficiente de derretimiento definido en función de las temperaturas de derretimiento y congelación
- $m_r$ : tasa de derretimiento calculada como  $m_r = \left[ \frac{Ac_i}{m_c} \right]$  donde  $Ac_i$ , es la acumulación de nieve calculada con la siguiente expresión:  $Ac_i = \left[ \frac{Ac}{m_c} \right]^{-(i-1)} + (1 - m_c) P_i$
- $PET$ : Evapotranspiración potencial calculada según Penman-Monteith, donde  $k_{c,j}$  es el coeficiente de cultivo para cada fracción de cobertura de suelo.
- $P_e(t) z_{(1,j)}^{\left[ \frac{RRF}{m_c} \right]_{-i}}$ : Este término representa la escorrentía superficial, donde  $RRF_j$  es el Factor de Resistencia a la Escorrentía de la cobertura del suelo. Valores elevados de este parámetro implican menor escorrentía superficial.
- $f_j k_{(s,j)} z_{(1,j)}^2$ : Representa el flujo interno.
- $\left[ \frac{1-f}{m_c} \right]_{-j} k_{(s,j)} z_{(1,j)}^2$ : Representa la percolación.
- $k_{(s,j)}$ : Conductividad en zona de raíces (mm/tiempo)
- $f_j$  Dirección de flujo preferente. Coeficiente de reparto relacionado con el tipo de suelo, la cobertura y la topografía que divide el agua horizontal y verticalmente.

El flujo base procedente de la segunda capa, en los casos en los que no exista un nodo de agua subterránea, se calcula con la siguiente expresión:

$$S_{\max} \frac{dz_2}{dt} = \left( \sum_{j=1}^N (1-f_j) k_{i,j} z_{1,j}^2 \right) - k_{i,2} z_2^2$$

percolación
Flujo base

↓  
 Variación en el almacenamiento del segundo tanque

**Figura 45.** Flujo base de la segunda capa. Fuente. (*Stockholm Environment Institute's U.S. Center, 2016*).

Dónde:

- $S_{\max}$ : percolación profunda procedente del almacenamiento superior dado en la Eq1
- $k_{s2}$ : conductividad en la zona profunda (mm/tiempo), que es dada como un único valor para la subcuenca.

#### 5.1.3.1.1. Construcción del modelo.

La construcción del modelo hidrológico se realizó siguiendo las etapas de recolección de datos, caracterización de la cuenca, procesamiento de datos climáticos, y calibración del modelo.

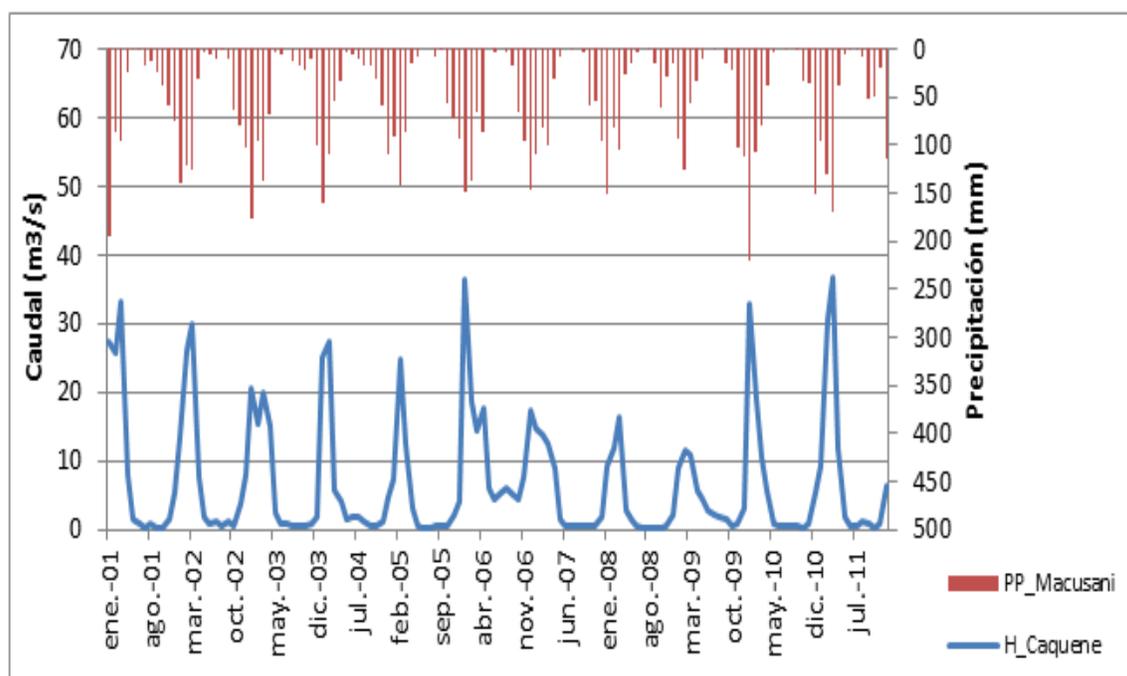
La parte correspondiente a caracterización de la cuenca y procesamiento de datos climáticos abarca lo descrito en los acápite anteriores del presente estudio.

Para la elaboración del modelo, la cuenca del río Macusani (hasta la estación Pte. Caquene) ha sido dividida en 7 microcuencas, las cuales han sido definidas en función a obras existentes (lagunas represadas) y lugares donde a futuro se implementarán las obras de afianzamiento hídrico como es el caso de la presa en el río Ninahuisa.

Para cada microcuenca los datos de precipitación y los datos climáticos fueron asignados según la estación meteorológica más cercana (Macusani).

El tipo de cobertura del suelo se ha asignado según la clasificación de la ONERN para cobertura vegetal. En la cuenca de estudio se encontraron las siguientes coberturas: Peri glacial y Pajonal Altoandino. También se observa un pequeño porcentaje de Bofedal, sin embargo ha sido despreciado.

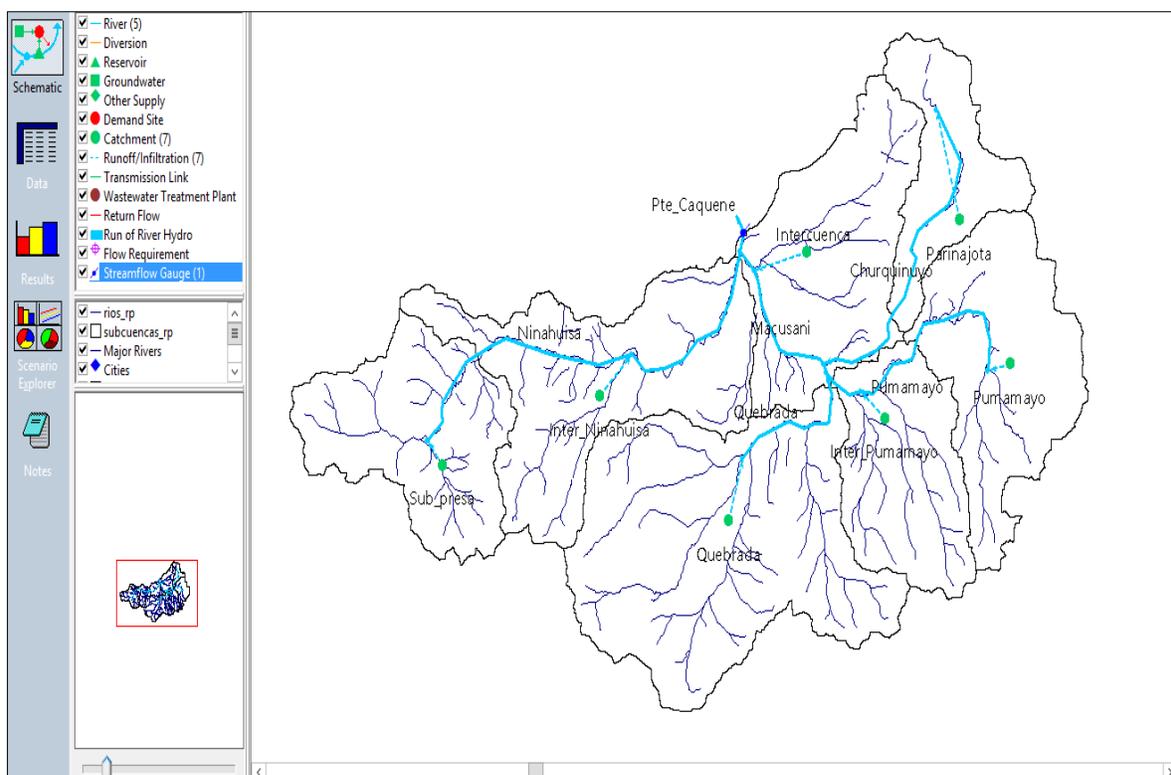
La siguiente figura, muestra la correspondencia entre la precipitación total mensual registrada en la estación Macusani y los caudales medios diarios aforados en la estación hidrométrica Caquene.



**Figura 46.** Histograma de precipitaciones vs caudales. Fuente. Elaboración propia.

Cada una de las 7 microcuencas es representada a través de una unidad hidrológica de respuesta del modelo WEAP (denominado “Cachment”).

En la figura siguiente, muestra el esquema del modelo hidrológico desarrollado en WEAP de la cuenca Macusani hasta la estación Pte. Caquene.



**Figura 47.** Esquema del modelo hidrológico. Fuente. Elaboración propia.

#### 5.1.3.1.2. Calibración del modelo.

El modelo se construyó para un período de tiempo en el que los datos climáticos (precipitación, temperaturas, humedad relativa, etc.) coinciden con los datos hidrométricos, lo cual permite realizar los procesos de calibración y validación. Este período de tiempo comprende desde el año 2001 al 2011.

El modelo de la cuenca del río Macusani cuenta con información de una estación hidrométrica (Pte. Caquene) la cual será utilizada durante la calibración del modelo.

En la siguiente tabla se presenta los parámetros obtenidos en la calibración, los cuales han sido aplicados de forma inicial a todas las subcuencas.

**Tabla 20**  
*Parámetros de calibración*

Parámetro	Unidad	Valor
Kc (coeficiente del cultivo)		0.5 - 1.2
Capacidad de agua en la zona de raíces	mm	60 - 120
Conductividad en zona profunda	mm/mes	20 - 60
Dirección del flujo	% horizontal	0.15
Z1 inicial	%	25
Z2 inicial	%	25
Capacidad de agua en zona profunda	mm	200 - 500
Factor de resistencia a la escorrentía		1.5 - 4

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros de conductividad, capacidad de almacenamiento de agua, factor de resistencia a la escorrentía, y dirección del flujo se ajustaron para reproducir de forma general el comportamiento de los flujos pico en el verano y de los flujos base en el invierno. Los parámetros obtenidos se encuentran dentro de los rangos normales para modelos de paso de tiempo mensual.

La precisión del modelo fue medida con el error cuadrático medio, el volumen relativo de BIAS y la eficiencia de Nash-Sutcliffe:

$$ECM = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2,$$

$$BIAS = 100 \left[ \frac{\overline{Q_s} - \overline{Q_0}}{\overline{Q_0}} \right], \quad y$$

$$E_f = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o,i} - \overline{Q_0})^2}$$

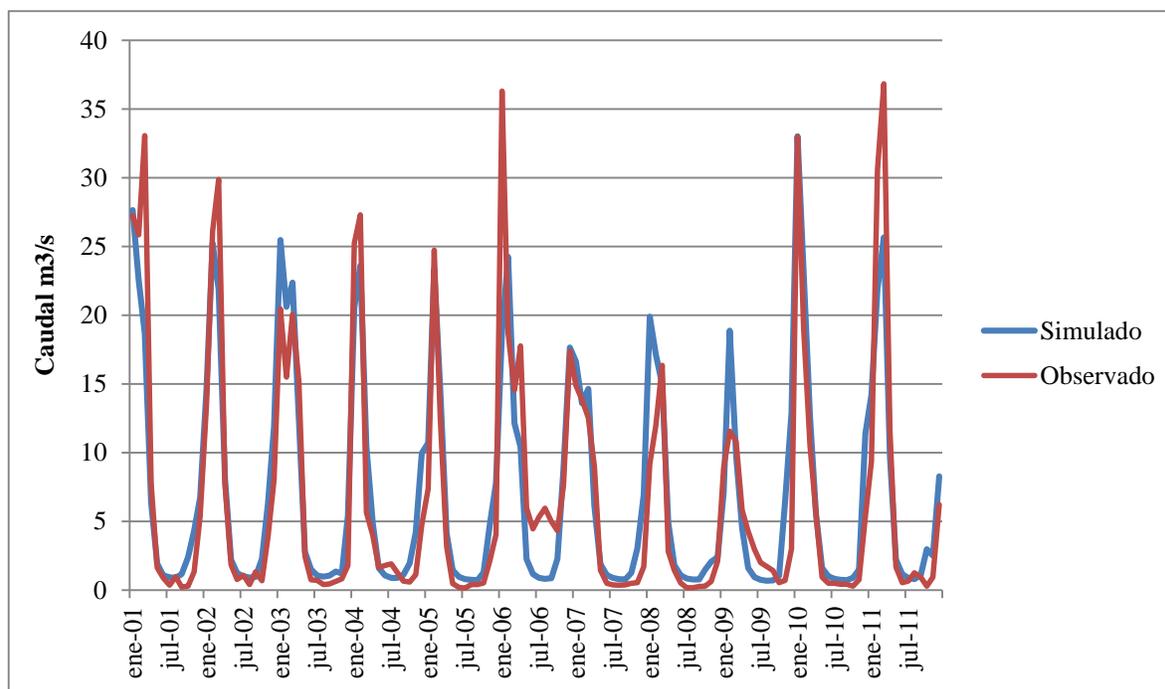
El modelo es más eficiente cuando el índice de Nash se aproxima a 1; lo contrario para el BIAS y ECM, los que reflejan una mayor eficiencia cuando el valor sea acerca a cero. La eficiencia del índice de Nash se puede comparar con los valores de la siguiente tabla:

**Tabla 21***Rango de valores de Nash*

<b>Nash</b>	<b>Ajuste</b>
< 0.2	Insuficiente
0.2 – 0.4	Satisfactorio
0.4 – 0.6	Bueno
0.6 – 0.8	Muy Bueno
> 0.8	Excelente

*Fuente:* Elaboración propia.*5.1.3.1.3. Resultados de la calibración.*

Con la información disponible de registros de caudales, ha sido posible calibrar el modelo en la estación de control Pte. Caquene, obteniendo valores estadísticos satisfactorios (índice de Nash, BIAS, EMC), lo que demuestra que el modelo está representando adecuadamente la cuenca y el sistema de aprovechamiento de agua que existe dentro de ella.

**Figura 48.** Caudales simulados vs caudales observados (estación Pte. Caquene). Fuente. Elaboración propia.

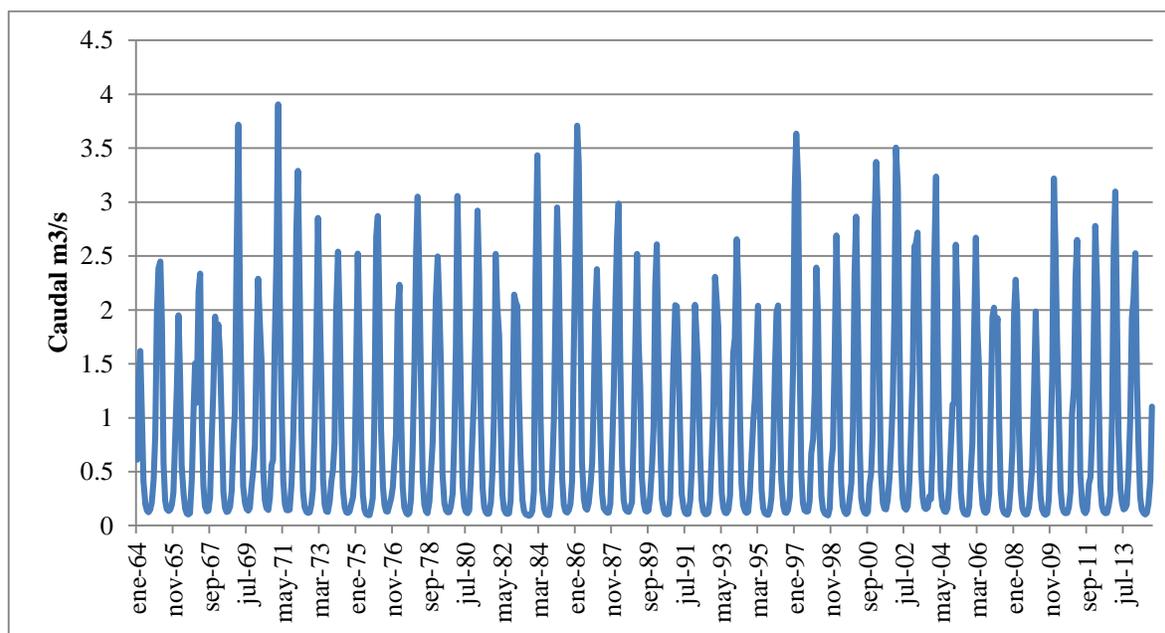
Se obtuvo un valor para el índice de Nash de 0.84, Nash-ln de 0.79, Bias = 0.042.

$Q_{prom\ simulado} = 7.014$

$Q_{prom\ observado} = 6.731$

### 5.1.3.2. Generación de descargas.

Con el modelo precipitación-escorrentía ya calibrado se procedió a generar caudales en los puntos de interés. La data de precipitación completada y consistente corresponde al periodo 1964-2014. Se ha obtenido un caudal medio de  $0.887\text{ m}^3/\text{s}$  (aproximadamente  $27.97\text{ hm}^3$ ), para una cuenca vertiente de  $90.2\text{ km}^2$ , con lo que se obtiene un rendimiento hídrico de  $9.83\text{ l/s/km}^2$ . Considerando que el río Macusani tiene un caudal promedio de  $6.765\text{ m}^3/\text{s}$  para la serie extendida de 1964 al 2014, con lo que se obtiene un rendimiento hídrico de  $9.20\text{ l/s/km}^2$ , se concluye que el valor obtenido para la subcuenca Macusani corresponde al orden de magnitud esperado. A continuación se presentan los caudales generados el punto de represamiento en Ninahuisa.

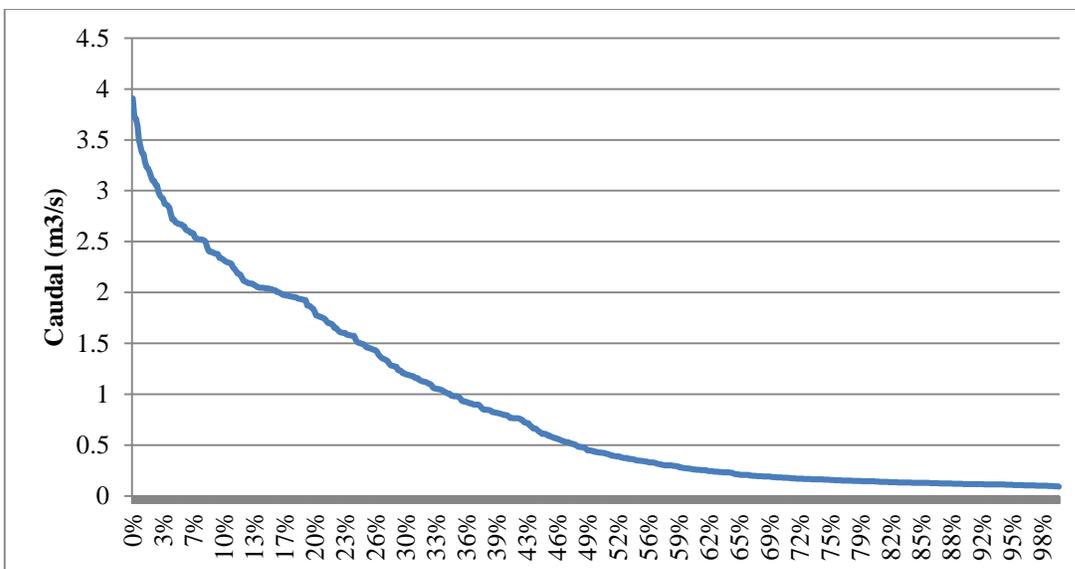


**Figura 49.** Serie de caudales generados en el punto de represamiento. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 22**  
*Caudales generados en el punto de represamiento*

<b>Año</b>	<b>Enc</b>	<b>Feb</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dic</b>	<b>Anual</b>
1964	0.612	1.351	1.619	1.022	0.409	0.196	0.137	0.124	0.149	0.213	0.429	0.840	0.592
1965	1.957	2.385	2.449	1.873	0.577	0.234	0.152	0.137	0.148	0.191	0.306	0.761	0.931
1966	1.303	1.950	1.375	0.553	0.293	0.156	0.114	0.102	0.114	0.441	1.040	1.506	0.746
1967	1.138	2.176	2.338	0.983	0.374	0.180	0.134	0.138	0.264	0.791	1.226	1.937	0.973
1968	1.575	1.865	1.603	0.921	0.311	0.164	0.127	0.131	0.176	0.326	0.753	1.054	0.751
1969	2.399	3.718	2.067	1.195	0.362	0.207	0.154	0.138	0.165	0.350	0.523	0.750	1.002
1970	1.633	2.291	1.838	1.502	0.513	0.239	0.162	0.146	0.258	0.559	0.611	1.677	0.952
1971	2.531	3.906	2.114	1.189	0.416	0.200	0.146	0.140	0.148	0.391	0.802	1.417	1.117
1972	2.720	3.289	2.088	0.900	0.317	0.170	0.126	0.119	0.125	0.195	0.329	0.975	0.946
1973	1.746	2.854	2.108	1.286	0.434	0.192	0.133	0.126	0.231	0.406	0.513	0.768	0.900
1974	1.972	2.542	1.941	0.986	0.347	0.169	0.123	0.118	0.131	0.193	0.263	0.479	0.772
1975	1.497	2.522	1.654	0.796	0.290	0.147	0.110	0.097	0.098	0.164	0.256	0.981	0.718
1976	2.684	2.871	1.997	0.899	0.363	0.188	0.134	0.130	0.186	0.255	0.358	0.604	0.889
1977	0.845	1.969	2.234	1.050	0.363	0.170	0.118	0.105	0.118	0.245	0.683	1.514	0.784
1978	2.512	3.052	2.342	1.237	0.423	0.195	0.134	0.116	0.225	0.509	0.765	1.347	1.071
1979	2.102	2.497	2.047	1.493	0.481	0.209	0.141	0.123	0.125	0.175	0.298	0.795	0.874
1980	1.654	3.056	2.250	1.179	0.378	0.183	0.129	0.115	0.146	0.444	0.820	1.193	0.962
1981	2.007	2.922	2.319	1.058	0.346	0.170	0.123	0.109	0.111	0.215	0.504	1.065	0.912
1982	2.520	2.032	1.762	0.907	0.295	0.153	0.114	0.108	0.114	0.235	0.816	2.143	0.933
1983	2.074	2.036	1.209	0.647	0.240	0.136	0.105	0.096	0.093	0.100	0.137	0.315	0.599
1984	2.293	3.435	2.410	1.004	0.341	0.159	0.114	0.100	0.097	0.182	0.530	1.006	0.973
1985	2.021	2.951	2.381	1.277	0.434	0.191	0.133	0.120	0.144	0.203	0.414	1.573	0.987
1986	2.667	3.708	3.359	2.051	0.592	0.245	0.163	0.147	0.207	0.380	0.582	1.161	1.272
1987	2.004	2.379	1.584	0.823	0.301	0.163	0.135	0.122	0.122	0.200	0.634	1.272	0.812
1988	2.056	2.673	2.986	1.582	0.571	0.235	0.152	0.133	0.127	0.167	0.217	0.811	0.976
1989	1.606	2.520	1.693	1.279	0.449	0.210	0.140	0.130	0.141	0.273	0.561	0.911	0.826
1990	2.211	2.609	1.586	0.768	0.249	0.153	0.114	0.104	0.108	0.254	0.828	1.483	0.872
1991	2.045	2.034	1.538	0.900	0.296	0.165	0.119	0.105	0.108	0.234	0.530	1.116	0.766
1992	2.047	1.752	1.358	0.664	0.233	0.135	0.106	0.107	0.121	0.241	0.623	1.124	0.709
1993	2.306	2.090	1.850	0.937	0.301	0.166	0.120	0.116	0.147	0.280	0.930	1.602	0.904
1994	1.735	2.656	2.183	1.053	0.390	0.188	0.131	0.117	0.130	0.301	0.662	0.961	0.876
1995	1.177	1.579	2.040	1.089	0.334	0.161	0.116	0.103	0.102	0.145	0.259	0.611	0.643
1996	1.438	1.978	2.041	1.121	0.428	0.186	0.124	0.118	0.143	0.270	0.845	1.462	0.846
1997	3.095	3.635	3.182	1.443	0.464	0.208	0.142	0.130	0.132	0.229	0.666	0.806	1.178
1998	1.237	2.392	1.975	0.886	0.273	0.152	0.114	0.102	0.096	0.160	0.571	0.721	0.723
1999	1.461	2.690	2.044	1.184	0.393	0.179	0.123	0.107	0.121	0.233	0.395	0.925	0.821
2000	2.331	2.866	1.955	0.764	0.257	0.162	0.121	0.110	0.131	0.374	0.483	0.869	0.868
2001	2.832	3.373	2.931	1.393	0.484	0.209	0.156	0.152	0.233	0.448	0.764	1.158	1.178
2002	1.930	3.506	3.143	1.773	0.592	0.256	0.168	0.147	0.179	0.395	0.848	1.450	1.199
2003	2.588	2.616	2.718	1.763	0.540	0.262	0.167	0.154	0.167	0.271	0.245	0.692	1.015
2004	2.401	3.236	1.695	0.913	0.323	0.179	0.132	0.126	0.163	0.363	0.779	1.127	0.953
2005	1.132	2.605	2.088	0.930	0.301	0.155	0.116	0.104	0.102	0.176	0.493	0.765	0.747
2006	1.870	2.671	1.813	1.452	0.428	0.194	0.129	0.118	0.134	0.303	1.101	1.934	1.012
2007	2.021	1.774	1.923	0.981	0.331	0.165	0.121	0.107	0.101	0.148	0.348	0.727	0.729
2008	1.966	2.280	1.960	0.898	0.330	0.162	0.117	0.104	0.105	0.175	0.352	0.546	0.750
2009	1.157	1.986	1.337	0.716	0.278	0.149	0.111	0.101	0.113	0.240	0.814	1.433	0.703
2010	3.220	2.586	1.714	0.980	0.338	0.173	0.126	0.115	0.117	0.169	0.309	1.030	0.906
2011	1.272	2.298	2.650	1.609	0.473	0.198	0.132	0.115	0.146	0.391	0.448	0.851	0.882
2012	1.700	2.779	2.187	1.207	0.374	0.182	0.129	0.115	0.119	0.183	0.280	1.047	0.859
2013	2.578	3.098	1.961	0.848	0.339	0.209	0.151	0.159	0.194	0.534	1.013	1.929	1.085
2014	2.094	2.525	1.326	0.717	0.267	0.149	0.115	0.103	0.118	0.201	0.423	1.105	0.762
<b>Promedio</b>	1.960	2.599	2.058	1.111	0.377	0.183	0.130	0.120	0.143	0.285	0.576	1.105	0.887
<b>Max</b>	3.220	3.906	3.359	2.051	0.592	0.262	0.168	0.159	0.264	0.791	1.226	2.143	1.272
<b>Min</b>	0.612	1.351	1.209	0.553	0.233	0.135	0.105	0.096	0.093	0.100	0.137	0.315	0.592
<b>75%</b>	1.591	2.133	1.705	0.899	0.301	0.162	0.118	0.106	0.114	0.192	0.355	0.801	0.764

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 50.** Curva de duración de caudales. Fuente. Elaboración propia.

#### **5.1.4. Los usos y demandas de recursos hídricos.**

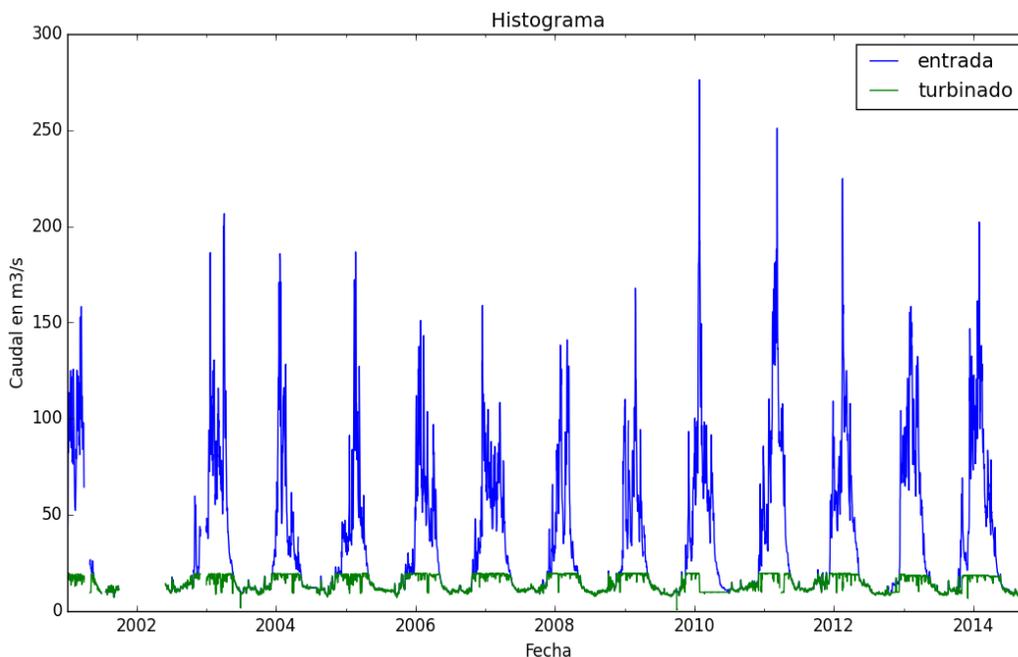
##### **5.1.4.1. El caudal ecológico.**

Actualmente existe una metodología pero sin lineamientos precisos a aplicar para el cálculo del caudal ecológico, sin embargo existe una directiva de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) que indica que para fines de aprobación del estudio de aprovechamiento hídrico debe considerarse el 10% del caudal medio mensual para la demanda ecológica.

Este proyecto no contempla la construcción de una canal u otro tipo de conducción para derivar las aguas del río Ninahuisa hacia la C.H. San Gabán II, por el contrario la masa de agua almacenada en el embalse durante los meses de diciembre a abril será descargada al cauce natural del río durante el periodo de estiaje y en consecuencia el caudal aumentará en lugar de disminuir para los meses de mayo a noviembre.

Por otro lado, en los meses de diciembre a abril, en los cuales se trata de almacenar la mayor cantidad posible de agua, será necesario dejar un caudal ecológico aguas abajo de la presa, para el tramo comprendido entre dicha estructura y la confluencia con el río Macusani. Se ha

considerado que el caudal ecológico para estos meses debería ser el caudal de estiaje en las condiciones actuales (aproximadamente 100 l/s), debido a que se estaría invirtiendo el hidrograma de caudales a nivel mensual.



**Figura 51.** Relación entre caudal disponible vs caudal turbinado. Fuente. Elaboración propia.

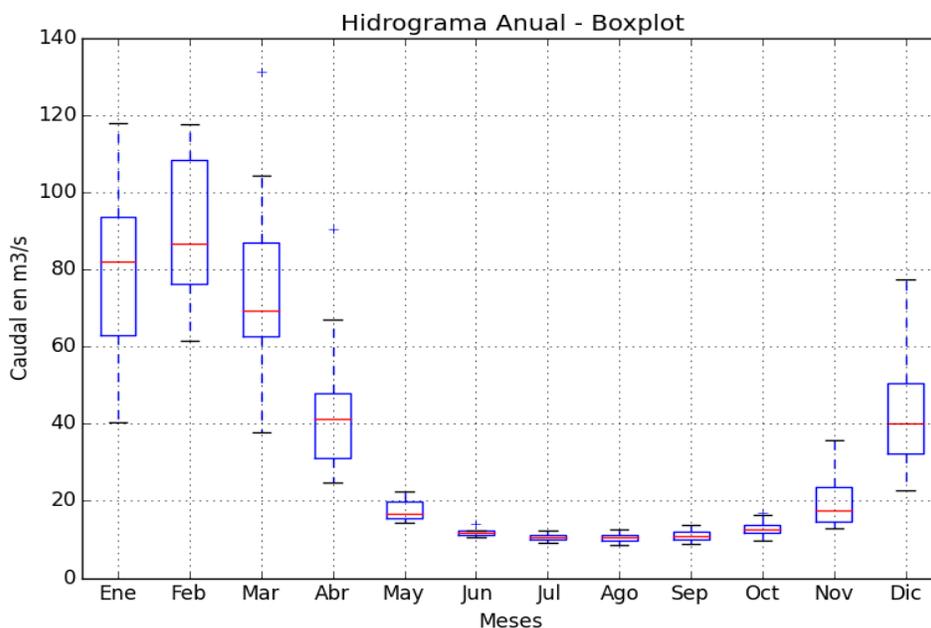
Si se divide el caudal promedio diario de 14.441 m<sup>3</sup>/s (periodo 2001 al 2014) entre el caudal de diseño (19 m<sup>3</sup>/s) se obtiene un factor de planta de 0.76 (incluyendo paradas por mantenimiento de una turbina, tal como se observa en la tabla siguiente.

**Tabla 23**

*Datos de caudal disponible vs caudal turbinado*

Estadístico	Q en el río (m <sup>3</sup> /s)	Q turbinado (m <sup>3</sup> /s)
N° de datos	4716	4701
Promedio	34.818	<b>14.441</b>
Des. Est.	35.857	4.012
Min.	7.187	0.682
Cuartil 25%	11.254	10.633
Cuartil 50%	15.473	13.736
Cuartil 75%	48.631	18.779
Max.	276.136	19.650

Fuente: Elaboración propia



**Figura 52.** Hidrograma mensualizado de caudal disponible en la C.H. San Gabán II. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 24**

*Datos de caudales disponibles en la C.H. San Gabán II*

Estadístico	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
<b>Promedio</b>	80.10	90.36	74.75	44.39	17.51	11.77	10.59	10.50	10.95	12.91	20.26	44.02
<b>Des. Est.</b>	22.30	19.54	24.25	18.45	2.69	0.83	0.97	1.11	1.36	2.21	7.70	18.00
<b>Min.</b>	40.34	61.58	37.82	24.72	14.18	10.60	9.17	8.50	8.95	9.56	12.97	22.80
<b>25%</b>	62.92	76.30	62.52	31.01	<b>15.61</b>	<b>11.26</b>	<b>9.97</b>	<b>9.69</b>	<b>9.87</b>	<b>11.68</b>	<b>14.53</b>	32.26
<b>50%</b>	81.93	86.74	69.23	41.11	16.54	11.69	10.62	10.68	10.91	12.65	17.39	40.11
<b>75%</b>	93.70	108.18	86.92	47.88	19.88	12.16	11.08	11.28	12.01	13.64	23.58	50.51
<b>Max.</b>	117.94	117.48	131.20	90.45	22.31	13.95	12.26	12.47	13.62	16.81	35.58	77.28

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se observa que en los meses de mayo a noviembre el caudal Q25 está, visiblemente, debajo de los 19 m<sup>3</sup>/s; por lo que se deduce que estos son los meses deficitarios para la generación eléctrica.

Para obtener un factor de planta de 1 se necesita de una regulación de 105 hm<sup>3</sup> en promedio.

### 5.1.5. El transporte de sedimentos.

Los registros de caudales instantáneos y la concentración de sedimentos respectivamente, han sido registrados desde el 2001 al 2015. En las siguientes tablas se presenta dicha información.

**Tabla 25**

*Caudal instantáneo en la estación Pte. Caquene*

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2001		11.9	8.4	1.7	0.8	0.4	2.1	2.7	2.1	1.8	0.8	15.3
2002	12.7	37.2	21.4	3.1	0.9	0.5	0.4	2.5	3.7	5.0	11.1	10.5
2003			11.7	3.7	1.5	0.6	0.6	2.9	2.4	0.4	0.3	26.5
2004	29.1	13.2	10.3	7.4	4.3	6.7	4.4	3.3	3.4	3.0	3.9	10.3
2005	16.4	13.1	16.3	4.1	5.1	5.6	5.8	5.2	2.4	4.6	6.1	38.5
2006	28.9	15.4	13.8	7.3	4.4	4.0	5.2	5.2	3.1	5.4	11.8	27.5
2007	15.3	22.0			0.8	0.6	1.3	2.3	3.1	0.7	0.5	2.0
2008	115.1	55.3	28.4	21.1								
2013	13.9						0.7	2.5	2.3	5.9	1.6	14.3
2014	36.6	14.5	8.2	2.5	0.7	0.5	0.3	1.8	2.1	0.6	1.5	6.1
2015	19.3	23.0	7.4	4.9	1.5	0.6	2.4					

*Fuente:* Registros proporcionados por la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

**Tabla 26**

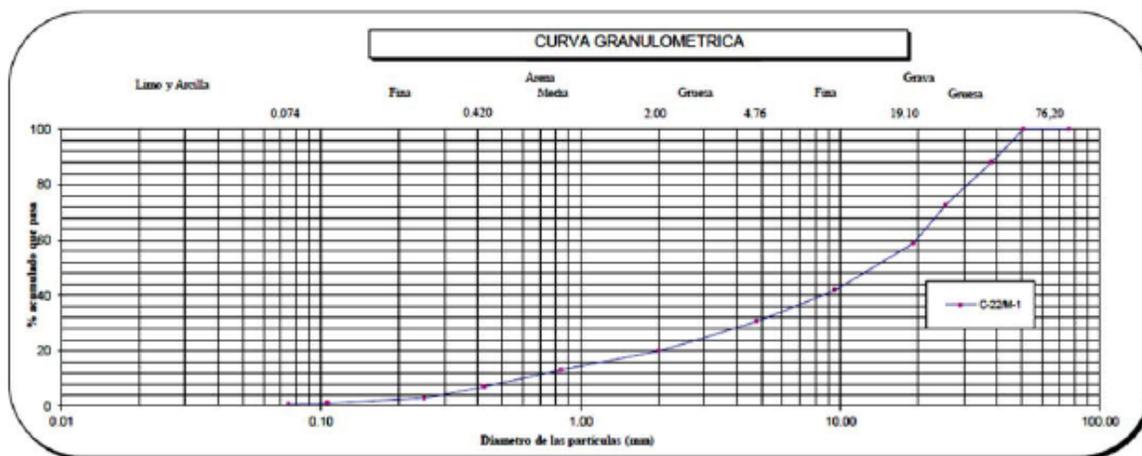
*Concentración de sedimentos en la estación Pte. Caquene*

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2001		22.0	24.1	28.6	62.0	28.6	35.5	33.0	49.0	46.0	8.0	24.5
2002	31.0	67.0	51.5	42.0	32.0	6.0	10.0	14.0	22.0	38.0	10.0	22.0
2003			25.0	22.0	18.0	16.0	14.0	15.0	24.0	40.0	244.0	52.0
2004	44.0	36.0	12.0	11.0	6.0	1.0	5.0	2.0	7.0	29.0	9.0	6.0
2005	14.0	15.0	5.0	6.0	2.0	8.0	1.0	9.0	27.0	17.0	14.0	16.0
2006	16.0	7.0	6.0	16.0	4.0	12.0	14.0	16.0	10.0	13.0	14.0	5.0
2007	9.0	6.0			1.0	2.0	3.0	5.0	40.0	14.0	18.0	34.0
2008	22.0	10.0	6.0	2.0								
2013	56.0						6.0	10.0	26.0	28.0	14.0	24.0
2014	29.0	31.0	29.0	19.0	12.7	10.1	3.0	1.0	28.0	13.0	40.8	32.3
2015	31.3	24.3	9.8	8.1	4.3	5.0	1.0					

*Fuente:* Registros proporcionados por la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

La granulometría del lecho del río Ninahuisa en el punto de control, aguas arriba del lugar de represamiento, fue obtenida desde la calicata 22 realizada en el mes de octubre del 2015. El registro de los resultados del ensayo se presenta en el Anexo.

La siguiente figura muestra la curva granulométrica desde la cual se han obtenido los  $d_{35}$ ,  $d_{50}$  y  $d_{65}$ , necesarios para el cálculo mediante el modelo de Einstein.



**Figura 53.** Curva granulométrica en el punto de represamiento. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 27**

*Datos de  $D_{35}$ ,  $D_{50}$  y  $D_{65}$*

Diámetro	mm
$d_{35}$	7.0
$d_{50}$	14.0
$d_{65}$	22.0

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo del radio hidráulico del río Ninahuisa a nivel mensual, se realizó a partir de información batimétrica realizada en el río Macusani (estación Puente Caquene) desde el 2005 al 2012. La pendiente longitudinal del río Ninahuisa se calculó en 3.3% (aguas arriba del embalse).

**Tabla 28***Radio hidráulico en el punto de control a nivel mensual*

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Radio hidráulico (m)	0.643	0.215	0.500	0.395	0.325	0.130	0.165	0.185	0.353	0.120	0.225	0.425

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo del transporte de sedimentos para obtener el volumen muerto de la presa Ninahuisa, se realizó mediante la aplicación del modelo de Einstein. Este modelo utiliza conceptos estadísticos para estimar el arrastre de sedimentos y definir la probabilidad del movimiento de una partícula simple la cual es función de su tamaño, forma y peso, así como de las características del flujo.

Para el cálculo del transporte de sedimentos mediante el modelo de Einstein se utilizó un programa computacional cuyas opciones son las siguientes:

**Determinación de 'X'**

**Cálculo del sedimento total transportado mediante el método de Einstein**

Ingresar datos :

Caudal (m<sup>3</sup>/s)  Diámetro 50% (mm)   Modo automático

Radio Hidráulico (m)  Peso específico de agua (kg/m<sup>3</sup>)

Pendiente longitudinal del río (%)  Peso específico del sedimento (kg/m<sup>3</sup>)   Modo Manual

Diámetro 65% (mm)  Viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s)

Diámetro 35% (mm)  Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

Concentración (kg/m<sup>3</sup>)

**Figura 54.** Ingreso de información para cálculo del sedimento total. Fuente. Elaboración propia.

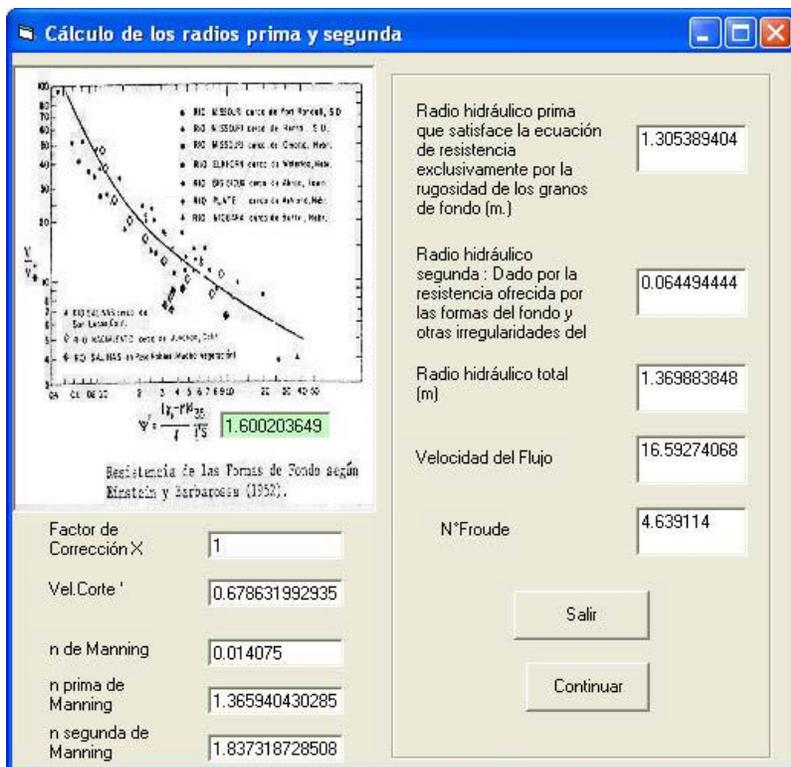


Figura 55. Radios hidráulicos para resistencia por granos y formas de fondo. Fuente. Elaboración propia.

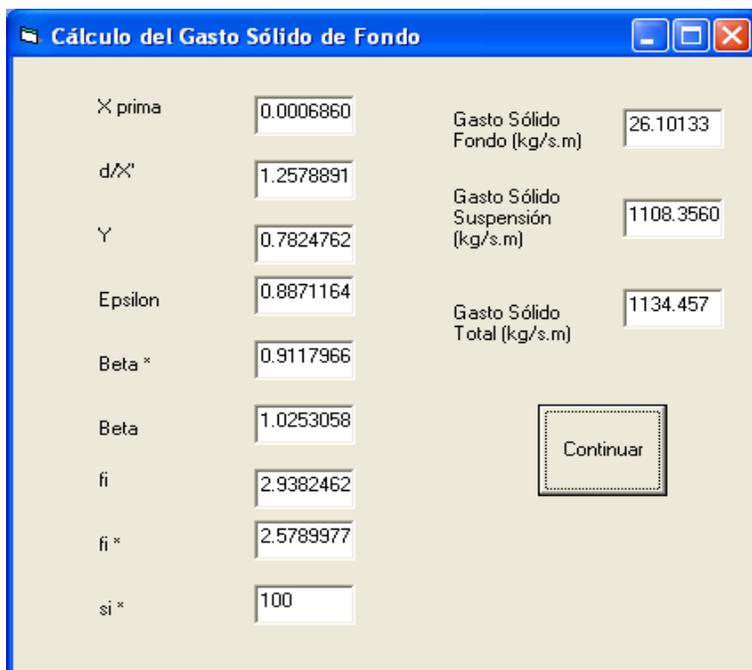
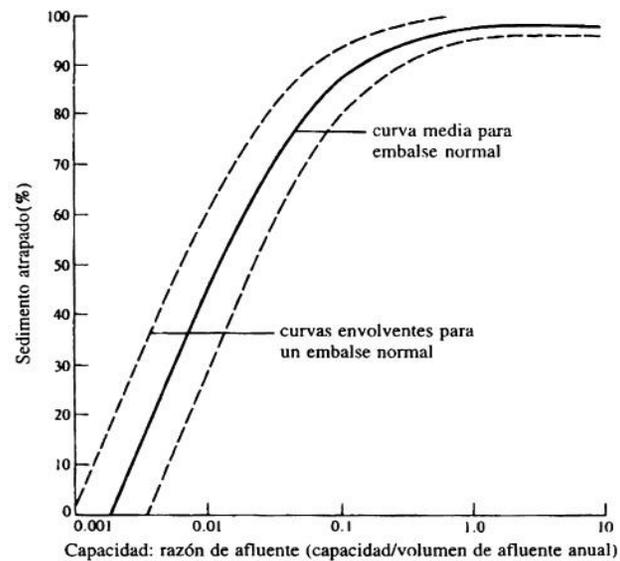


Figura 56. Cálculo del transporte de sedimentos de fondo y suspensión. Fuente. Elaboración propia

Río Ninahulza - Transporte de Sedimentos mediante el método de Einstein														
Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total anual (m <sup>3</sup> )	
Gasto sólidos de fondo (kg/s.m)	3.06	0.22	2.28	1.73	0.90	0.00	0.08	0.13	1.18	0.02	0.26	1.88		
Gasto sólidos en suspensión (kg/s.m)	1.70	0.04	1.01	0.61	0.27	0.30	0.01	0.02	0.38	0.18	0.05	0.72		
Gasto sólido total (kg/s.m)	4.76	0.26	3.29	2.34	1.18	0.30	0.09	0.15	1.57	0.21	0.31	2.60		
Gasto sólido total (Tn/mes)	172033.6	8527.7	119041.5	81881.3	42586.6	10563.7	3334.6	5283.1	54801.4	7412.5	10847.5	94031.9	23953.9	

**Figura 57.** Transporte de sedimentos totales mediante el método de Einstein. Fuente. Elaboración propia.

Se ha estimado que la eficiencia de atrape de sedimentos en el embalse, mediante el método de G.M. Brune, es del orden de 95%, según la siguiente figura.



**Figura 58.** Curva de Retención de G.M. Brune. Fuente. (Novak, Moffat, & Nalluri, 2001, pág. 165).

**Tabla 29***Volumen de sedimentos en el embalse*

<b>Depósito de sedimentos</b>	<b>m<sup>3</sup>/año</b>
Depósito en el embalse en m <sup>3</sup> /año (95%)	22755.4

*Fuente:* Elaboración propia.

Se ha estimado para un volumen muerto de 1 hm<sup>3</sup>, el tiempo de colmatación del mismo sería de 44 años desde el inicio de operación de la presa.

## 5.2. Evaluación del caso

### 5.2.1. El balance hídrico mensualizado.

El balance hídrico consiste en comparar la oferta hídrica versus la demanda hídrica a nivel mensual, para una determinada sección del río, en este caso dicha sección se ubica en el punto de represamiento correspondiente al cañón principal del río Ninahuisa.

La oferta hídrica se ha tomado como año representativo el correspondiente al 75% de persistencia a nivel mensual, según la serie de caudales indicada en la siguiente tabla.

El caudal ecológico se ha seleccionado al 10% del caudal promedio de la época de avenida correspondiente a los meses de diciembre a abril. En la época de estiaje, el caudal en el río aumentará por lo que no es necesario considerar un caudal ecológico.

**Tabla 30***Balance hídrico al 75% de persistencia*

	<b>Unid.</b>	<b>Ene</b>	<b>Feb</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dic</b>
<b>Oferta hídrica</b>	m <sup>3</sup> /s	1.591	2.133	1.705	0.899	0.301	0.162	0.118	0.106	0.114	0.192	0.355	0.801
	hm <sup>3</sup>	4.260	5.160	4.566	2.331	0.807	0.419	0.315	0.284	0.296	0.514	0.920	2.144
<b>Caudal ecológico</b>	m <sup>3</sup> /s	0.196	0.260	0.206	0.111	-	-	-	-	-	-	-	0.111
	hm <sup>3</sup>	0.525	0.629	0.552	0.288	-	-	-	-	-	-	-	0.297
<b>Demanda C.H. SG II</b>	m <sup>3</sup> /s	-	-	-	-	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	-
	hm <sup>3</sup>	-	-	-	-	2.858	2.765	2.858	2.858	2.765	2.858	2.765	-
<b>Balance hídrico</b>	m <sup>3</sup> /s	1.395	1.873	1.499	0.788	<b>-0.766</b>	<b>-0.905</b>	<b>-0.949</b>	<b>-0.961</b>	<b>-0.953</b>	<b>-0.875</b>	<b>-0.712</b>	0.690
	hm <sup>3</sup>	3.735	4.531	4.014	2.043	<b>-2.050</b>	<b>-2.346</b>	<b>-2.543</b>	<b>-2.574</b>	<b>-2.470</b>	<b>-2.343</b>	<b>-1.845</b>	1.847

*Fuente:* Elaboración propia.

De la tabla anterior, se deduce que se tiene un excedente en la época de avenida perteneciente a los meses de diciembre a abril de 16.171 hm<sup>3</sup> (descontando el caudal ecológico). Con dicho superávit se puede cubrir una demanda de 1.067 m<sup>3</sup>/s en la época de estiaje pertenecientes a los meses de mayo a noviembre.

El balance hídrico con una oferta hídrica al 75% de persistencia podría resultar en un análisis sesgado debido a que representa un año seco. Además no considera las pérdidas por evaporación que habría en el embalse. Por tal razón se optó por realizar la simulación del embalse, con el fin de analizar el movimiento del embalse durante 50 años (longitud de la serie de caudales generada) y la satisfacción de la demanda ecológica y energética impuesta.

### **5.2.2. La simulación del embalse Ninahuisa.**

La simulación del embalse Ninahuisa ubicado en el sector Acora, se realizó con el programa de simulación hidrológica WEAP, que ayuda a definir las reglas de operación del mismo, en base a la disponibilidad hídrica de ingreso, la batimetría del vaso y la demanda hídrica impuesta.

El programa WEAP realiza la simulación de operación del embalse a paso de tiempo y los criterios de aceptación están en relación a porcentajes de confiabilidad en volumen y tiempo.

- Confiabilidad en volumen: Se define como el porcentaje del volumen total demandado que ha logrado ser cubierto durante todo el periodo de simulación.
- Confiabilidad en tiempo: Se define como el porcentaje de meses en el cual la demanda impuesta fue totalmente satisfecha. Por ejemplo, si la demanda no fue cubierta por 6 meses en 10 años, la confiabilidad en tiempo sería de  $[(10*(12-6))/(10*12)]*100\% = 95\%$ .

Para el caso del embalse Ninahuisa la definición del paso de tiempo fue mensual y se simuló 50 años (desde enero de 1965 hasta diciembre de 2014).

Se han seleccionado las magnitudes de 18, 20, 22, 25 y 30 hm<sup>3</sup> de capacidad total de almacenamiento en el embalse, con el fin de analizar la confiabilidad en volumen y tiempo para diferentes tamaños de embalse. Se consideró 1 hm<sup>3</sup> como volumen muerto y 1.8 hm<sup>3</sup> como volumen mínimo de operación.

En la siguiente tabla, el caudal de descarga fue calculado de tal manera que durante los meses de mayo a noviembre (7 meses) se tenga una oferta regulada y pueda utilizarse el total del volumen útil previsto.

**Tabla 31**

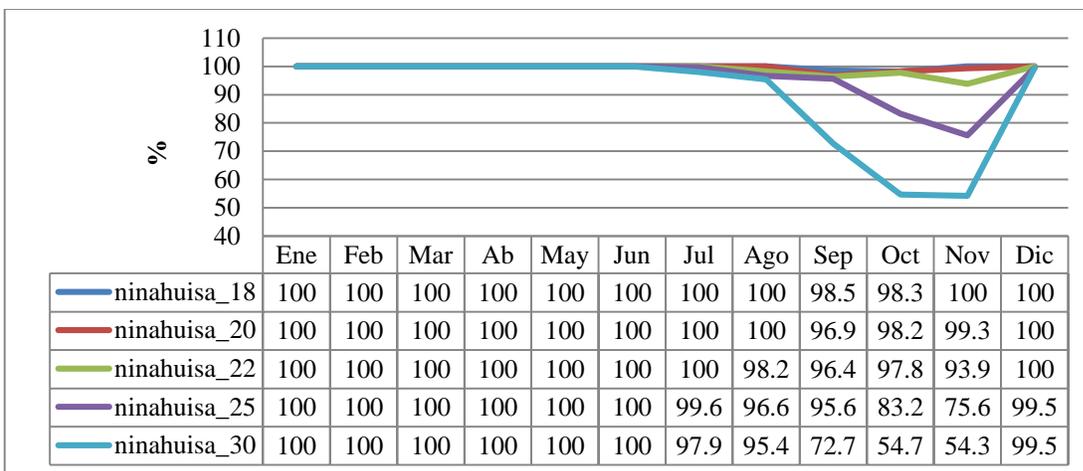
*Demanda impuesta según condiciones de operación del embalse Ninahuisa*

Mes	Demanda impuesta (m <sup>3</sup> /s)					Observaciones
	Vol.=18 hm <sup>3</sup>	Vol.=20 hm <sup>3</sup>	Vol.=22 hm <sup>3</sup>	Vol.=25 hm <sup>3</sup>	Vol.=30 hm <sup>3</sup>	
Enero	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	Caudal ecológico
Febrero	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
Marzo	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
Abril	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
Mayo	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	Descarga regulada en estiaje
Junio	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Julio	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Agosto	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Septiembre	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Octubre	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Noviembre	0.93	1.03	1.136	1.3	1.57	
Diciembre	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	Caudal ecológico

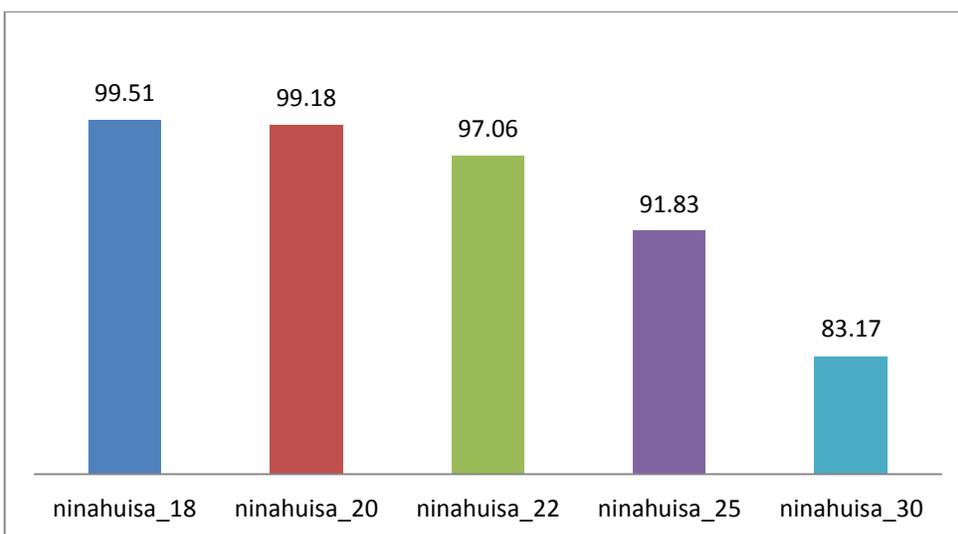
*Fuente:* Elaboración propia.

La lámina de evaporación neta fue obtenida mediante información registrada de las láminas de evaporación y precipitación registradas en la estación Macusani.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en cuanto a confiabilidad en volumen y tiempo.

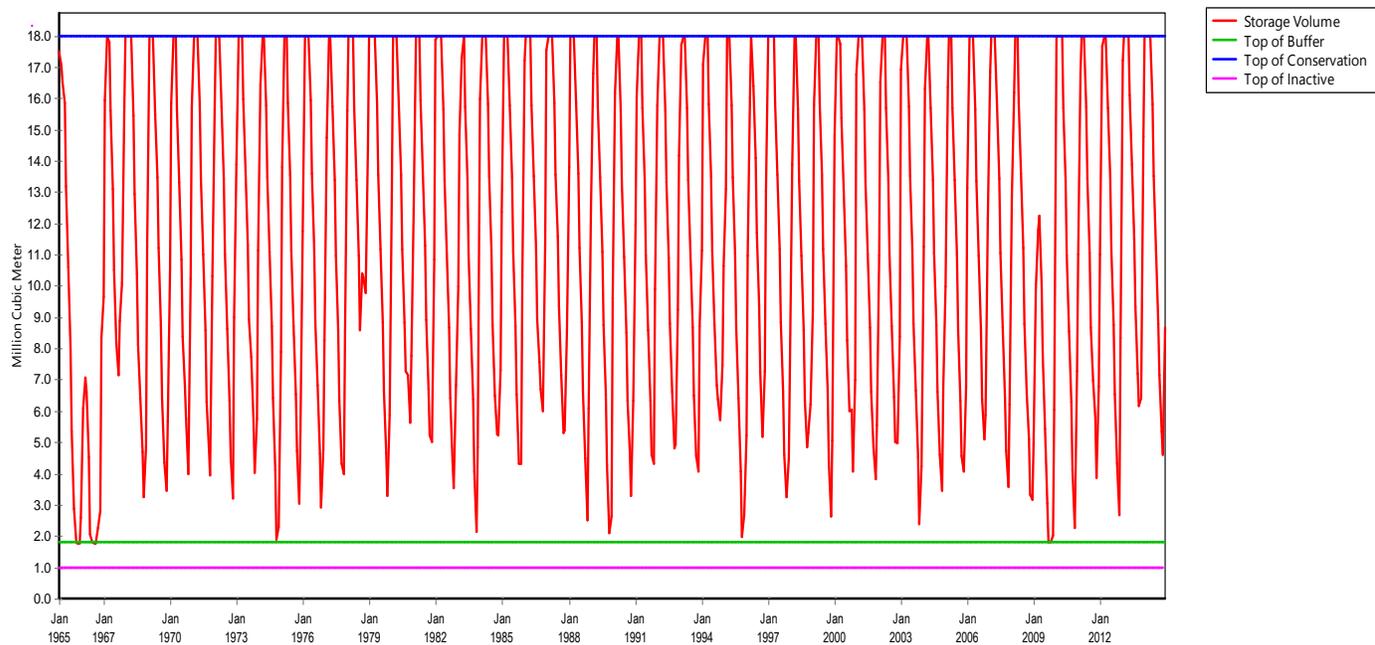


**Figura 59.** Confiabilidad en volumen. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 60.** Confiabilidad en tiempo. Fuente. Elaboración propia.

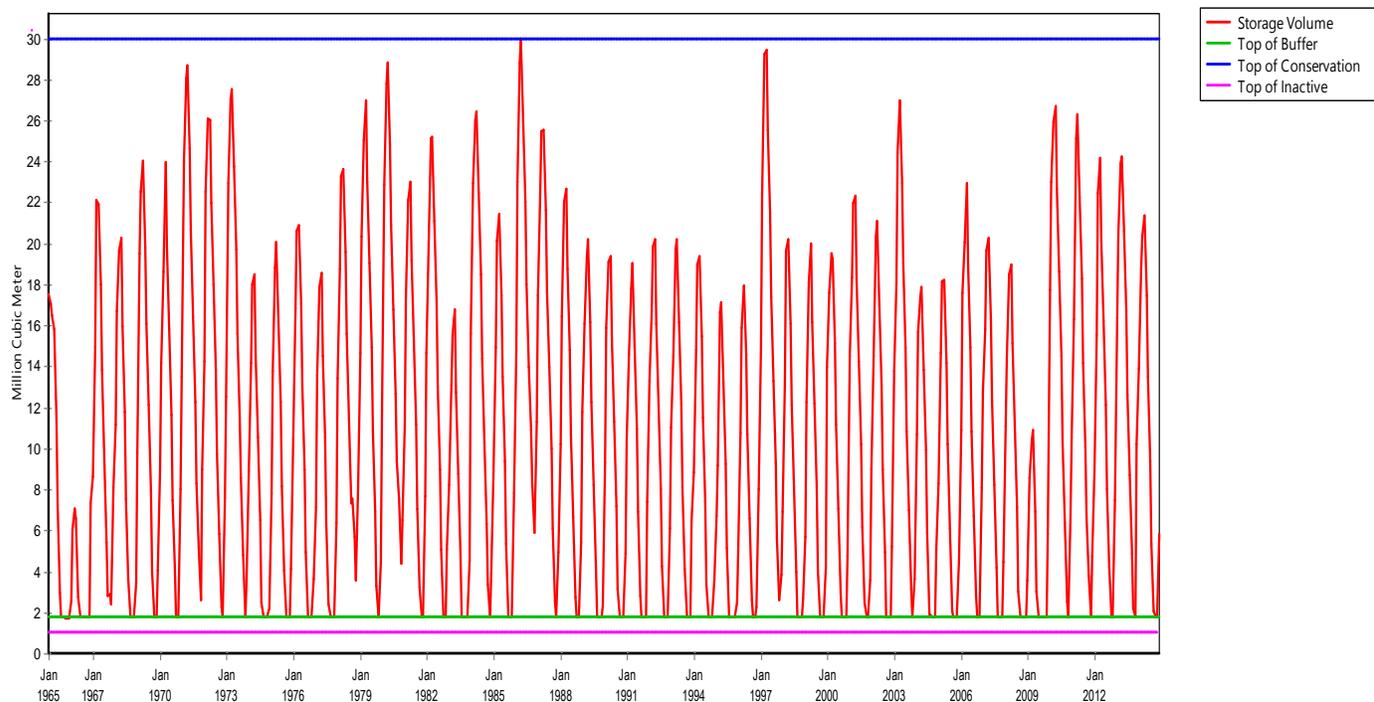
El comportamiento del volumen en el embalse Ninahuisa durante 50 años, se muestra en las siguientes figuras.



**Figura 61.** Movimiento del embalse Ninahuisa (Volumen=18 hm<sup>3</sup>). Fuente. Elaboración propia.

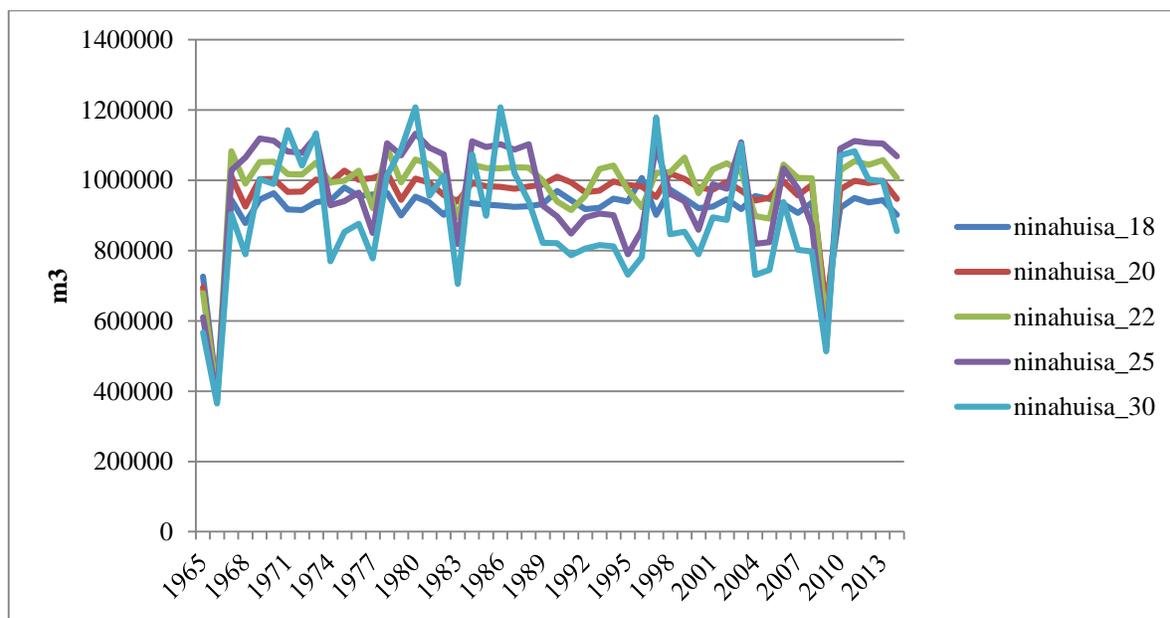


**Figura 62.** Movimiento del embalse Ninahuisa (Volumen=22 hm<sup>3</sup>). Fuente. Elaboración propia.



**Figura 63.** Movimiento del embalse Ninahuisa (Volumen=30 hm<sup>3</sup>). Fuente. Elaboración propia.

El volumen promedio evaporado neto durante la simulación de 50 años se observa en la siguiente figura.



**Figura 64.** Evaporación neta anual (m<sup>3</sup>/año). Fuente. Elaboración propia.

### 5.2.3. Las máximas avenidas.

Según el planteamiento hidráulico de este estudio, la estructura afectada por eventos extremos es el aliviadero de demasías de la presa, debido a que esta estructura es la que evacua los caudales que transitan por el embalse de la presa cuando éste se encuentre lleno.

A falta de información de caudales máximos instantáneos dentro del área de estudio, se ha recurrido a metodologías indirectas de estimación de máximas avenidas, tomando como base la información pluviométrica disponible.

#### 5.2.3.1. La precipitación máxima.

A continuación se muestran los datos disponibles de precipitación máxima diaria en las estaciones Progreso y Macusani, ambas cercanas al área de estudio en la subcuenca Ninahuisa.

**Tabla 32**

*Datos de precipitación máxima diaria*

<b>Años</b>	<b>Progreso</b>	<b>Macusani</b>
1963		28.0
1964	25.8	29.0
1965	28.4	40.0
1966	22.5	21.0
1967	25.4	25.0
1968	21.5	25.3
1969	18.3	24.5
1970	26.8	25.2
1971	42.5	23.9
1972	34.1	27.0
1973	38.3	34.0
1974	17.4	26.5
1975	19.8	25.9
1976	34.9	24.6
1977	30.0	30.0
1978	27.0	25.9
1979	20.2	21.0
1980	22.0	
1981	27.5	
1982	27.7	
1983	19.1	
1984	20.6	
1985	22.0	
1986	28.5	
1987	44.6	

1988	21.5
1989	38.1
1990	25.0
1991	24.8
1992	20.3
1993	28.2
1994	32.0
1995	34.2
1996	30.0
1997	37.4
1998	28.0
1999	26.2
2000	22.4
2001	30.5
2002	41.2
2003	29.8
2004	26.2
2005	42.6
2006	25.0
2007	28.4
2008	27.8
2009	29.4
2010	37.6
2011	42.8

*Fuente:* (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú, 2015).

Se realizó el análisis de distribución de frecuencia para los valores de precipitación máxima diaria mediante el uso del software HidroEsta.

Para obtener las precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno, la información fue analizada por seis (06) distribuciones de frecuencia: Normal, Log Normal 2 Parámetros, Log Gumbel, Log Pearson III, Gamma 2p y Gumbel. A continuación se muestran los resultados obtenidos:

**Tabla 33**

*Ajuste a una distribución de frecuencia de la estación Macusani*

<b>Distribución</b>	<b><math>\Delta</math>Teórico</b>	<b><math>\Delta</math>Tabular</b>
Gumbel	0.1051	0.3298
Normal	0.1545	0.3298
Log-Pearson III	0.1379	0.3298
Log-Gumbel	0.1189	0.3298
Log-Normal (2p)	0.1216	0.3298
Gamma (2p)	0.1594	0.3298

*Fuente:* Elaboración propia.

**Tabla 34***Ajuste a una distribución de frecuencia de la estación Progreso*

<b>Distribución</b>	<b><math>\Delta</math>Teórico</b>	<b><math>\Delta</math>Tabular</b>
Gumbel	0.0660	0.1963
Normal	0.1195	0.1963
Log-Pearson III	0.0634	0.1963
Log-Gumbel	0.0884	0.1963
Log-Normal (2p)	0.0737	0.1963
Gamma (2p)	0.1114	0.1963

*Fuente:* Elaboración propia.

Se ha seleccionado la distribución Gumbel por tener buen grado de ajuste con los datos de las estaciones Macusani y Progreso. A continuación se muestra la P<sub>máx</sub> en 24 horas para diferentes periodos de retorno.

**Tabla 35***Precipitación máxima 24 h para diferente periodos de retorno*

<b>Tr (años)</b>	<b>Pmax (mm)</b>	<b>Pmax (mm)</b>
	<b>Macusani</b>	<b>Progreso</b>
10000	76.84	76.41
1000	57.87	63.66
500	53.13	59.8
100	43.56	50.90
50	39.97	47.03
20	35.64	41.88
10	32.61	37.89
5	29.74	33.74
2	25.86	27.47

*Fuente:* Elaboración propia.**5.2.3.2. El tiempo de concentración.**

Se ha utilizado el método de Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración.

$$t_c = 0.0078 \times \left( \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Donde:

$$L = 14\,181 \text{ m}$$

$$S = 0.031 \text{ m/m}$$

Altitud máxima= 4981 msnm

Altitud mínima= 4546 msnm

Se obtuvo el valor para un tiempo de concentración de 116.69' ó 1.945 h.

### **5.2.3.3. La avenida de diseño.**

La avenida de diseño para el dimensionamiento de una obra determinada depende del periodo de retorno de la misma, de la vida útil de la obra y del riesgo de fallas que se le asignen a la obra durante el tiempo de vida útil de la misma.

Para ello se han tomado experiencias similares en la determinación de las avenidas de diseño de diversas obras hidráulicas, donde se han demostrado que el periodo de retorno de diseño por seguridad para el diseño de vertederos o aliviadero de demasías es de 1000 años.

Para la obtención de la avenida de diseño se ha empleado el software Hec hms. Para el presente se ha empleado el método del hidrograma unitario sintético desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de los EE.UU.

La metodología considera la utilización de los valores de precipitación máxima de 24 h para los puntos de interés, parámetros geomorfológicos y otras características inherentes a la producción de tormentas y escurrimiento superficial, acorde al detalle siguiente:

Con los valores de precipitación máxima de 24 h, la distribución típica de una tormenta de tipo convectivo, el número de curva de la cuenca (CN) y la máxima retención potencial (S), se procede al cálculo de la precipitación efectiva. Con los parámetros geomorfológicos (área de la cuenca y tiempo de concentración) de las cuencas de interés se procede al cálculo de las características del hidrograma unitario sintético base.

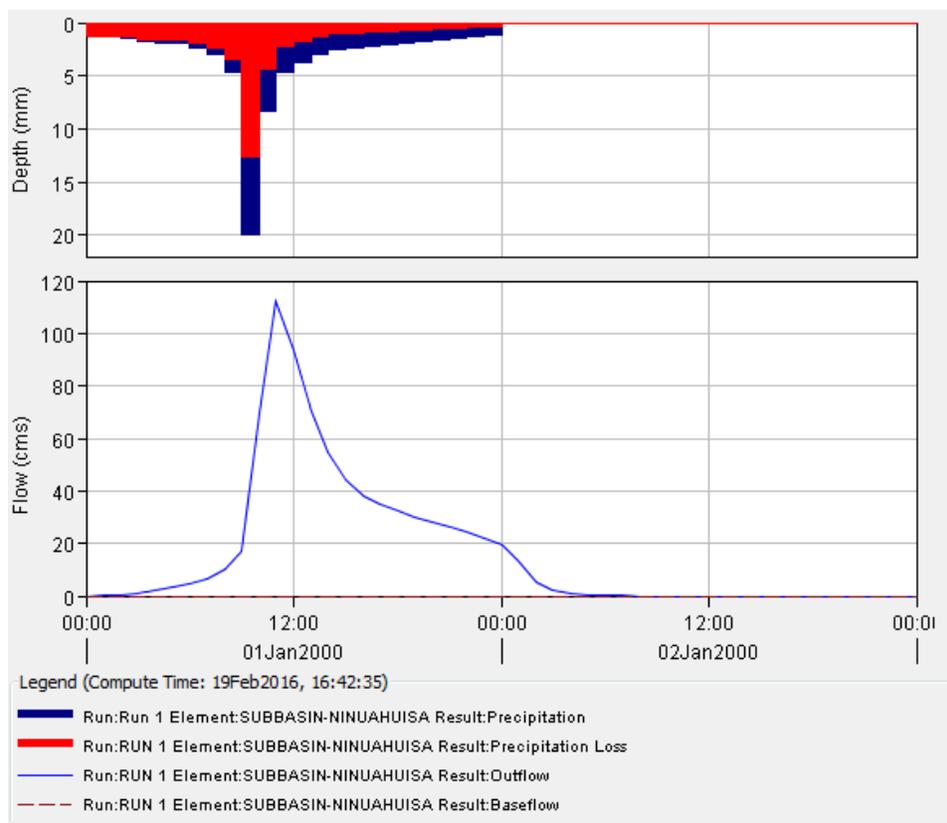
Para la distribución temporal de la precipitación se ha utilizado una distribución tipo I del SCS.

**Tabla 36**

*Caudal de máxima avenida en el punto de represamiento*

Tr (años)	Q max (m <sup>3</sup> /s)
10000	<b>112.0</b>
1000	<b>81.9</b>
500	73.9
100	55.6
50	48.3
20	39.2
10	32.6
5	26.5
2	18.1

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 65.** Hidrograma de la avenida de diseño (Tr=10000 años). Fuente. Elaboración propia.

## 5.2.4. El plan de aprovechamiento del sistema San Gabán II.

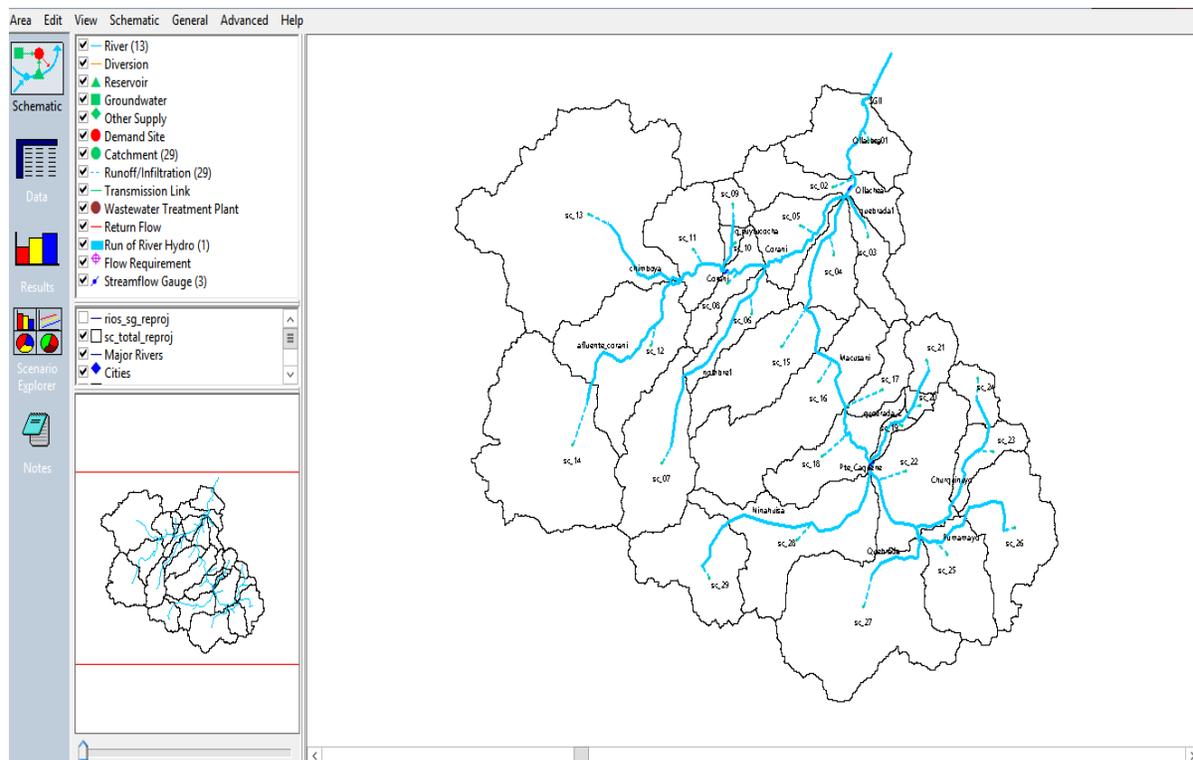
### 5.2.4.1. El modelo hidrológico.

En base al modelo precipitación-escorrentía utilizado para calcular la oferta hídrica, se realizó el modelamiento de la cuenca vertiente a la captación de la C.H. San Gabán II. Para ello se delimitaron un total de 29 subcuencas.

Las subcuencas se han definido en base a los siguientes criterios de prioridad:

- Ubicación de las estaciones de aforo (para la calibración del modelo).
- Ubicación de obras de regulación existentes.
- Ubicación de obras de regulación proyectadas.
- Áreas de subcuencas entre 20 hasta un máximo 300 km<sup>2</sup> aproximadamente.

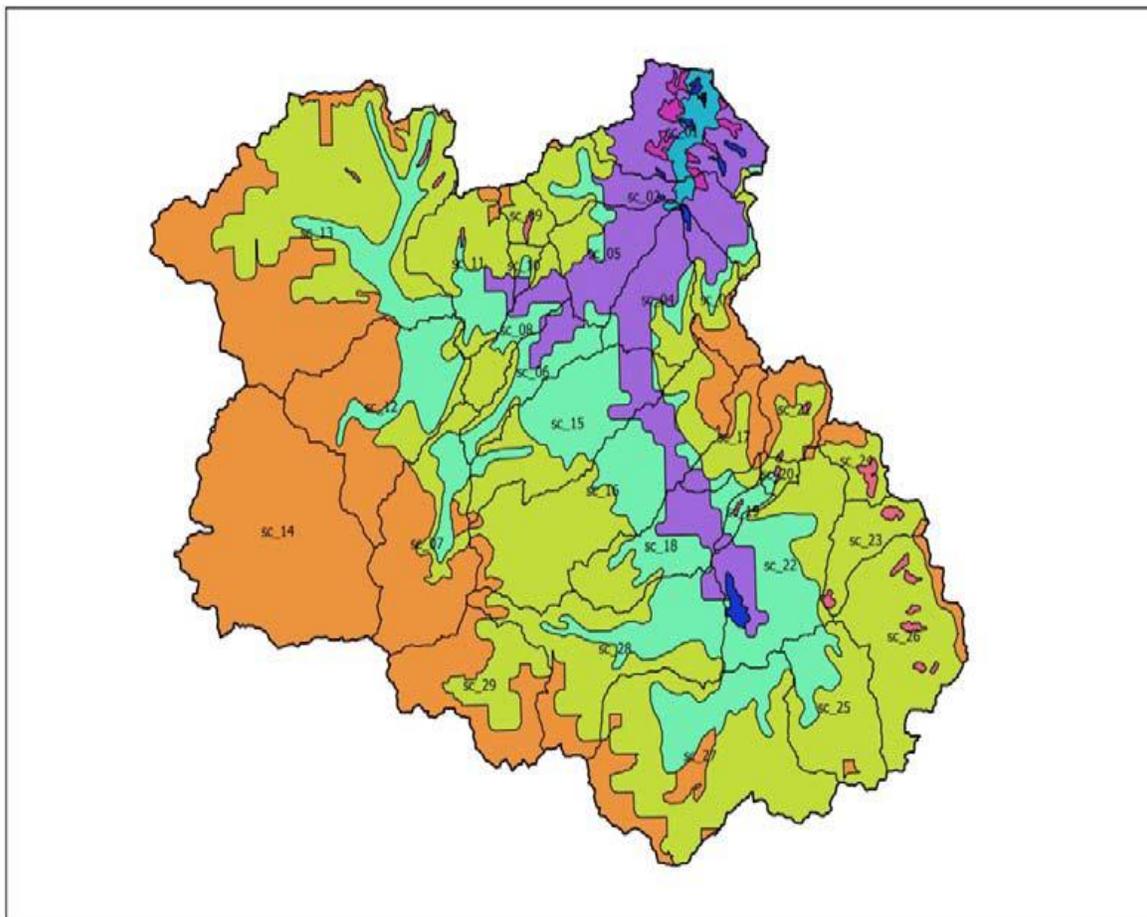
#### 5.2.4.1.1. Construcción del modelo.



**Figura 66.** Modelo hidrológico del sistema San Gabán II. Fuente. Elaboración propia.

Los datos ingresados al modelo fueron los siguientes:

- Distribución del uso de suelo, para lo cual se utilizó el mapa de cobertura vegetal que se muestra a continuación.



**Figura 67.** Mapa de cobertura vegetal. Fuente. (Dirección General de Evaluación, Valoración y Financiamiento del Patrimonio Natural - Ministerio del Ambiente, 2016).

- Series de precipitación para cada centroide de cada subcuenca, en base a la interpolación espacial mediante el método de Kriging.
- Datos climáticos de temperatura media y humedad relativa de las estaciones Macusani u Ollachea. Para el caso de la temperatura se ha distribuido en base a la altitud.

### 5.2.4.1.2. Calibración del modelo.

En la siguiente tabla se presenta los parámetros obtenidos en la calibración, los cuales han sido aplicados de forma inicial a todas las subcuencas.

**Tabla 37**  
*Parámetros de calibración*

Parámetro	Unidad	Valor
Kc (coeficiente del cultivo)		0.5 - 1.2
Capacidad de agua en la zona de raíces	mm	60 - 120
Conductividad en zona profunda	mm/mes	20 - 60
Dirección del flujo	% horizontal	0.15
Z1 inicial	%	25
Z2 inicial	%	25
Capacidad de agua en zona profunda	mm	200 - 500
Factor de resistencia a la escorrentía		1.5 - 4

*Fuente:* Elaboración propia.

Los parámetros de conductividad, capacidad de almacenamiento de agua, factor de resistencia a la escorrentía, y dirección del flujo se ajustaron para reproducir de forma general el comportamiento de los flujos pico en el verano y de los flujos base en el invierno. Los parámetros obtenidos se encuentran dentro de los rangos normales para modelos de paso de tiempo mensual.

La precisión del modelo fue medida con el error cuadrático medio, el volumen relativo de BIAS y la eficiencia de Nash-Sutcliffe:

$$ECM = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2,$$

$$BIAS = 100 \left[ \frac{\overline{Q_s} - \overline{Q_o}}{\overline{Q_o}} \right], \text{ y}$$

$$E_f = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{0,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{0,i} - \bar{Q}_0)^2}$$

La eficiencia del índice de Nash se puede comparar con los valores del siguiente cuadro:

**Tabla 38**

*Rango de valores de Nash*

<b>Nash</b>	<b>Ajuste</b>
< 0.2	Insuficiente
0.2 - 0.4	Satisfactorio
0.4 - 0.6	Bueno
0.6 - 0.8	Muy Bueno
> 0.8	Excelente

*Fuente:* Elaboración propia

El modelo es más eficiente cuando el índice de Nash se aproxima a 1; lo contrario para el BIAS y ECM, los que reflejan una mayor eficiencia cuando el valor sea acerca a cero.

#### 5.2.4.1.3. Resultados de la calibración.

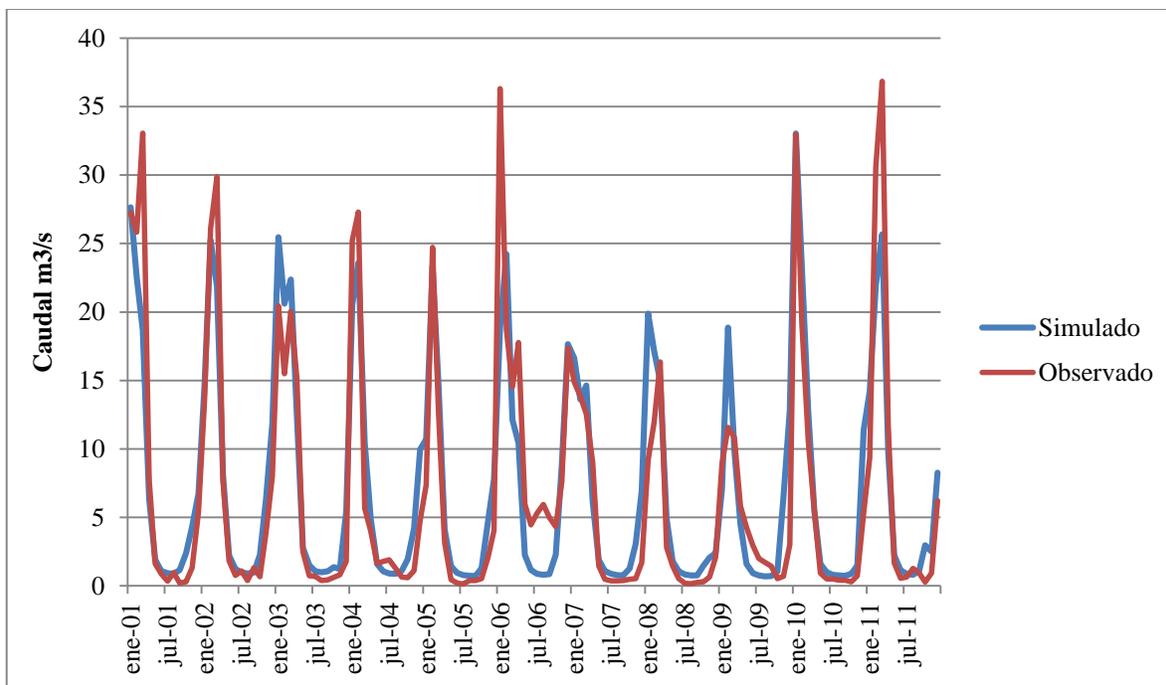
Con la información disponible de registros de caudales, ha sido posible calibrar el modelo en los puntos de control Pte. Caquene, Corani y Ollachea; obteniendo valores estadísticos satisfactorios (índice de Nash, BIAS, ECM), lo que demuestra que el modelo está representando adecuadamente la cuenca y el sistema de aprovechamiento de agua que existe dentro de ella.

**Tabla 39**

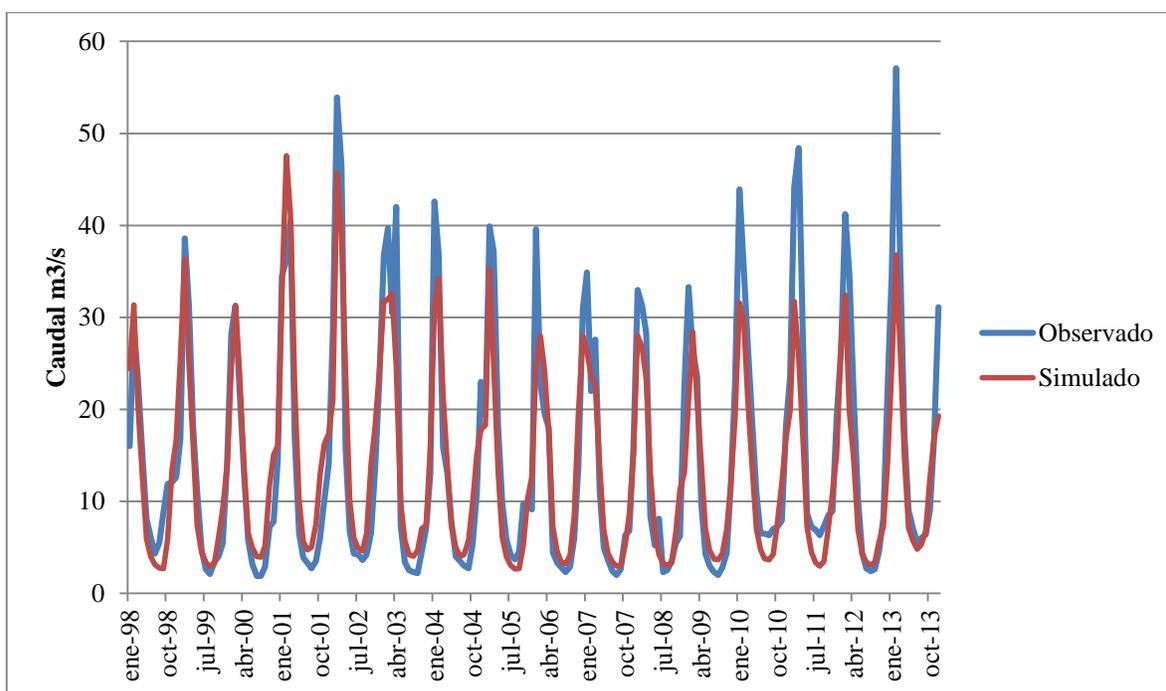
*Indicadores de eficiencia del modelo hidrológico*

<b>Estaciones de aforo</b>	<b>Puente Caquene</b>	<b>Corani</b>	<b>Ollachea</b>
Periodo	2001-2011	1998-2013	1993-2011
Nash	0.84	0.83	0.90
Nash-ln	0.79	0.86	0.92
Bias	0.042	-0.069	0.002
Q prom obs	6.73	14.61	27.13
Q prom sim	7.01	13.61	27.18

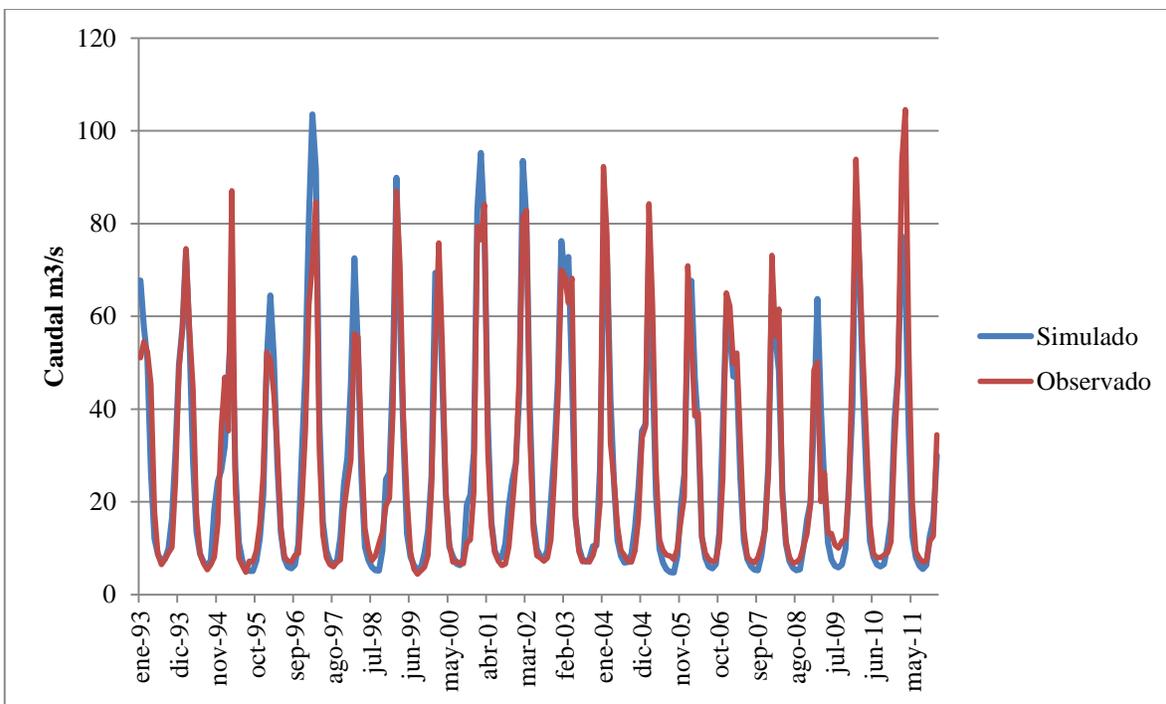
*Fuente:* Elaboración propia



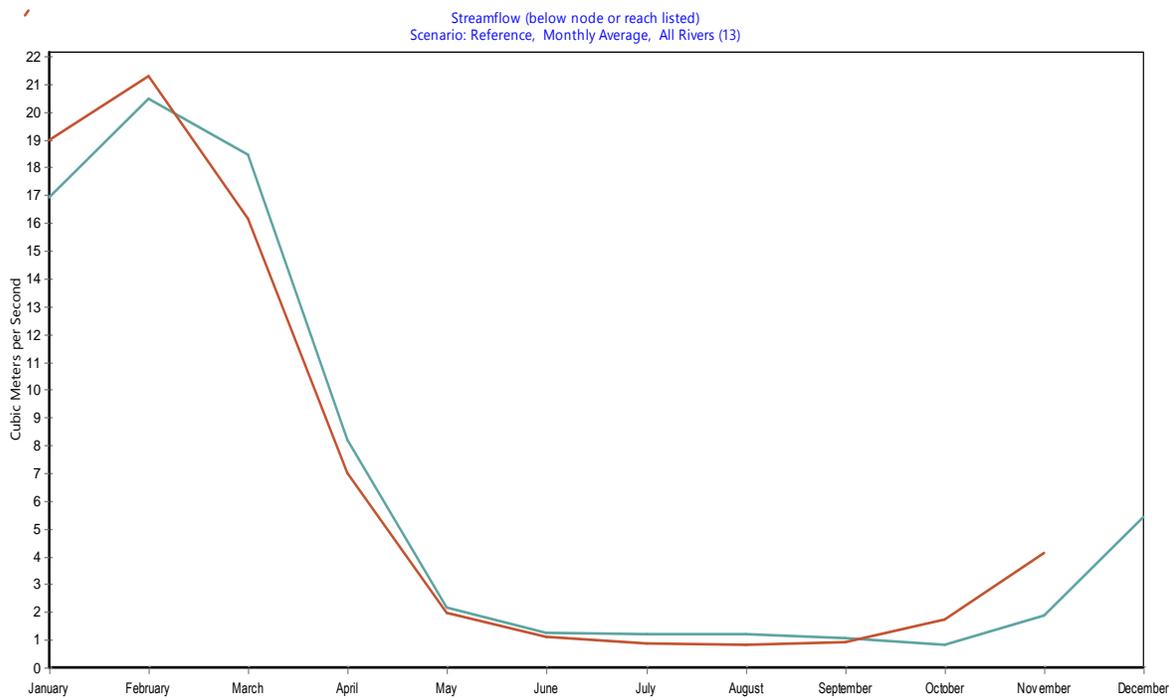
**Figura 68.** Caudal simulado vs caudal observado (estación de aforos Pte. Caquene). Fuente. Elaboración propia.



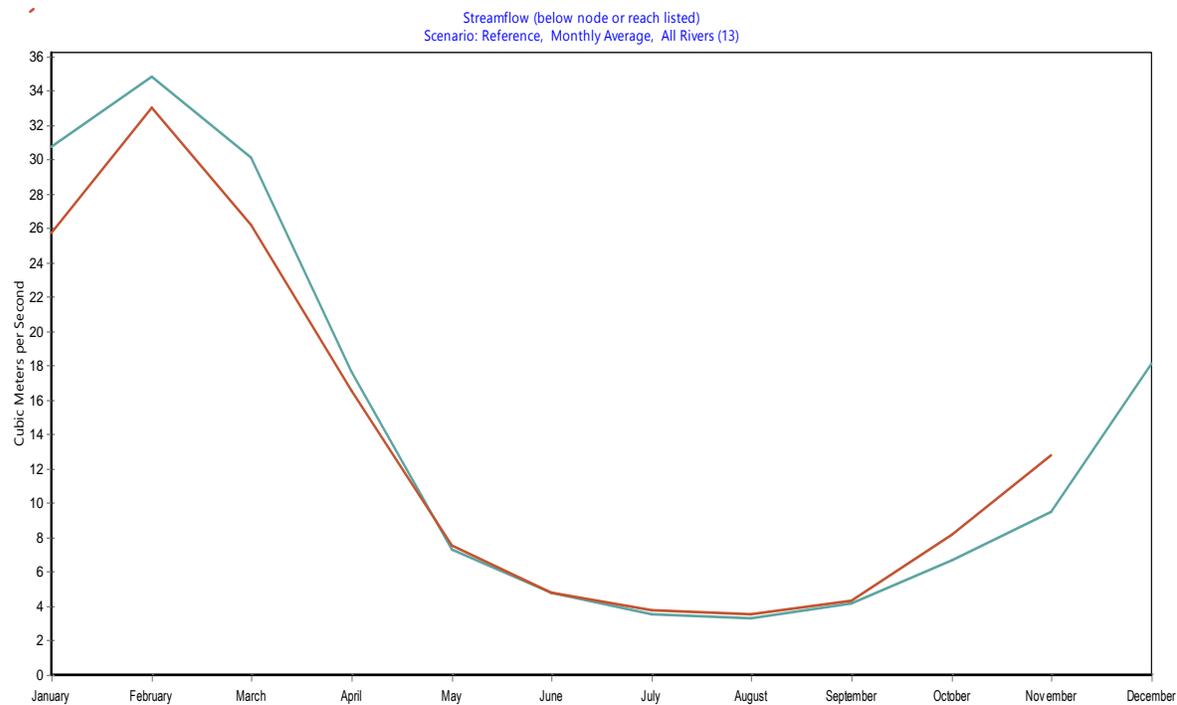
**Figura 69.** Caudal simulado vs caudal observado (estación de aforos Corani). Fuente. Elaboración propia.



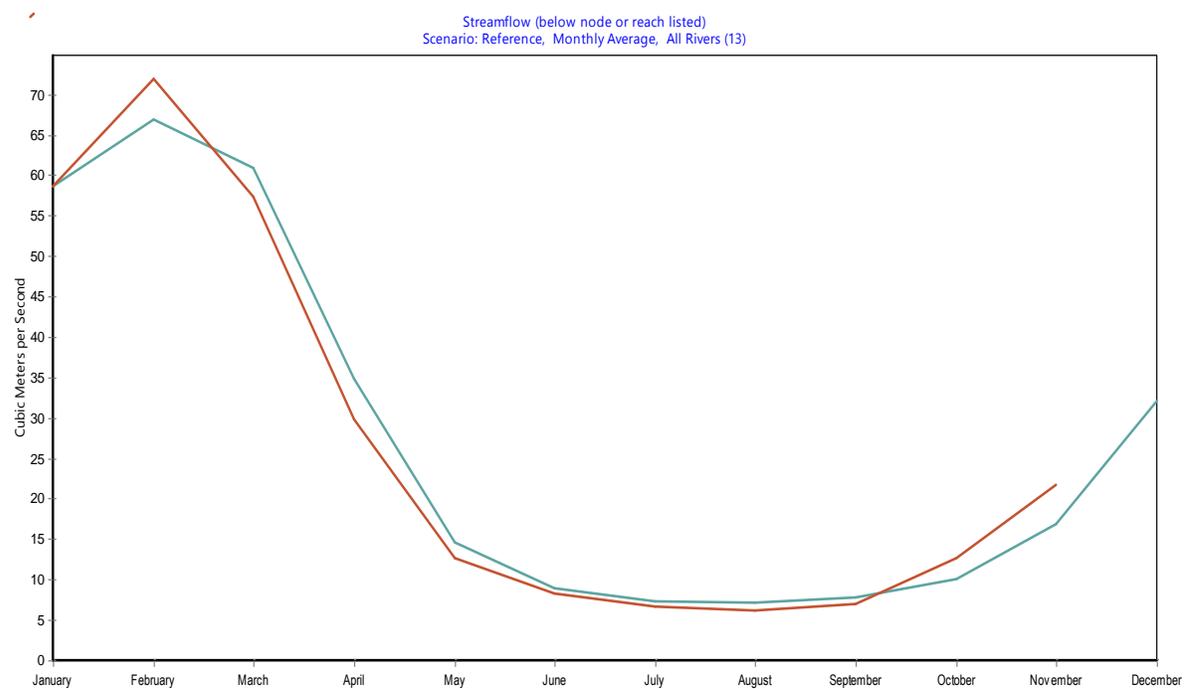
**Figura 70.** Caudal simulado vs caudal observado (estación de aforos Ollachea). Fuente. Elaboración propia.



**Figura 71.** Hidrograma mensual simulado (rojo) vs observado (verde) de estación Macusani. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 72.** Hidrograma mensual simulado (rojo) vs observado (verde) de estación Corani. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 73.** Hidrograma mensual simulado (rojo) vs observado (verde) de estación Ollachea. Fuente. Elaboración propia.

## 5.2.5. El análisis de filtraciones de la presa.

### 5.2.5.1. Las propiedades de los materiales de cimentación de la presa.

La caracterización de los materiales de la cimentación de la presa se realizó con el apoyo de los resultados de las investigaciones de campo e investigaciones de laboratorio.

En el eje de la sección del río seleccionada para implantar la presa, se realizaron 3 perforaciones diamantinas con ensayos de permeabilidad del tipo Lugeon. Los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

**Tabla 40**

*Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas efectuadas*

SONDEO	TRAMO ENSAYO (m)	LUGEON (UL)	K (cm/s)
PGA N° 04 (cauce)	5.00 - 8.20	37.43	$4.87 \times 10^{-4}$
	8.00 - 11.10	39.94	$5.19 \times 10^{-4}$
	11.10 - 15.10	5.38	$6.99 \times 10^{-5}$
	15.40 - 20.40	1.00	$1.30 \times 10^{-5}$
	19.80 - 24.80	245.33	$3.19 \times 10^{-3}$
PGA N° 05 (flanco izquierdo)	25.20 - 30.20	150.63	$1.96 \times 10^{-3}$
	5.00 - 8.00	6.37	$8.28 \times 10^{-5}$
	7.90 - 10.90	2.84	$3.69 \times 10^{-5}$
	11.00 - 15.00	1.98	$2.57 \times 10^{-5}$
	15.00 - 19.90	15.02	$1.95 \times 10^{-4}$
PGA N° 06 (flanco derecho)	20.00 - 24.80	13.97	$1.82 \times 10^{-4}$
	25.30 - 30.30	2.84	$3.69 \times 10^{-5}$
	6.00 - 9.00	4.66	$6.06 \times 10^{-5}$
	9.00 - 12.00	7.90	$1.03 \times 10^{-4}$
	12.20 - 16.20	2.27	$2.95 \times 10^{-5}$
	16.00 - 20.20	3.95	$4.14 \times 10^{-5}$
	20.20 - 25.20	3.13	$4.07 \times 10^{-5}$
	25.00 - 30.00	1.58	$2.05 \times 10^{-5}$

*Fuente:* Elaboración propia.

Desde el punto de vista geotécnico, la cimentación del eje del sitio de la presa se encuentra en roca relativamente competente con capacidad suficiente para soportar estructuras como las propuestas, sin embargo los valores de permeabilidad encontrados no garantizan la

impermeabilidad de la misma, más aún, si se han reportado valores altos a profundidades entre 20-30 m en la perforación realizada en el cauce del río Ninahuisa.

Para atender este hallazgo, se propone la ejecución de una pantalla de inyecciones de impermeabilización debajo del plinto de la presa, hasta una profundidad de 45 m.

#### **5.2.5.2. Las características generales de la presa.**

Las características generales de la presa propuesta han sido dimensionadas según la disponibilidad hídrica en la cuenca del río Ninahuisa y para evacuar el agua en las avenidas.

- Área de Cuenca : 90.20 km<sup>2</sup>
- Nivel de aguas mínimas (NAMI): : 4523.60 msnm
- Volumen de almacenamiento útil : 22 hm<sup>3</sup>
- Nivel de aguas máximas de operación (NAMO): 4550.60 msnm
- Nivel de aguas máximas de avenidas (NAME) : 4551.37 msnm
- Nivel de corona de presa : 4552.00 msnm
- Nivel de parapeto de concreto : 4553.60 msnm
- Longitud de la corona : 74.00 m
- Altura máxima de la presa : 31.50 m
- Ancho de corona : 6.00 m
- Talud de paramento aguas arriba : 1:1.4
- Talud de paramento aguas abajo : 1:1.5
- Caudal de salida por el aliviadero de demasías : 21.34 m<sup>3</sup>/s
- Caudal de salida por la toma de fondo : 3.00 m<sup>3</sup>/s

La sección típica del cuerpo de presa se muestra a continuación:

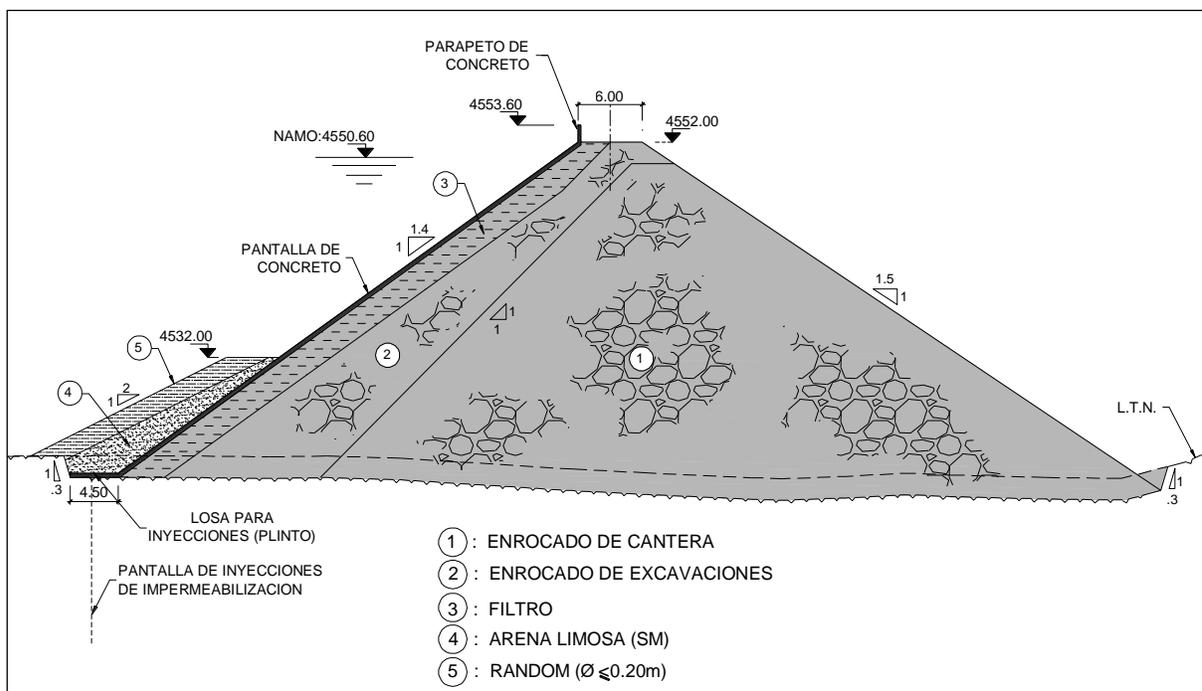


Figura 74. Sección principal de la presa de enrocado con pantalla de concreto. Fuente. Elaboración propia.

### 5.2.5.3. Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de la presa.

La granulometría de los tres tipos de materiales usados en la construcción de la presa se muestra en la siguiente figura.

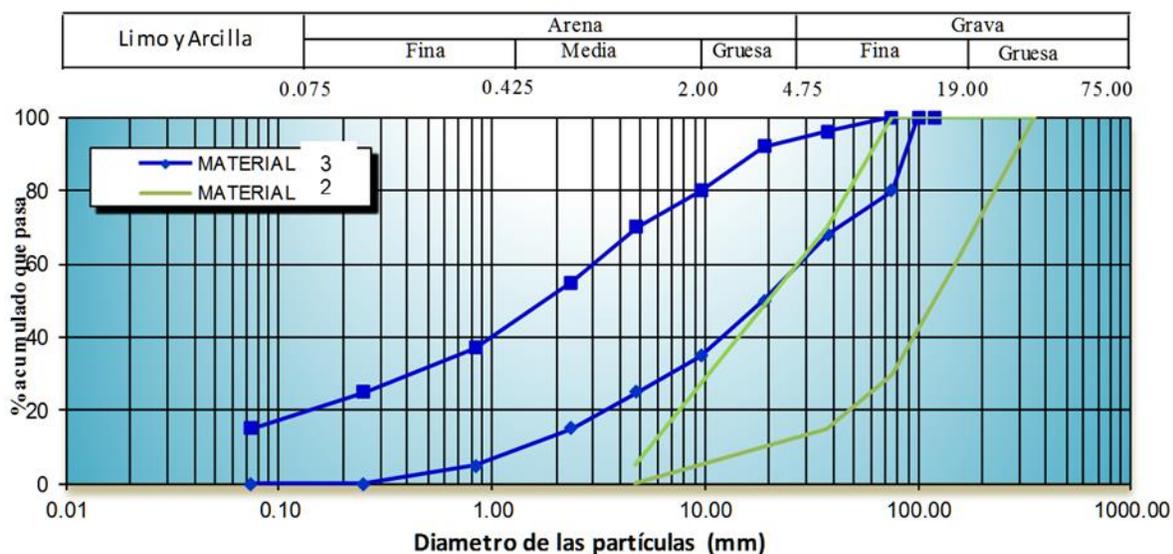
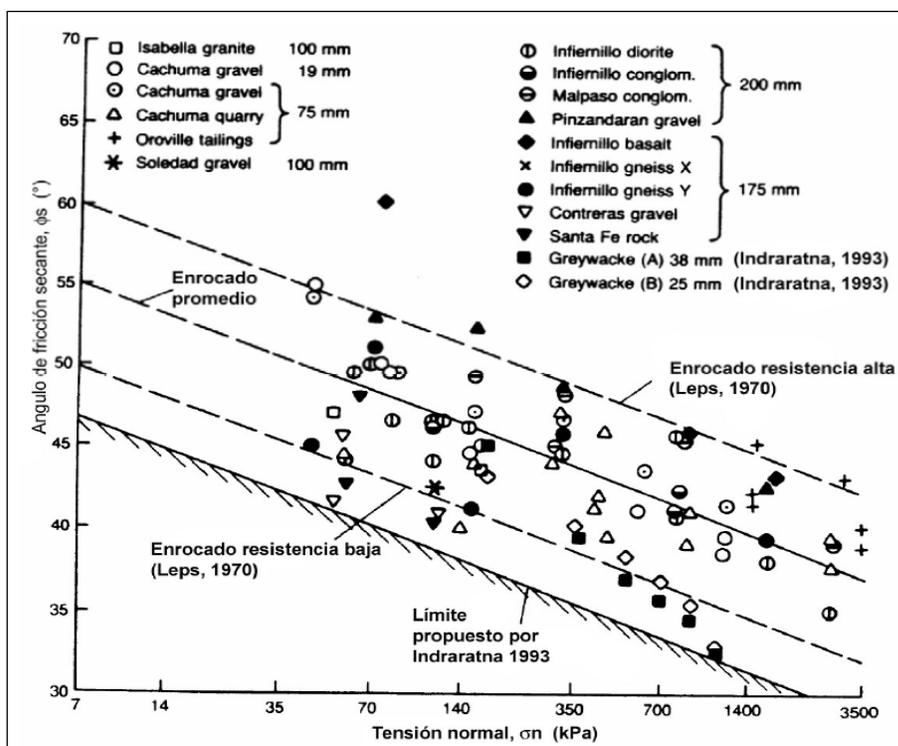


Figura 75. Resultados de laboratorio efectuados a muestras de cantera. Fuente. Elaboración propia.

El ángulo de fricción del Material 1 y 2 (enrocados), ha sido estimado en base a la curva promedio propuesta por Leps, que se muestra a continuación:



**Figura 76.** Abaco de Leps. Fuente. (Comité de materiales para presas de relleno, 2004).

En la figura anterior se aprecia, que el ángulo de fricción del enrocado es mayor cuando menor es la presión efectiva de confinamiento.

La siguiente ecuación permite variar el ángulo de fricción en función a la presión de confinamiento, Pyke (1984), TAGA (1984), Duncan y Wright (2005):

$$\phi' = \phi_0 - \Delta\phi \log_{10} \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)$$

Donde:

- $\phi_0$ : El ángulo de fricción efectivo para una presión de consolidación igual a 1 atmósfera
- $\phi'$ : El ángulo de fricción efectivo a una presión de consolidación igual a  $\phi$

- $\Delta\phi$ : La variación en el ángulo de fricción debido a un cambio en la presión de confinamiento igual a 10 veces (una orden de magnitud).
- $P_a$ : La presión atmosférica = 10.30 t/m<sup>2</sup>
- $\sigma'_3$ : El esfuerzo efectivo principal menor o la presión de confinamiento

Para desarrollar la relación entre la resistencia al corte en el plano de falla y presión normal en el plano de falla se requiere de las siguientes dos relaciones, Duncan y Wright (2005):

$$\sigma'_{ff} = 1.5 * \sigma'_{3f}$$

$$\tau'_{ff} = \sigma'_{ff} * \tan \phi'$$

Donde:

$\sigma'_{ff}$  = Esfuerzo normal efectivo en el plano de falla

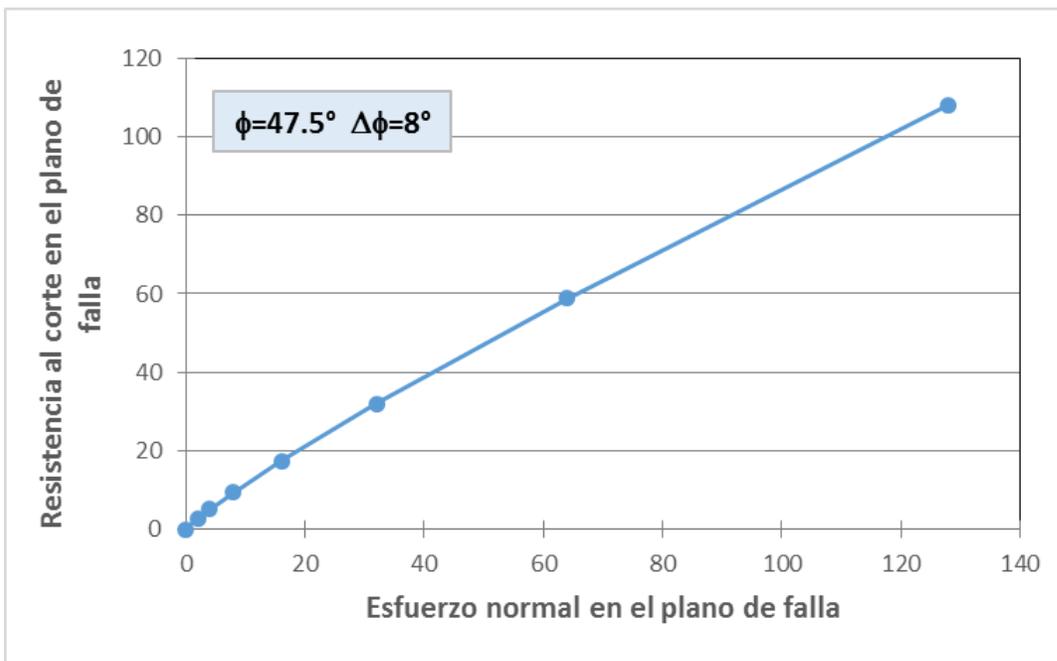
$\sigma'_{3f}$  = Esfuerzo principal menor en el momento de falla

$\tau'_{ff}$  = La resistencia al corte en el plano de falla en el momento de falla.

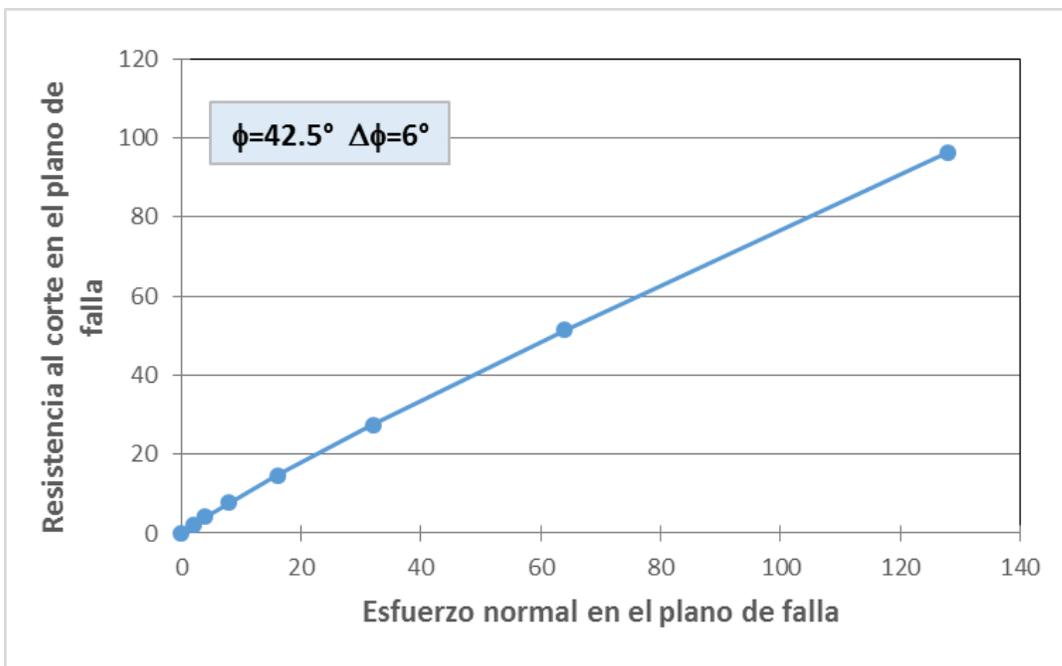
Para modelar la resistencia del Material 1, se han usado valores de  $\phi_0 = 47.5^\circ$  y  $\Delta\phi = 8^\circ$ ; para el Material 2 se ha usado valores de  $42.5^\circ$  y  $\Delta\phi = 6^\circ$ , mientras que para modelar la resistencia del Material A (filtro) se han usado valores de  $\phi_0 = 40^\circ$  y  $\Delta\phi = 6^\circ$ .

Todas las envolventes de Mohr pasan por el origen de coordenadas. Los valores usados para el enrocado han sido tomados usando como guía la curva promedio y la curva inferior mostrada, mientras que los valores usados para el Material A han sido recomendados por Wong y Duncan (1974), para materiales clasificados como GW y SW, compactados al 95% del Proctor Estándar.

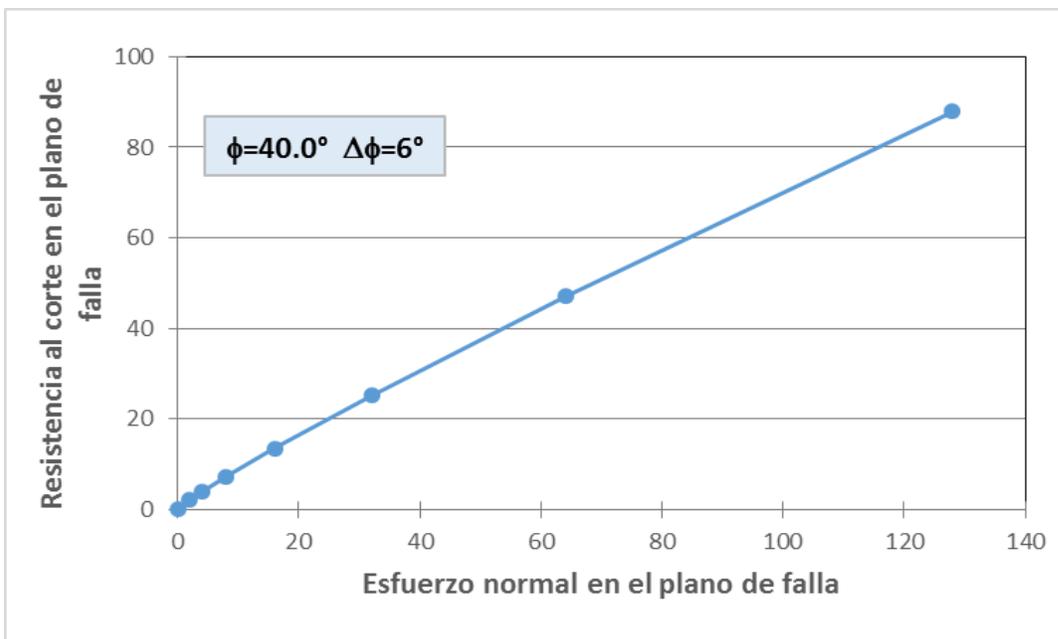
Las figuras siguientes presentan la relación entre el esfuerzo normal efectivo en el plano de falla y la resistencia al corte en el plano de los Materiales III y IV, respectivamente.



**Figura 77.** Resultados de laboratorio del Material 1. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 78.** Resultados de laboratorio del Material 2. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 79.** Resultados de laboratorio del Material 3. Fuente. Elaboración propia.

#### **5.2.5.4. El enfoque del análisis de filtraciones de la presa.**

El análisis de filtraciones de la presa de enrocado con pantalla de concreto se ha efectuado para las condiciones máximas de operación de la presa tomándose en cuenta el nivel del embalse en el NAMO (nivel de aguas máximas de operación), cuya cota es 4550.60 msnm.

Teniendo en cuenta las variaciones de los valores de permeabilidad reportados en la perforación realizada en el cauce del río Ninahuisa y como respuesta al hallazgo encontrado de valores altos de permeabilidad a profundidades entre 20-30 m, se ha previsto la incorporación en el diseño de una pantalla de inyecciones de hasta 45 m de profundidad en el fondo del cauce.

#### **5.2.5.5. Las permeabilidades de los materiales de la presa.**

Las permeabilidades empleadas para los diversos materiales en el análisis de infiltración efectuado de acuerdo a las investigaciones de campo, investigaciones de laboratorio y software GeoStudio SEEP/W, se presentan a continuación:

**Tabla 41**

*Permeabilidades de los materiales del cuerpo de la presa*

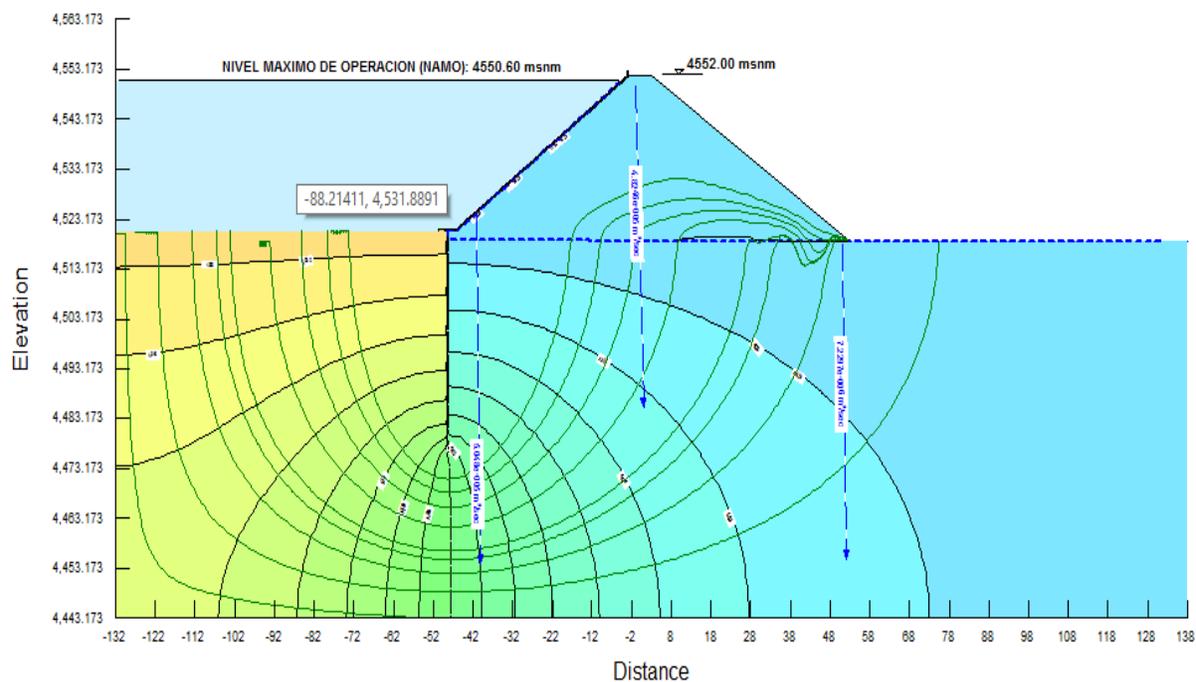
Tipo material	Permeabilidad k(cm/s)
Material 1	$1.0 \times 10^{-1}$
Material 2	$1.0 \times 10^{-2}$
Material 3	$1.0 \times 10^{-3}$
Roca	$5 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-5}$
Pantalla de inyecciones	$10^{-10}$

Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.5.6. Resultados del análisis de filtraciones de la presa.

A continuación se presentan las figuras que muestran la línea del nivel freático, las líneas de filtración, las equipotenciales y las gradientes hidráulicas de cada una de los casos estudiados con el programa computacional que emplea los elementos finitos para el cálculo del análisis de filtraciones:

#### 5.2.5.6.1. Permeabilidad de la roca $5 \times 10^{-4}$ cm/s.



**Figura 80.** Nivel freático, líneas de filtración y equipotenciales. Fuente: Elaboración propia.

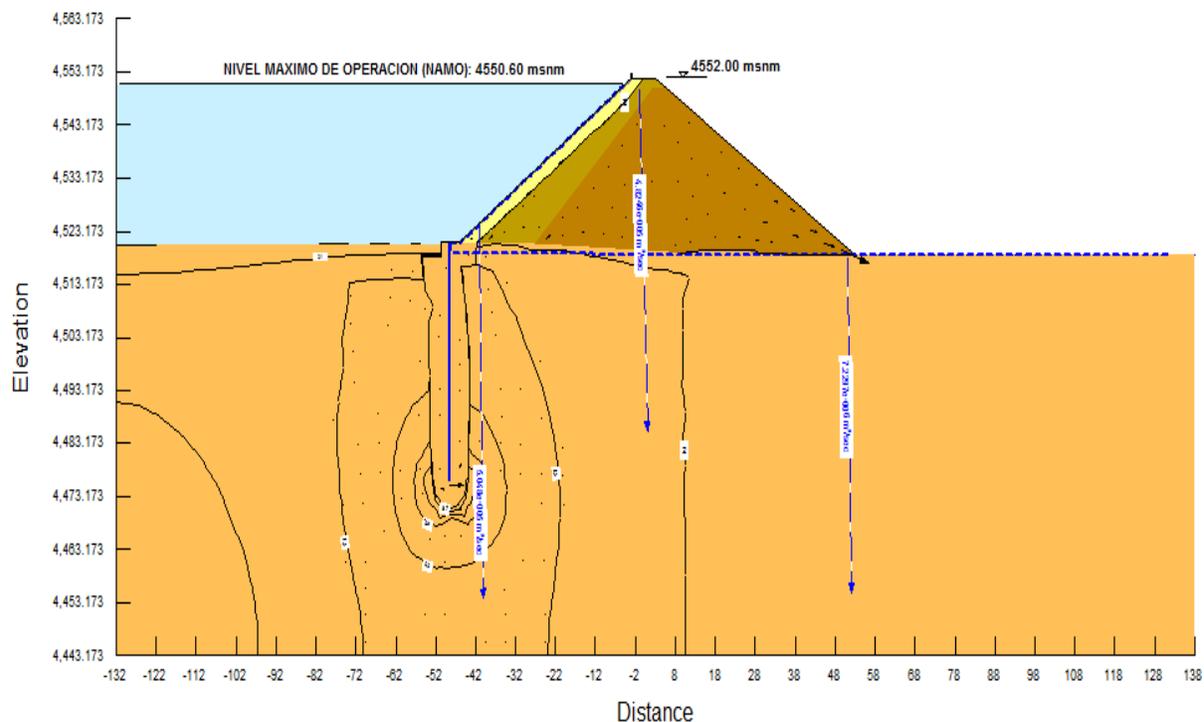


Figura 81. Gradientes hidráulicas. Fuente. Elaboración propia.

5.2.5.6.2. Permeabilidad de la roca  $1 \times 10^{-4}$  cm/s.

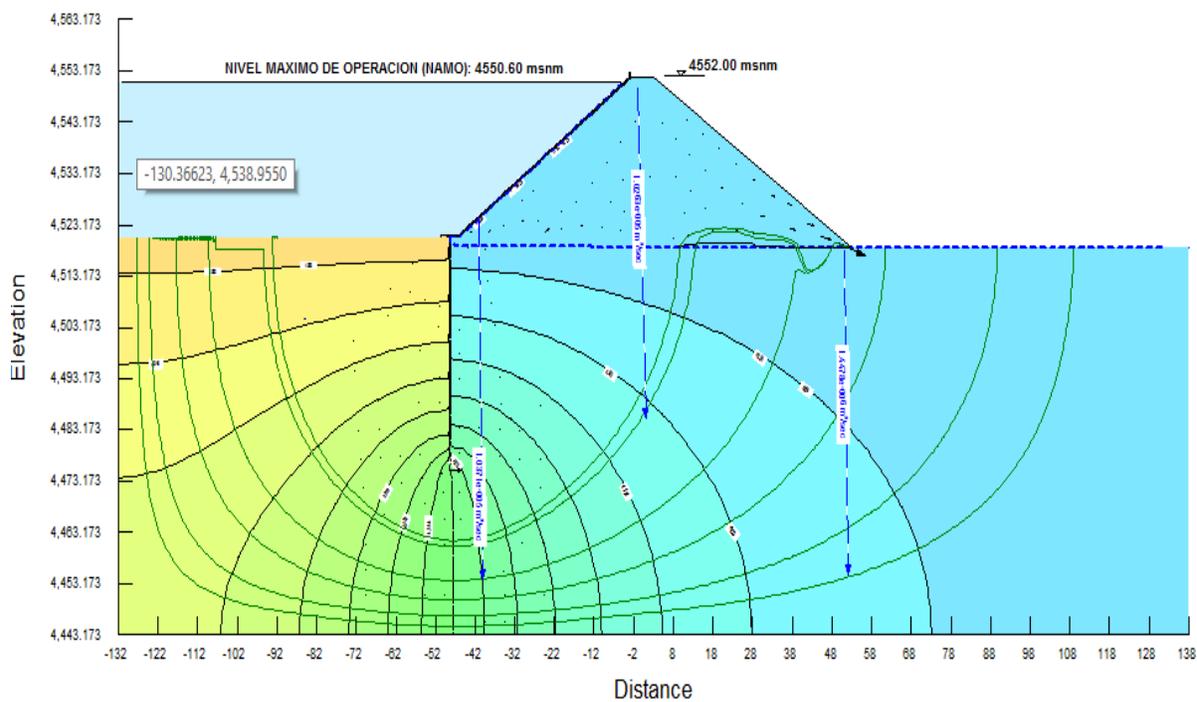


Figura 82. Nivel freático, líneas de filtración y equipotenciales. Fuente. Elaboración propia.

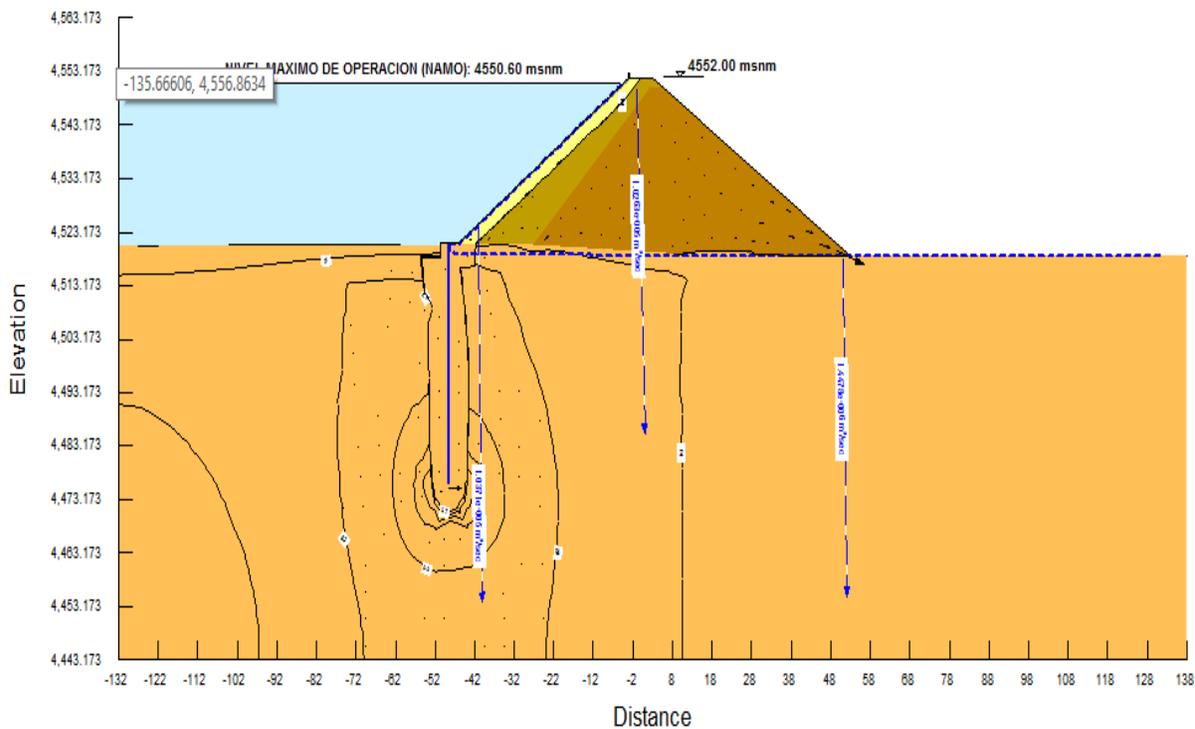


Figura 83. Gradientes hidráulicos. Fuente. Elaboración propia.

5.2.5.6.3. Permeabilidad de la roca  $5 \times 10^{-5}$  cm/s.

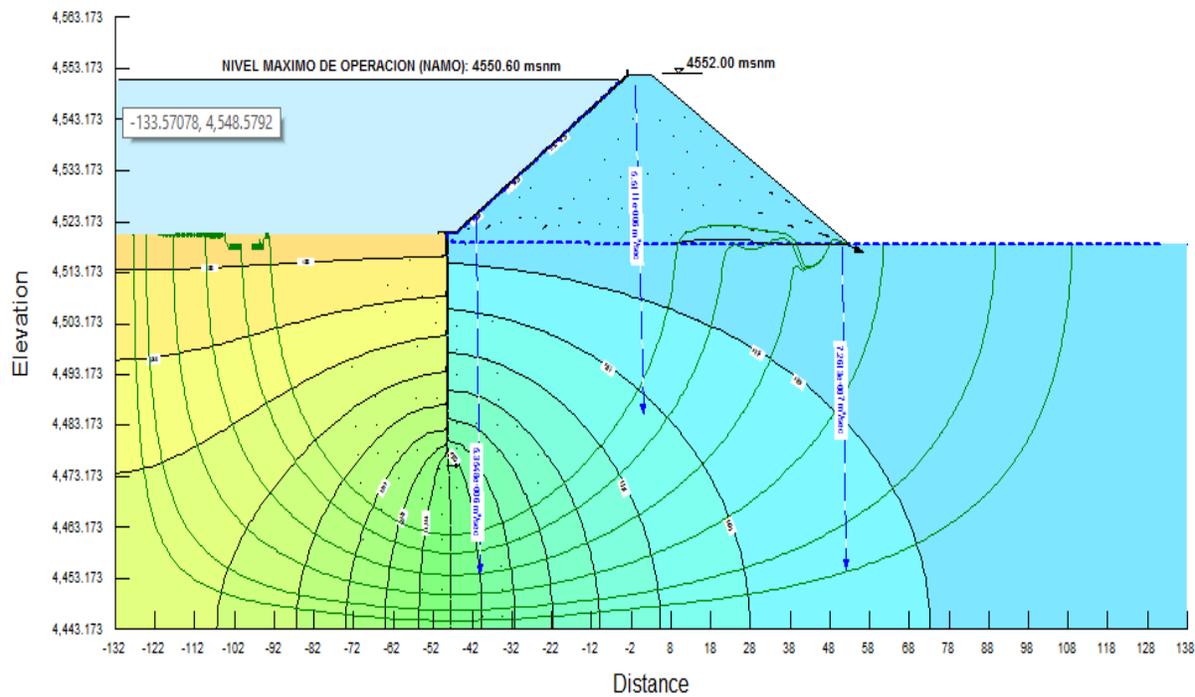
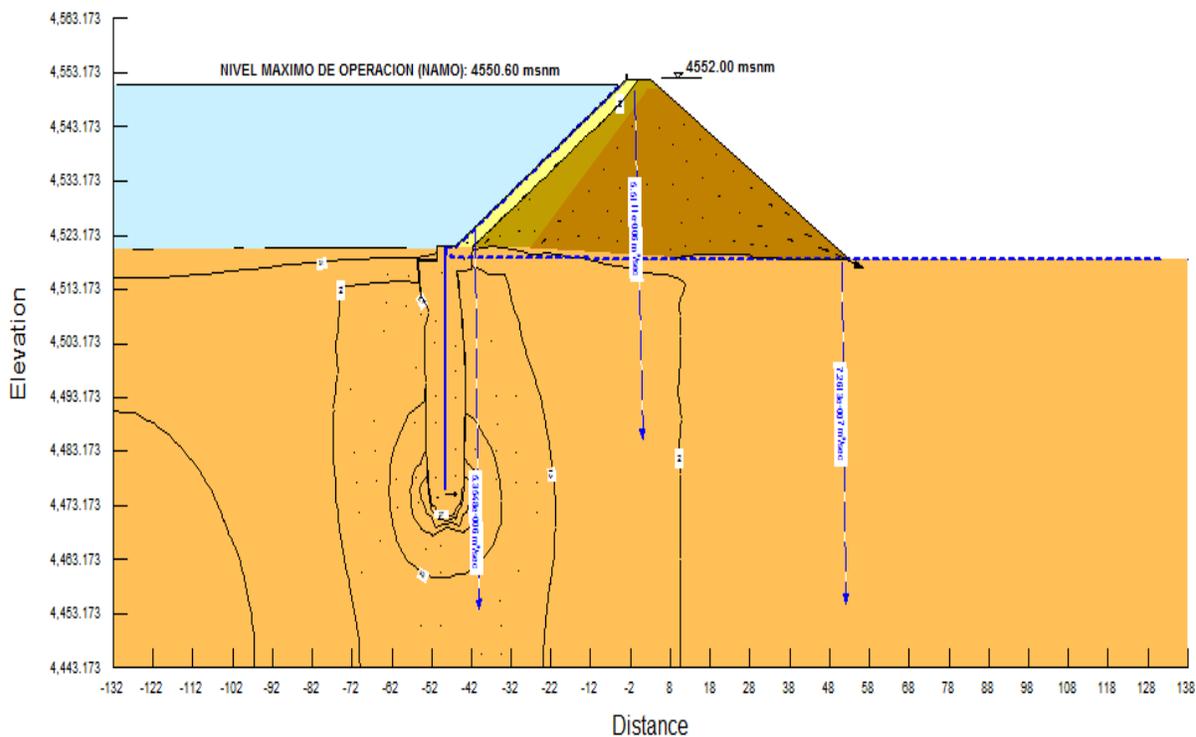


Figura 84. Nivel freático, líneas de filtración y equipotenciales. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 85.** Gradientes hidráulicas. Fuente. Elaboración propia.

## **5.2.6. El Análisis de estabilidad de taludes de la presa.**

### **5.2.6.1. El enfoque del análisis de estabilidad de taludes de la presa.**

El análisis de estabilidad de la presa de enrocado con pantalla de concreto se ha realizado mediante un análisis estático y pseudo-estático de los taludes aguas arriba y abajo de la presa mediante el software SLOPE/W, bajo el escenario de infiltración constante con la influencia de la línea piezométrica formada por las filtraciones, tal como se reporta en el numeral anterior para los tres casos de permeabilidad consideradas para la roca de cimentación de la presa.

Para ello, en el embalse se ha aplicado los métodos de cálculo habituales para este tipo de situaciones, que consisten en definir las superficies potenciales de deslizamiento en diferentes sectores del talud y calcular para dichas superficies, las fuerzas que tienden a originar un deslizamiento, con las fuerzas de corte que tienden a resistirlo.

En la siguiente tabla se muestran, los factores de seguridad mínimos requeridos para taludes de presas de enrocado y presas de tierra; para las diferentes condiciones de análisis.

**Tabla 42***Factores de seguridad mínimos*

Caso de análisis	Taludes agua arriba	Talud aguas abajo
Normal (NAMO 4550.60 msnm)	--	1.50
Sismo (0.13 g – 475 años)	1.10	1.10

Fuente: (Department of the Army, 2005, pág. 24).

### 5.2.6.2. Los parámetros de suelos utilizados en la presa.

En la siguiente tabla, se muestran los parámetros geotécnicos que se emplearán en el análisis de estabilidad de los materiales que conforman el cuerpo de la presa.

**Tabla 43***Parámetros geotécnicos de los materiales del cuerpo de la presa*

Material	Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )	Fricción (°)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
Material 1	Envolvente de esfuerzos		20
Material 2	Envolvente de esfuerzos		21
Material 3	Envolvente de esfuerzos		19
Roca	40	35	23

Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.6.3. Los resultados del análisis de estabilidad de taludes de la presa.

El resumen de los coeficientes de rugosidad obtenidos para cada caso y condición analizada se persa. Del análisis de estabilidad efectuado en los taludes arriba y abajo se han obtenido factores de seguridad admisible. El resumen se muestra en la tabla siguiente:

**Tabla 44***Factor de seguridad del talud aguas abajo*

Permeabilidad de la roca (cm/s)	Estática	Pseudo-estática (OBE)	Pseudo-estática (SMC)
$5 \times 10^{-4}$	1.93	1.52	1.38
$1 \times 10^{-4}$	1.93	1.52	1.38
$5 \times 10^{-5}$	1.93	1.52	1.38

Fuente: Elaboración propia.

5.2.6.3.1. Permeabilidad de la roca  $5 \times 10^{-4}$  cm/s.

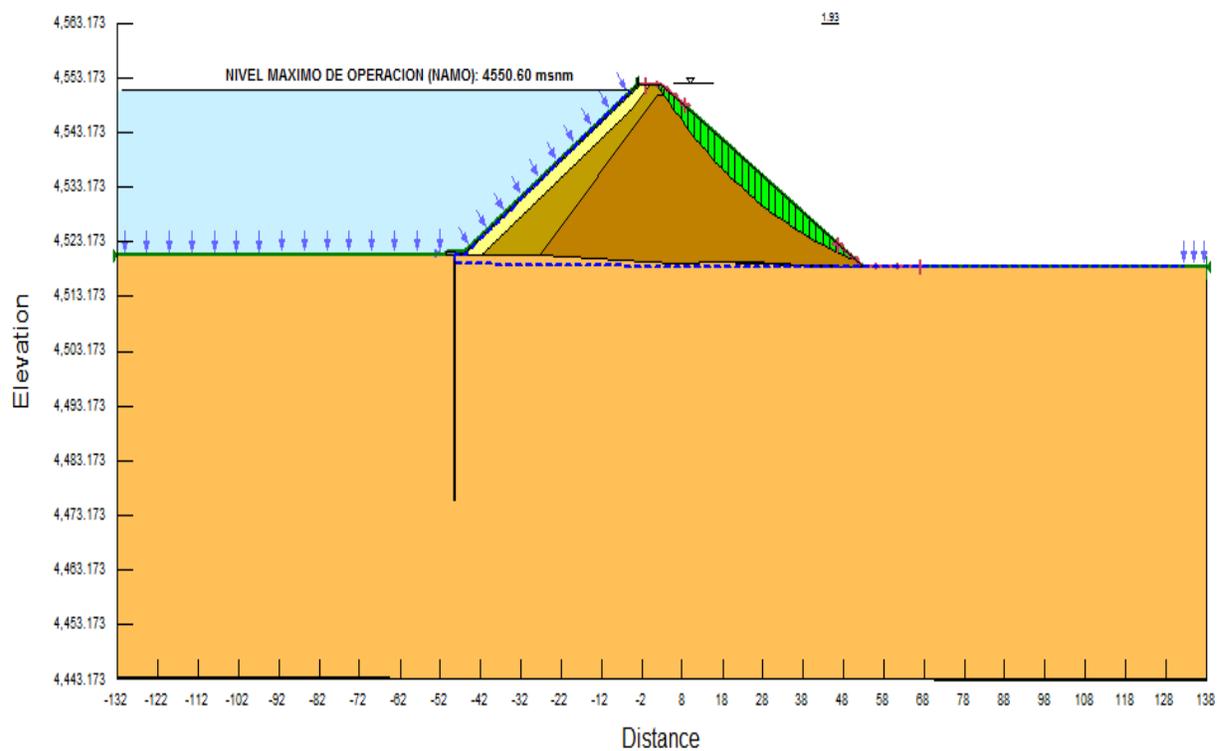


Figura 86. Mediante análisis estático. Fuente. Elaboración propia.

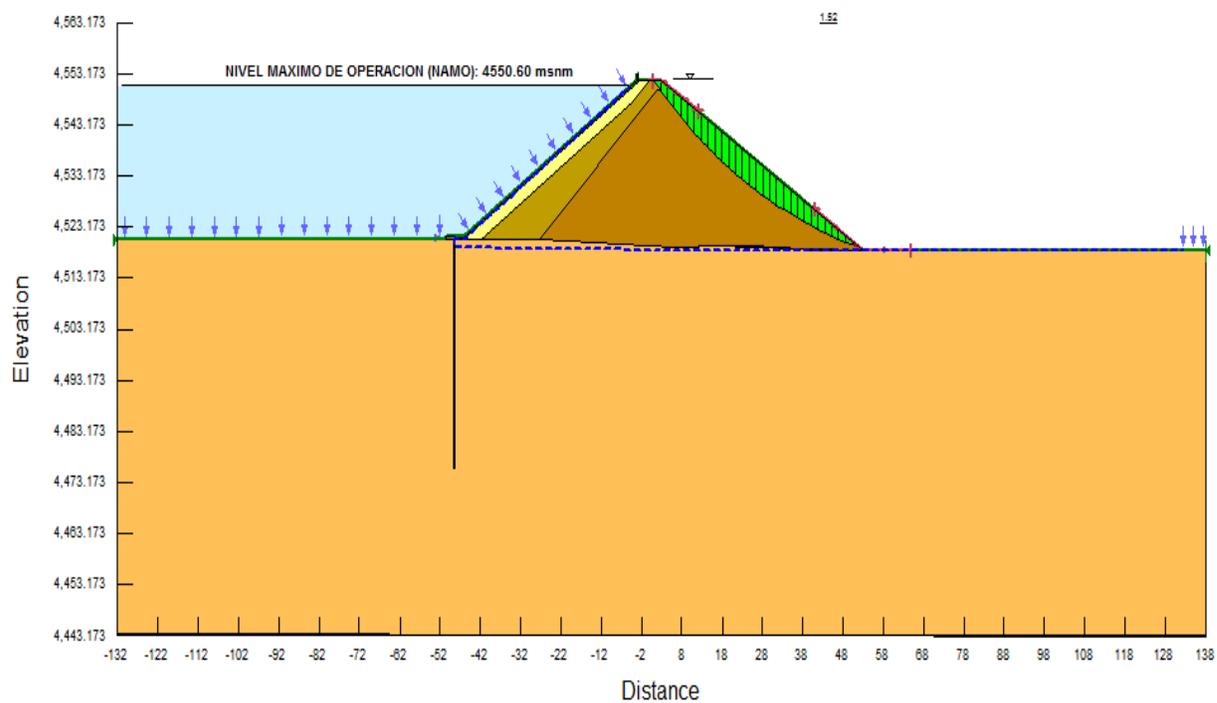


Figura 87. Mediante análisis pseudo-estático. Fuente. Elaboración propia.

5.2.6.3.2. Permeabilidad de la roca  $1 \times 10^{-4}$  cm/s.

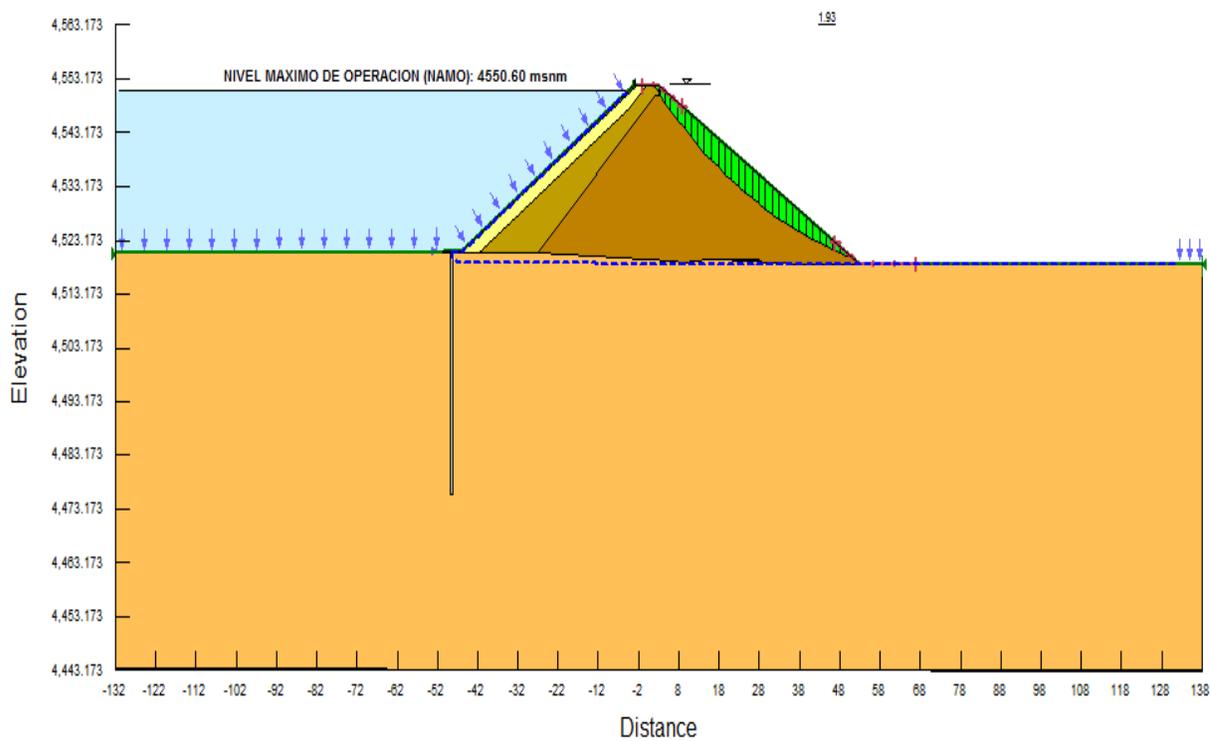


Figura 88. Mediante análisis estático Fuente. Elaboración propia.

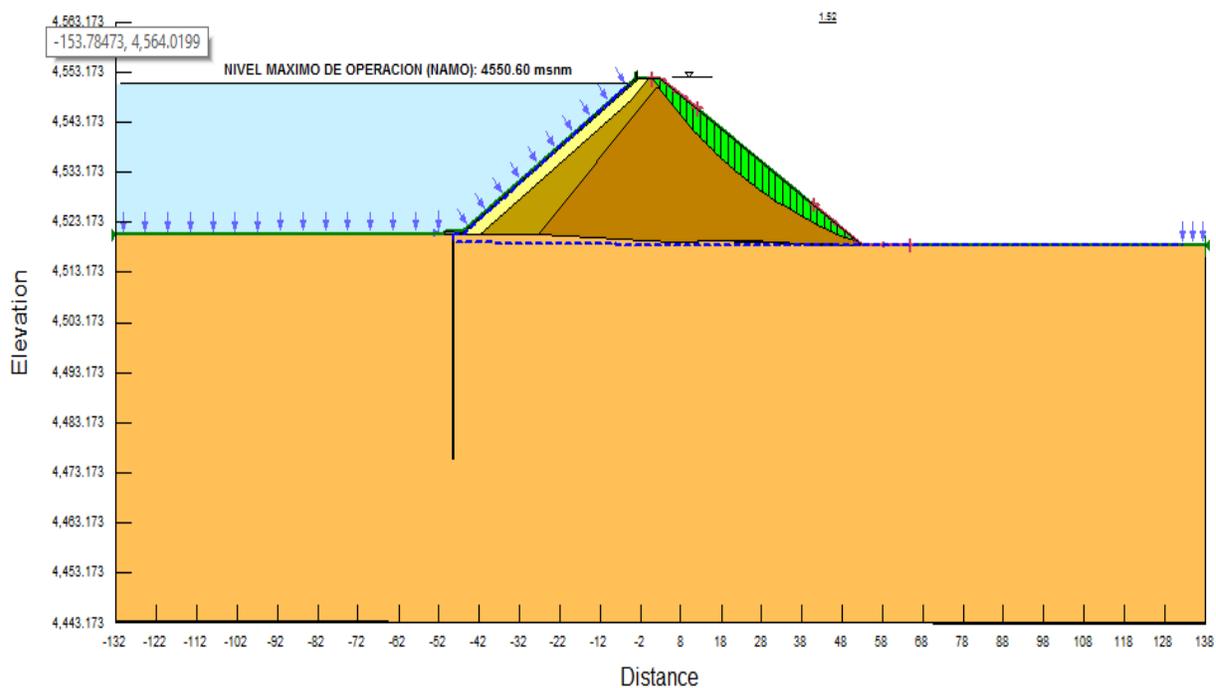


Figura 89. Mediante análisis pseudo-estático. Fuente. Elaboración propia.

5.2.6.3.3. Permeabilidad de la roca  $5 \times 10^{-5}$  cm/s.

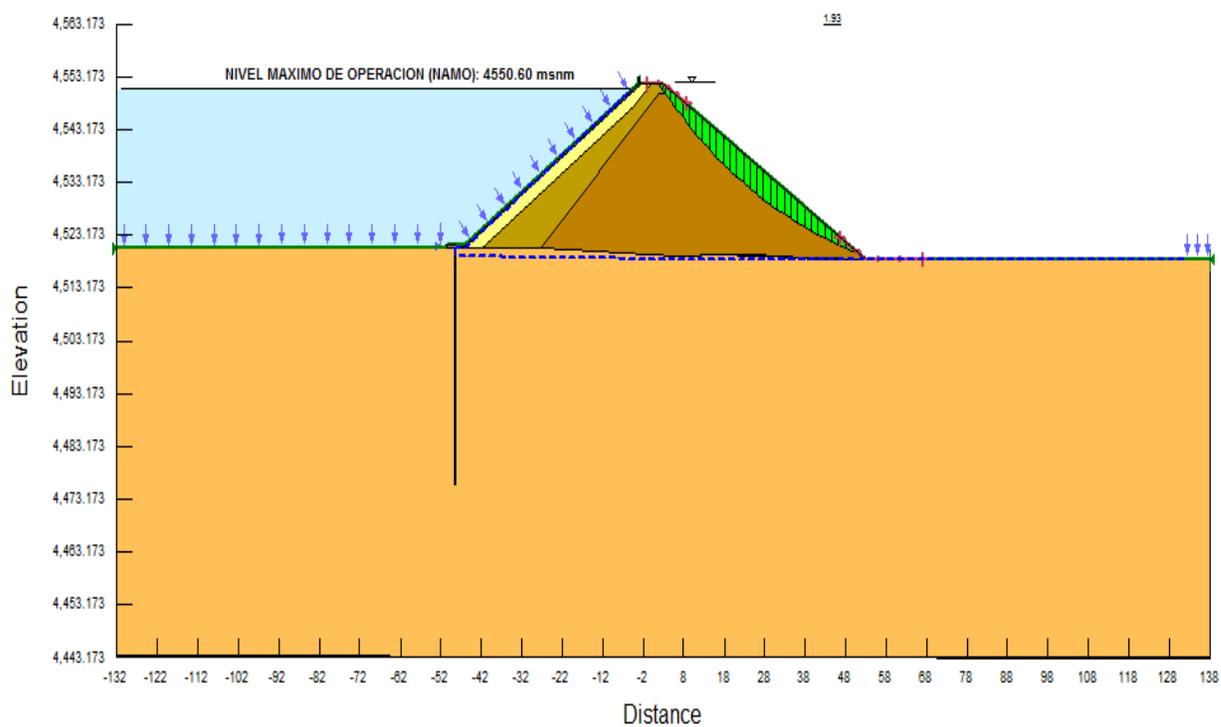


Figura 89. Mediante análisis estático. Fuente. Elaboración propia.

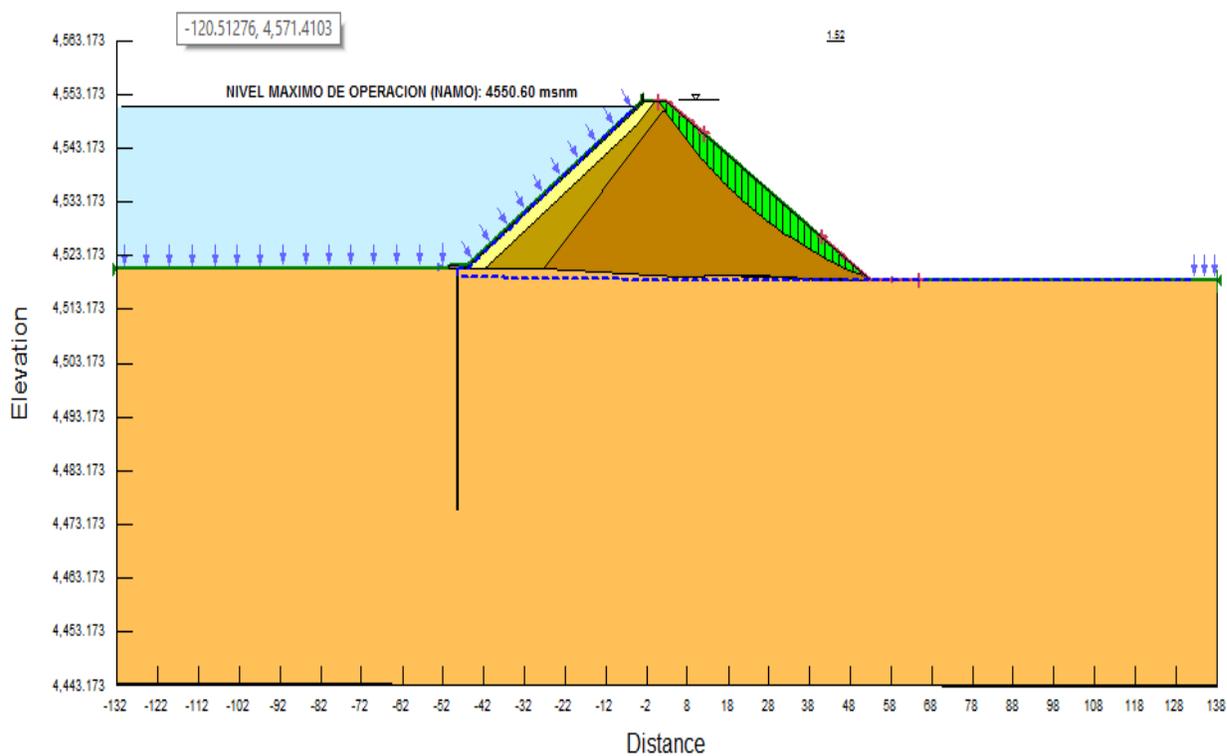


Figura 91. Mediante análisis pseudo-estático. Fuente. Elaboración propia.

## 5.2.7. Diseño hidráulico del aliviadero de la presa.

### 5.2.7.1. Esquema o perfil longitudinal del aliviadero de demasías.

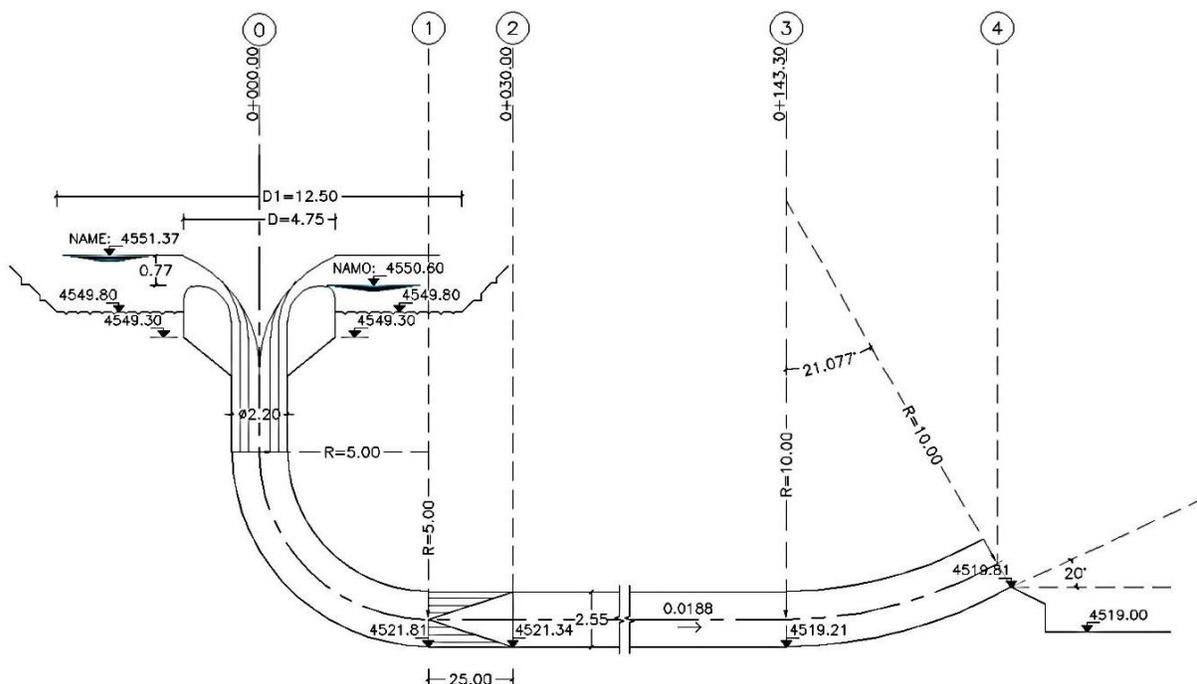


Figura 92. Aliviadero de demasías tipo Morning Glory. Fuente. Elaboración propia

### 5.2.7.2. Información de laminación de embalse.

$$Q_{\text{aliviadero}} = 21.34 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (1/10,000 años)}$$

$$Q_{\text{max.ingreso}} = 112 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (1/10,000 años)}$$

$$L_{\text{cresta}} = 15.0 \text{ m}$$

$$\text{NAME} = 4551.37 \text{ msnm}$$

$$\text{NAMO} = 4550.60 \text{ msnm}$$

$$H_{\text{aliv}} = 4551.37 - 4550.60 = 0.77 \text{ m} = H_0$$

### 5.2.7.3. Dimensionamiento de la cresta del aliviadero de demasías.

$$Q = C L H_0^{3/2} \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 453)}$$

$$C = 2.10$$

$$L = 15.00 = 2\pi R_S \dots R_S = 2.38 \text{ m} \dots D = 2R_S = 4.76 \text{ m} \dots D = 4.75 \text{ m}$$

$$Q = 2.10 \times 15.00 \times 0.77^{3/2} = 21.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

$$P/R_S \geq 0.30 \dots P \geq 0.3 \times 2.375 = 0.71 \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 409)}$$

$$P = 0.80 \text{ m}$$

$$D_1 \geq 10 H_0 + D = 10 \times 0.77 + 4.75 = 12.45 \text{ m}$$

$$D_1 = 12.50 \text{ m}$$

#### 5.2.7.4. Determinación del perfil del aliviadero.

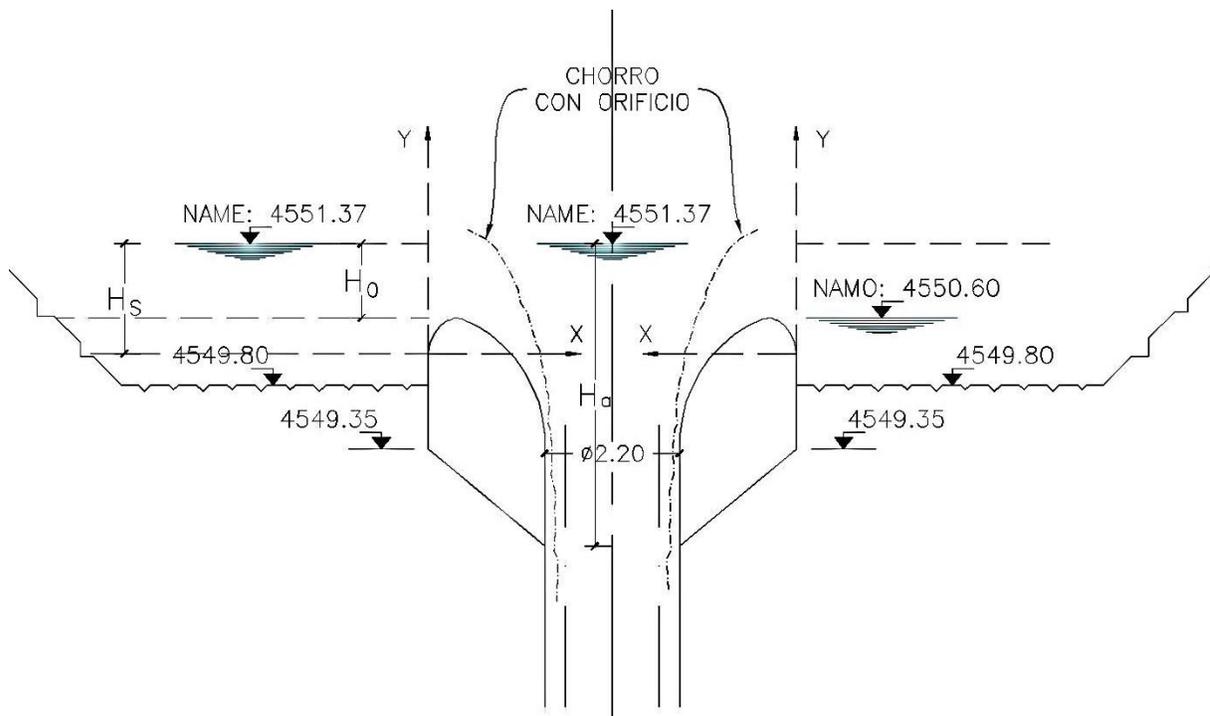


Figura 93. Perfil del aliviadero de demasías. Fuente. Elaboración propia.

$$H_0/R_S = 0.77/2.375 = 0.32 \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 412)}$$

$$H_s/H_0 = 1.075$$

$$P/R_S = 0.80/2.375 = 0.336$$

$$\frac{H_S}{R_S} = \frac{H_0}{R_S} \times \frac{H_S}{H_0} = 0.32 \times 1.075 = 0.34 \approx 0.35$$

$$P/R_S = 0.80/2.375 = 0.336$$

Para:  $H_S/R_S = 0.35$

**Tabla 45**

*Encima de la cresta*

<b>X/H<sub>s</sub>:</b>	<b>0.00</b>	<b>0.05</b>	<b>0.10</b>	<b>0.20</b>	<b>0.30</b>	<b>0.40</b>	<b>0.42</b>
X(m)	0.00	0.04	0.08	0.17	0.25	0.33	0.35
y/H <sub>s</sub>	0.00	0.044	0.062	0.066	0.046	0.010	0.00
y(m)	0.00	0.04	0.05	0.05	0.04	0.01	0.00
D(m)	4.75	4.67	4.59	4.41	4.25	4.09	4.05

Fuente: Elaboración propia.

Para:  $D = 4.75 - 2X$

**Tabla 46**

*Debajo de la cresta*

<b>γ / H<sub>s</sub>:</b>	<b>0.00</b>	<b>-0.10</b>	<b>-0.30</b>	<b>-0.50</b>	<b>-1.0</b>	<b>-2.0</b>	<b>-3.0</b>	<b>-5.0</b>
γ(m)	0.00	-0.08	-0.25	-0.42	-0.83	-1.66	-2.49	-4.15
X / H <sub>s</sub>	0.422	0.594	0.832	1.020	1.33	1.63	1.75	1.81
X(m)	0.35	0.49	0.69	0.85	1.10	1.35	1.45	1.50
D(m)	4.05	3.77	3.37	3.05	2.55	2.05	1.85	1.75

Fuente: Elaboración propia.

*Ecuación del Perfil del Chorro como oficio.*

$$R = 0.204 \times \frac{Q^{1/2}}{H_a^{1/4}} \times 0.3048 \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 410)}$$

Donde:

R: radio del chorro (m)

Q: Caudal del aliviadero (pies<sup>3</sup>/s)

H<sub>a</sub>: Carga hidráulica (pies)

$$Q = 21.34 \text{ m}^3/\text{s} = 753.3 \text{ pies}^3/\text{s}$$

$$R = 1.71/H_a^{1/4}$$

$$D = 2R$$

$$H_a = H_s + y$$

**Tabla 47**

*Datos para el cálculo del diámetro del aliviadero de demasías*

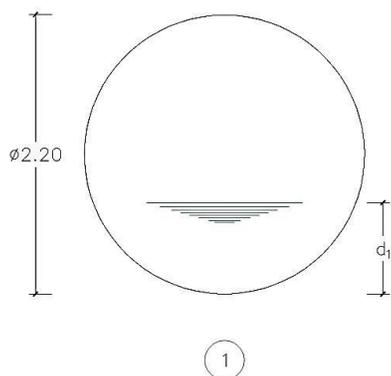
<b>y(m):</b>	<b>0.00</b>	<b>-0.08</b>	<b>-0.25</b>	<b>-0.42</b>	<b>-0.83</b>	<b>-1.66</b>	<b>-2.40</b>	<b>-4.25</b>
Ha(m)	+0.83	+0.91	+1.08	+1.25	+1.66	+2.49	+3.32	4.98
Ha(pies)	2.72	2.99	3.54	4.10	5.45	8.17	10.89	16.34
R(m)	1.33	1.30	1.25	1.20	1.12	1.01	0.94	0.85
D(m)	2.66	2.60	2.49	2.40	2.24	2.02	1.88	1.70

*Fuente:* Elaboración propia.

Compatibilizando la ecuación del chorro y perfil del aliviadero se encuentra que se tiene

$D=2.20$  m (diámetro mínimo por construcción) al nivel 4549.35 msnm.

#### 5.2.7.5. Radio de curva vertical de pozo de aliviadero.



**Figura 94.** Túnel vertical del aliviadero de demasías. Fuente. Elaboración propia.

Entre eje 0 y eje 1:

$$H_1 = 4551.37 - 4521.81 = 29.56 \text{ m} = d_1 + hv_1 \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 455)}$$

Donde:

$$d_1 = 0.63 \text{ m}, \quad v_1 = 23.33 \text{ m/s}, \quad hv_1 = 28.76 \text{ m}$$

$$H_1 = 28.40 \text{ m} \approx 29.56 \text{ m}$$

$$F_1 = 23.33 / \sqrt{9.8 \times 0.96} = 7.60 \dots d = \sqrt{A} \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 565)}$$

$$d = \sqrt{0.91} = 0.96 \text{ m}$$

$$Q = V \times A \dots A = Q/V \text{ (Chow, 1994, pág. 5)}$$

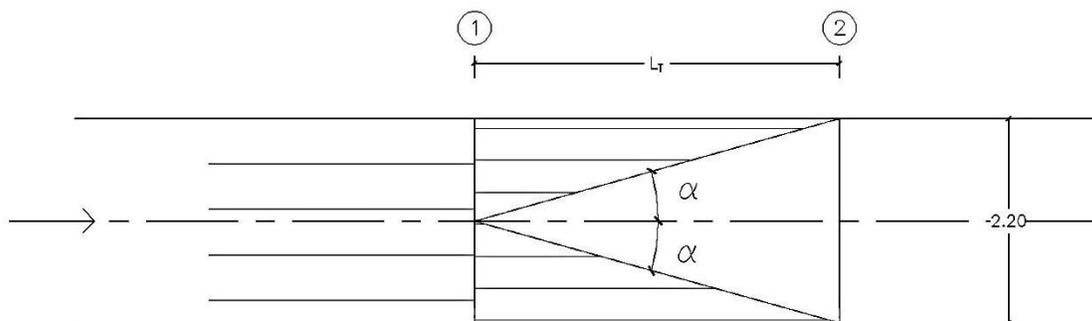
Radio de curva vertical:

$$R = 2d_1$$

$$R \geq 2 \times 0.63 = 1.36 \text{ m}$$

Adoptamos:  $R = 5.00 \text{ m}$

### 5.2.7.6. Transición de pozo vertical a conducción de aguas abajo.



**Figura 95.** Transición de túnel vertical con túnel horizontal de toma de fondo *Fuente. Elaboración propia*

$$L_T = \frac{1.10}{Tg\alpha} \dots Tg\alpha = \frac{1}{3F_1} = \frac{1}{3 \times 7.60} = 0.0438 \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 386)}$$

$$L_T = 25.10 \dots \dots L_T = 25.00 \text{ m}$$

5.2.7.6.1. Índice de cavitación ( $\sigma$ ).

$$\sigma = \frac{P_a - P_v}{\rho \times \frac{v_1^2}{2}} \text{ (Falvey, 1990, pág. 2)}$$

Donde:

$P_a$ : Presión atmosférica

$P_v$ : Presión de vapor

$\rho$ : Densidad del agua

$V_1$ : Velocidad de agua

Para:

$$P_a = 5.50 \text{ m (altitud: 4500 msnm)}$$

$$P_v = 0.09 \text{ m (} T = 5^\circ\text{C)}$$

$$\rho = 1.0/9.8$$

$$v_1 = 23.33 \text{ m/s}$$

Donde:

$$\sigma = \frac{5.50 - 0.09}{\frac{1.0}{9.8} \times \frac{23.33^2}{2}} = 0.194$$

$$\sigma = 0.194 \text{ (no hay cavitación) (Falvey, 1990, pág. 17)}$$

Entre eje 0 y eje 2:

$$H_2 = 4551.37 - 4521.34 = 30.03 \text{ m} = d_2 + hv_2$$

Para:

$$d_2 = 0.40 \text{ m}, \quad v_2 = 24.25 \text{ m/s}, \quad hv_2 = 30.0 \text{ m},$$

$$F_2 = 12.25$$

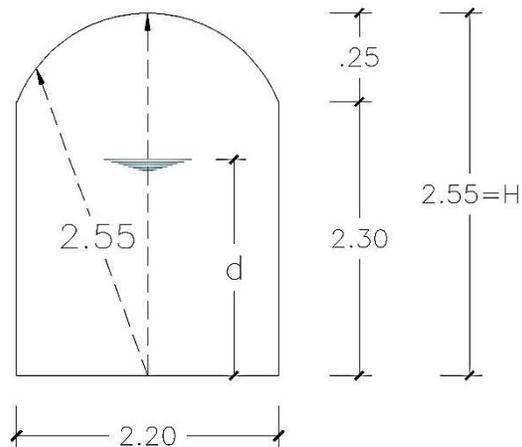
$$H_2 = 30.40$$

Donde:

$$\sigma = \frac{5.50 - 0.09}{\frac{1.0}{9.8} \times \frac{24.25^2}{2}} = 0.18$$

Se presentan problemas de cavitación si la duración de este caudal es mayor a 15 días, que no es de esperarse de acuerdo al régimen hidrológico.

#### 5.2.7.7. Dimensionamiento de la conducción aguas abajo de la transición.



**Figura 96.** Túnel de conducción Tipo Herradura. Fuente. Elaboración propia.

Entre eje 2 y eje 3:

Se dimensionará para el caudal de desvío  $Q = 32.69 \text{ m}^3/\text{s}$  para un  $Tr=1/10000$  años.

Donde:

$$Q_{\text{desvío}} > Q_{\text{liviadero}}$$

$$Q = AR^{\frac{2}{3}} \left( \frac{S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 575)}$$

$$S = 0.0188$$

$$n = 0.014$$

$$Q = AR^{2/3} x \frac{0.0188^{1/2}}{0.014} = 9.79 AR^{2/3}$$

Para:

$$d = 1.90 \text{ m}, \quad v = 7.7 \text{ m/s}, \quad hv = 3.03 \text{ m}$$

Para una sección mínima de construcción se tiene:

$$F = 7.71 / \sqrt{9.8 \times 1.90} = 1.79 \text{ (flujo supercritico)}$$

$$d/H = 1.90/2.55 = 0.75$$

### 5.2.7.8. Tirantes de agua de la conducción aguas abajo de la transición.

Entre eje 2 y eje 3:

$$L = \frac{H_2 - H_3}{S_P - S_0} \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 576)}$$

Donde:

$$H_2 = 30.03 \text{ m}, \quad d_3 = 0.75 \text{ m}, \quad v_3 = 12.93 \text{ m/s}, \quad hv_3 = 8.53 \text{ m}$$

$$H_3 = hv_3 + d_3 = 9.28 \text{ m}$$

$$F_3 = 4.76$$

$$d_p = \frac{d_2 + d_3}{2} = \frac{0.40 + 0.75}{2} = 0.575$$

Para:

$$A_p = 1.265 \text{ m}^2, \quad P_p = 3.35 \text{ m},$$

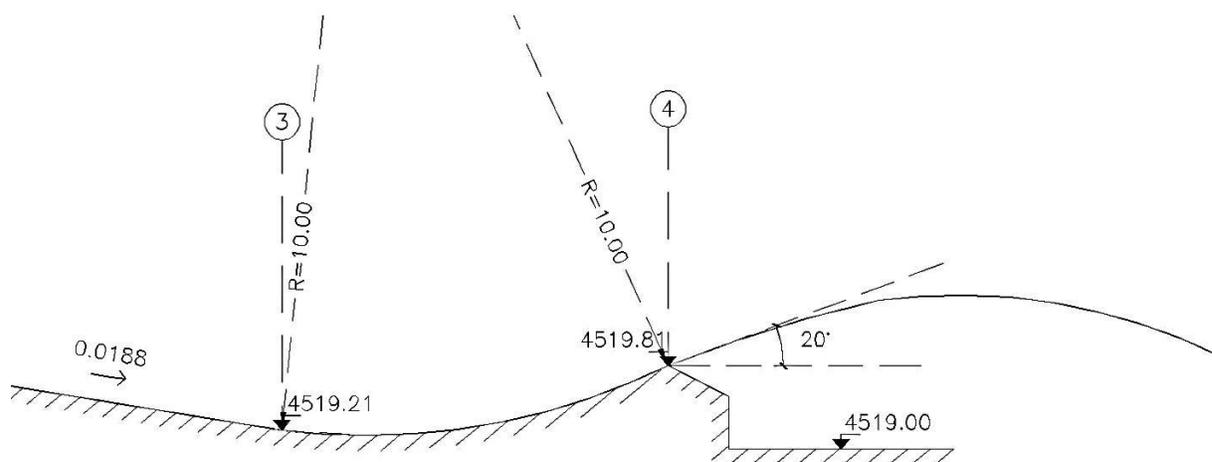
$$R_p = A_p / P_p = 0.378$$

$$S_p = \left( \frac{21.34 \times 0.014}{1.265 \times 0.378^{2/3}} \right)^2 = 0.202$$

$$L = \frac{29.86 - 9.28}{0.202 - 0.0188} = 113.30 \text{ m}$$

$$L_{real} = (0 + 143.30) - (0 + 0.30) = 113.30 \text{ m}$$

### 5.2.7.9. Trampolín de salida de conducción con salto de sky.



**Figura 97.** Trampolín de salida de túnel de conducción. Fuente. Elaboración propia.

Entre eje 3 y eje 4:

$$R \geq 10d \dots R \geq 10xd_3 \dots R \geq 10 \times 0.75 = 7.50m$$

Se adopta:  $R = 10.00 \text{ m}$

$$d_3 + hv_3 = d_4 + hv_4 + 0.60$$

$$d_4 + hv_4 = 9.28 - 0.60 = 8.68 \text{ m}$$

Donde:

$$d_4 = 0.79 \text{ m}, \quad v_4 = 12.28 \text{ m/s}, \quad hv_4 = 7.69 \text{ m}$$

$$H_4 = 8.48 \text{ m} \approx 8.68 \text{ m}$$

$$F_4 = 4.41$$

#### 5.2.7.9.1. Ecuación de alcance de chorro de salida del salto de sky.

$$y = xT_g \theta - \frac{x^2}{4K(d+hv) \cos^2 \theta} \quad (\text{Bureau of Reclamation, 1987, pág. 376})$$

Para:

$$\theta = 20^\circ, \quad K = 0.90, \quad d + hv = H_4 = 8.48 \text{ m}$$

Donde:

$$y = 0.364x - 0.0362 x^2$$

$$y = 4519.81 - 4519.0 = 0.81 \text{ m}$$

$$x \approx 12.00 \text{ m}$$

#### 5.2.7.10. Chequeo del chorro de salida del trampolín para el caudal de desvío del río.

Para:

$$d_4 + hv_4 = d_3 + hv_3 - 0.60$$

$$d_3 = 1.90 \text{ m}, \quad v_3 = 7.71 \text{ m/s}, \quad hv_3 = 3.03 \text{ m},$$

$$H_3 = 4.93 \text{ m}$$

$$d_4 + hv_4 = 4.93 - 0.60 = 4.33 \text{ m}$$

Donde:

$$d_4 = 2.45 \text{ m}, \quad v_4 = 6.06 \text{ m/s}, \quad hv_4 = 1.88 \text{ m}, \quad H_4 = 4.33 \text{ m}$$

$$H_4 = 4.33 \text{ m}, \quad F_4 = 6.06/\sqrt{9.8 \times 2.45} = 1.24$$

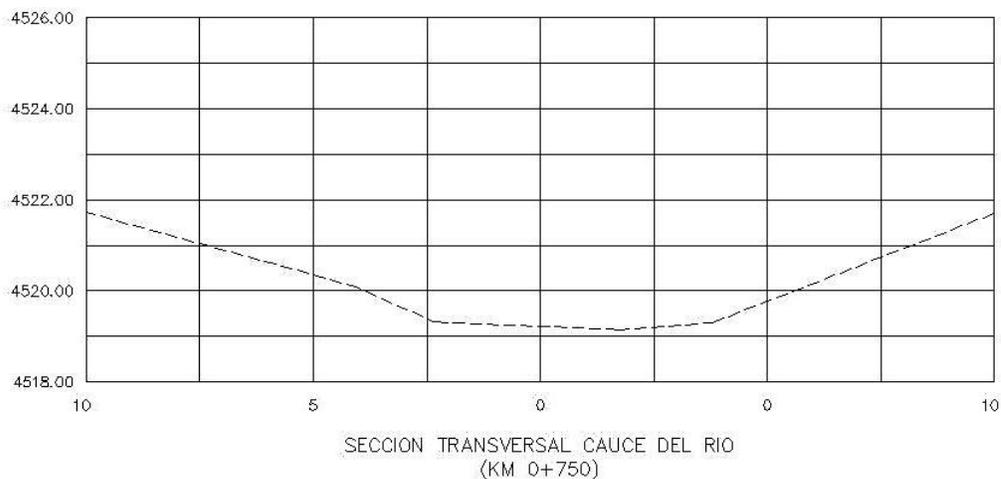
Por consiguiente, el tirante del agua en el río para un  $Q=32.69 \text{ m}^3/\text{s}$  es 1.13 m (ver la curva de descarga del río).

Asimismo, este valor de 1.13 m es mayor a la cota de salida del sky en  $1.13-0.80=0.33 \text{ m}$ .

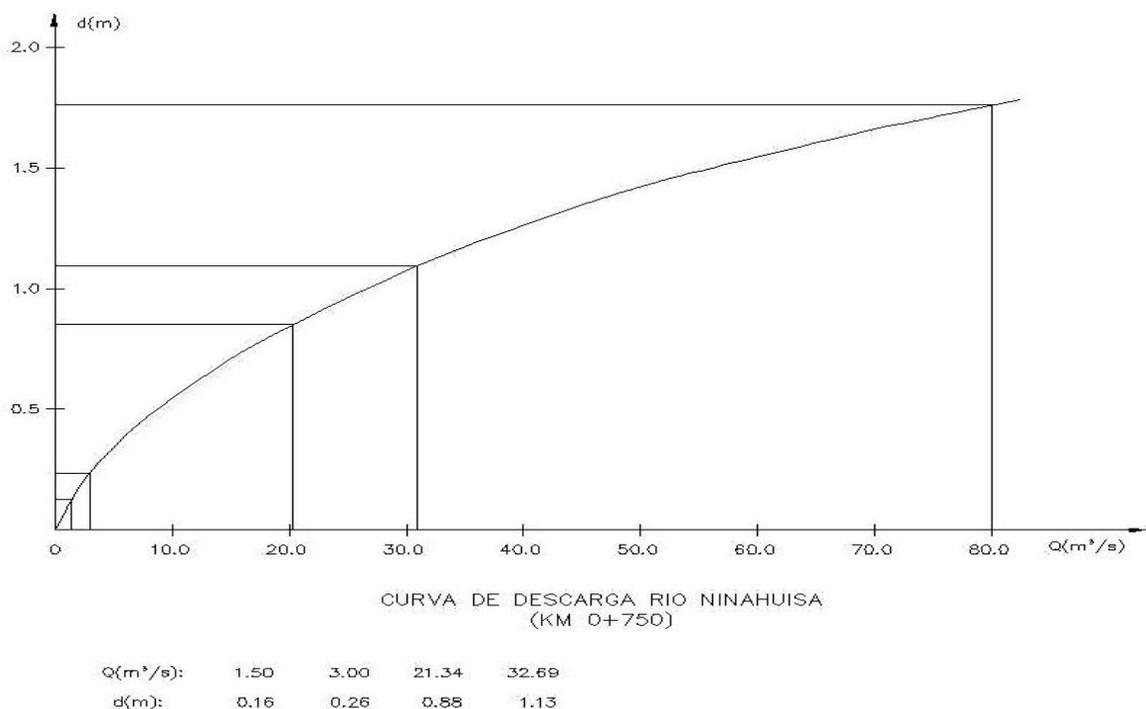
Por lo tanto, durante el funcionamiento del desvío no debe construirse el trampolín y descargándose libremente el caudal del desvío en el lecho rocoso ( $v \leq 10 \text{ m/s}$ ).

### 5.2.7.11. Curva de descarga del río (km. 0+750).

Se ha elaborado la curva de descarga del río en el km. 0+750 en base al perfil longitudinal hidráulico calculado con el software HEC-RAS para los  $Q=1.5, 3.0, 21.34$  y  $32.70$  m<sup>3</sup>/s, entre las progresivas 0+750 y 0+900 y para una longitud en el río de  $n=0.030$ .



**Figura 98.** Sección transversal en el punto de represamiento. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 99.** Curva de descarga en punto de represamiento. Fuente. Elaboración propia.

## 5.2.8. Diseño hidráulico de la toma de fondo de la presa.

### 5.2.8.1. Esquema de la toma de fondo.

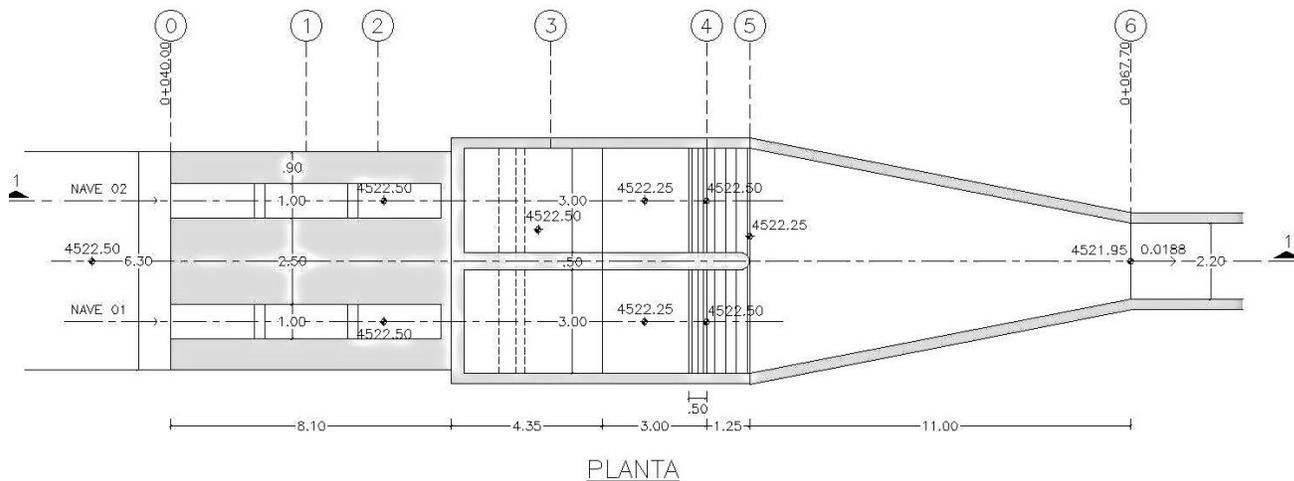


Figura 100. Vista en planta de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

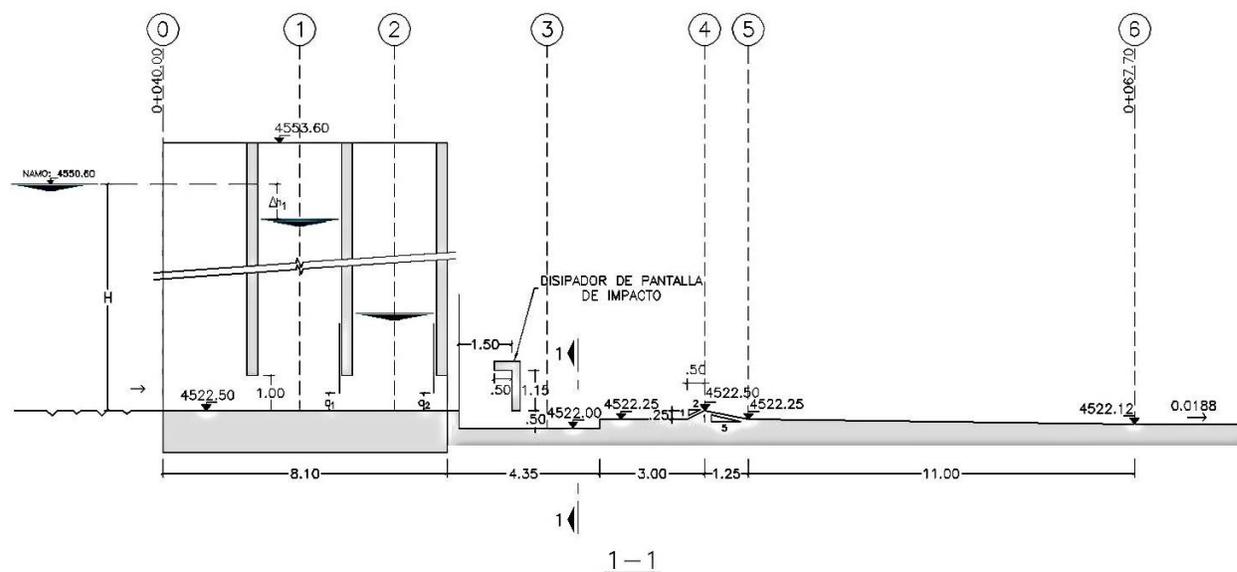


Figura 101. Sección transversal de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

### 5.2.8.2. Cálculo hidráulico para $Q=1.50 \text{ m}^3/\text{s}$ .

NAVE<sub>01</sub> ( $Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$ ) (normal)

Entre eje 0 y eje 1:

$$Q = 0.70xA\sqrt{2g\Delta h_1} \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 426)}$$

$$1.50 = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \sqrt{2g\Delta h_1} \dots \Delta h_1 = 0.23 \text{ m}$$

Entre eje 1 y eje 3:

$$\Delta h_2 + \Delta h_3 = 4550.60 - 4522.50 - 0.23 = 27.87 \text{ m}$$

Se ha considerado un disipador de pantalla de impacto, dimensionado para una velocidad máxima de impacto del chorro de agua de 15.0 m/s que corresponde a:

$$\Delta h_3 = 11.50 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 27.87 - 11.50 = 16.37 \text{ m}$$

Entre eje 1 y eje 2:

$$1.50 = 0.70 a_1 \sqrt{19.6 \times 16.37}$$

$$a_1 = 0.12 \text{ m}$$

Entre eje 2 y eje 3:

$$1.50 = 0.70 a_2 \sqrt{19.6 \times 11.50}$$

$$a_2 = 0.14 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.7 a_2 = 0.70 \times 0.14 \approx 0.10 \text{ m}$$

$$v_2 = 1.50 / 1.0 \times 0.10 = 15.00 \text{ m/s}$$

#### 5.2.8.2.1. Disipador de pantalla de impacto.

$$F_2 = v_2 / \sqrt{gD} \text{ (Bureau of Reclamation, 1987, pág. 565)}$$

$$D = \sqrt{A}$$

$$A = 0.10 \times 1.0 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{0.10} = 0.316 \text{ m}$$

$$F_2 = 15.0 / \sqrt{9.8 \times 0.316} = 8.52$$

Para:

$$F_2 = 8.52 \dots \dots w/D = 9.50 \quad (\text{Bureau of Reclamation, 1987, pág. 464})$$

Por consiguiente, se obtiene el ancho del dissipador:

$$w = 9.50 \times 0.316 = 3.00 \text{ m}$$

### 5.2.8.3. Cálculo hidráulico para $Q=3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

NAVE<sub>01</sub> ( $Q = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ) (extraordinario)

Entre eje 0 y eje 1:

$$3.0 = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \sqrt{19.6 \Delta h_1} \dots \Delta h_1 = 0.94 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 + \Delta h_3 = 4550.60 - 4522.50 - 0.94 = 27.16 \text{ m}$$

Entre eje 1 y eje 2:

$$\Delta h_2 = 27.16 - 11.50(\Delta h_3) = 15.66 \text{ m}$$

$$3.0 = 0.70 \times a_1 \sqrt{19.6 \times 15.66} \dots a_1 = 0.24 \text{ m}$$

Entre eje 2 y eje 3:

$$3.0 = 0.70 \times a_2 \sqrt{19.6 \times 11.50} \dots a_2 = 0.285 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.70 \times 0.285 = 0.20 \text{ m}$$

$$v_2 = 3.0 / 0.20 \times 1.0 = 15.0 \text{ m/s}$$

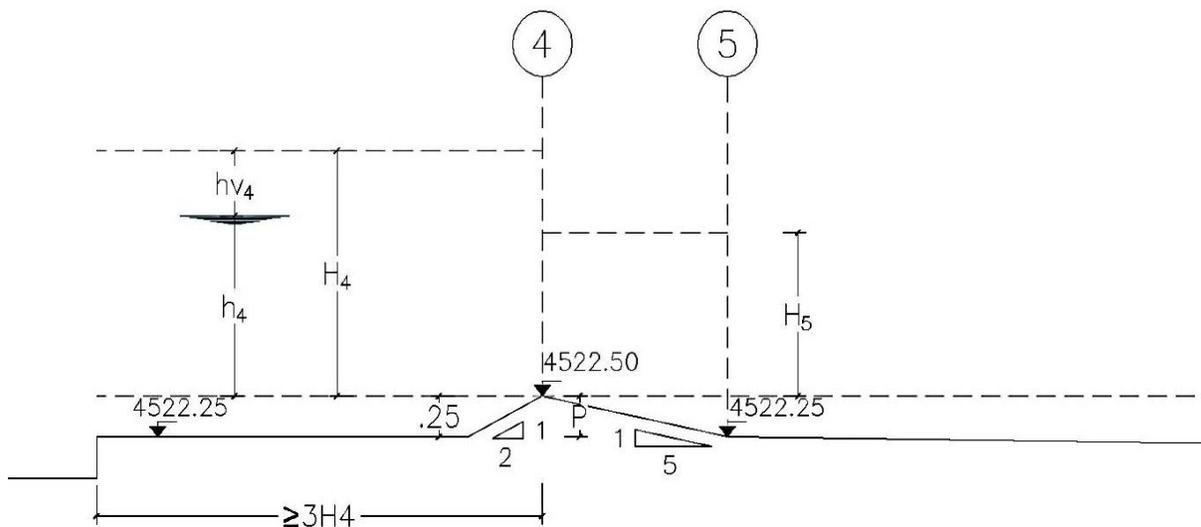
#### 5.2.8.3.1. El aforador.

Se escoge un aforador tipo “vertedero CRUMP”

$$Q = 1.98 b H_4^{3/2} \quad (\text{descarga libre}) \quad (\text{Novak, Moffat, \& Nalluri, 2001, pág. 168})$$

$$b = 3.0 \text{ m} \dots \dots Q = 5.94 H_4^{3/2}$$

- Para  $Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$  ....  $H_4 = 0.40 \text{ m}$
- Para  $Q = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$  ....  $H_4 = 0.64 \text{ m}$



**Figura 102.** Sección transversal del aforador. Fuente. Elaboración propia.

Condición:

$$H_4/P \leq 3, \quad F_4 < 0.50, \quad H_5/H_4 \leq 0.75$$

Para:

$$H_4 = 0.64 \text{ m}, \dots P \geq \frac{0.64}{3} \geq 0.21 \text{ m}$$

$$P = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Para: } Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}, \dots \dots d_4 = P + h_4$$

$$d_4 \quad v_4 \quad hv_4$$

$$0.65 \quad 0.77 \quad 0.03$$

$$0.62 \quad 0.81 \quad 0.03$$

$$F_4 = 0.81/\sqrt{9.8 \times 0.62} = 0.33 < 0.50 \quad O.K.$$

$$\text{Para: } Q = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_4 \quad v_4 \quad hv_4$$

$$0.89 \quad 1.12 \quad 0.06$$

$$0.83 \quad 1.20 \quad 0.07$$

$$0.82$$

$$F_4 = 1.20/\sqrt{9.81 \times 0.82} = 0.42 < 0.50$$

Entre eje 4 y eje 5:

$$\text{Para: } Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_4 + hv_4 + 0.25 = d_5 + hv_5$$

$$0.25 \times 0.40 = 0.65 = d_5 + hv_5$$

Donde:

$$d_5 = 0.16 \text{ m}, \quad v_5 = 3.13 \text{ m/s}, \quad hv_5 = 0.50 \text{ m},$$

$$H_5 = d_5 + hv_5 = 0.66 \text{ m},$$

$$F_5 = 3.13/\sqrt{9.8 \times 0.16} = 2.50$$

$$\text{Para: } Q = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Entre eje 5 y eje 6:

$$d_5 + hv_5 + 4522.25 = d_6 + hv_6 + \nabla Z_6 + 0.5(hv_5 - hv_6)$$

$$0.5hv_5 + d_5 + 4522.25 = 0.5 hv_6 + d_6 + \nabla Z_6$$

Donde:

$$d_6 = d_c = 0.468(Q/b)^{2/3} = 0.468(3.0/2.20)^{2/3} = 0.57 \text{ m}$$

$$hv_c = 0.5 \times 0.57 = 0.29 \text{ m}$$

$$0.50 \times 0.50 + 0.16 + 4522.25 = 0.57 + 0.29 \times 0.50 + \nabla Z_6$$

$$\nabla Z_6 = 4521.95 \text{ msnm}$$

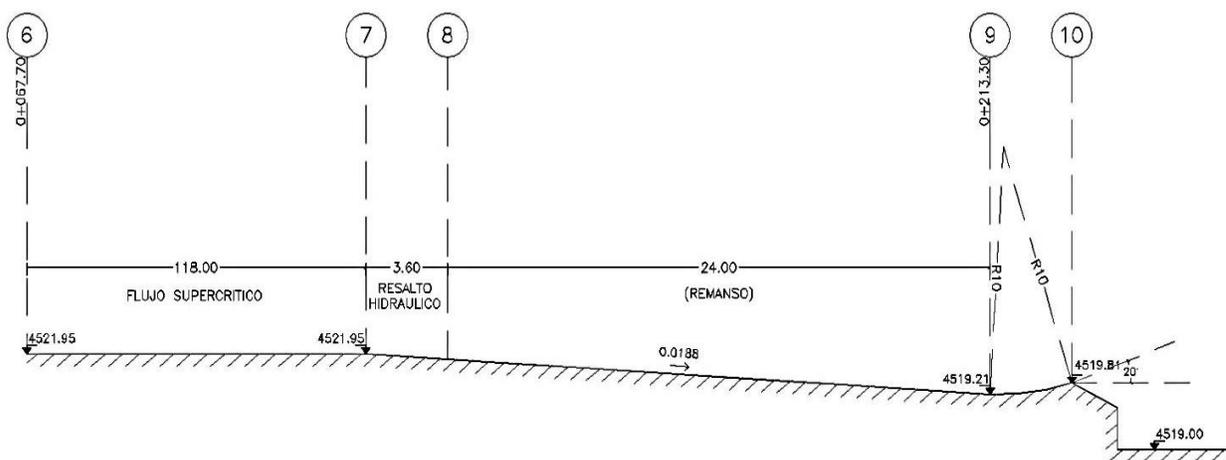
5.2.8.3.2. La longitud de transición ( $L_T$ ).

$$L_T = \frac{(3.0 \times 2 + 0.50) - 2.20}{2Tg \alpha} = 2.15 / 2Tg \alpha$$

$$Tg \alpha = \frac{1}{3F_P} \dots \dots F_P = \frac{F_5 + F_6}{2} = \frac{2.50 + 1.0}{2} = 1.75$$

$$Tg \alpha = \frac{1}{3 \times 1.75} = 0.19 \dots \dots L_T = 2.15 / 0.19 = 11.32 \text{ m}$$

$$L_T = 11.00 \text{ m}$$



**Figura 103.** Perfil longitudinal hidráulico de eje 6 hasta eje 10 de un  $Q=3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ . Fuente. Elaboración propia.

Condiciones del flujo aguas abajo del eje 6:

$$Q = AR^{2/3} \times \frac{0.0188^{1/2}}{0.014} = 9.79AR^{2/3}$$

Donde:

$$d = 0.34 \text{ m}, \quad v = 4.02 \text{ m/s}, \quad hv = 0.82 \text{ m},$$

$$F = 2.20 \text{ (Flujo supercrítico)}$$

$$H = 0.34 + 0.82 = 1.16 \text{ m}$$

Funcionamiento del trampolín:

Entre eje 9 y eje 10:

$$d_9 + hv_9 = d_{10} + hv_{10} + 0.60$$

$$d_9 + hv_9 = 1.16 \quad d_{10} + hv_{10} = 1.16 - 0.60 = 0.56m$$

En el eje 10 para flujo crítico:

$$d_{10} = d_c = 0.468 \left( \frac{3.0}{2.20} \right)^{2/3} = 0.57 m$$

$$H_{10} = 1.5 \times 0.57 = 0.86 m > 0.56 m$$

Por lo tanto, en el eje 10 se tiene sección de control con tirante crítico.

$$d_9 + hv_9 = 0.86 + 0.60 = 1.46 m = H_9$$

Donde:

$$d_9 = 1.41 m, \quad v_9 = 0.97 m/s, \quad hv_9 = 0.05 m$$

Por consiguiente, aguas arriba del eje 9 se tiene resalto hidráulico.

$$d_6 = 0.34 m < d_9 = 1.41 m$$

$$d_8 = 0.5 d_7 \left( \sqrt{1 + 8xF_7^2} - 1 \right)$$

$$d_7 = 0.34 m, \quad v_7 = 4.02 m/s, \quad hv_7 = 0.82 m$$

$$d_8 = 0.5 \times 0.34 \left( \sqrt{1 + 8 \times 2.2^2} - 1 \right) = 0.90 m$$

$$d_8 = 0.90 m, \quad v_8 = 1.52 m/s, \quad hv_8 = 0.12 m, \quad H_8 = 1.02 m$$

#### 5.2.8.3.3. Longitud de salto hidráulico.

$$L = 6.5 (d_8 - d_7) = 6.5(0.90 - 0.34) = 3.60 m$$

Entre eje 8 y eje 9:

$$L = \frac{H_8 - H_9}{S_p - S_0}$$

$$d_p = \frac{1.41 + 0.90}{2} = 1.16 m$$

$$A_p = 2.54 \text{ m}^2, \quad P_p = 4.52 \text{ m} \quad R_p = A_p/P_p = 0.56 \text{ m}$$

$$S_p = \left( \frac{3.0 \times 0.014}{2.54 \times 0.56^{2/3}} \right)^2 = 0.000585$$

$$L = \frac{1.46 - 1.02}{0.0188 - 0.000585} = 24.16 \text{ m}$$

5.2.8.3.4. Alcance del chorro en trampolín de salida.

$$y = 0.364x - \frac{x^2}{3.60 \times 0.86 \times 0.883} = 0.364x - 0.3667 x^2$$

$$y = 4519.81 - 4519.00 = 0.81 \text{ m}$$

Donde:

$$x = 2.00 \text{ m}$$

5.2.8.4. Nivel de aguas mínimas (NAMI) para el caudal de diseño de toma ( $Q = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

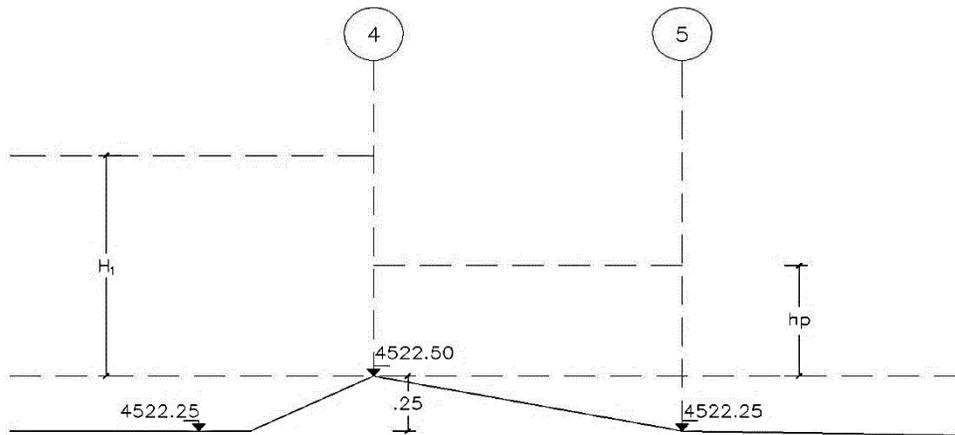
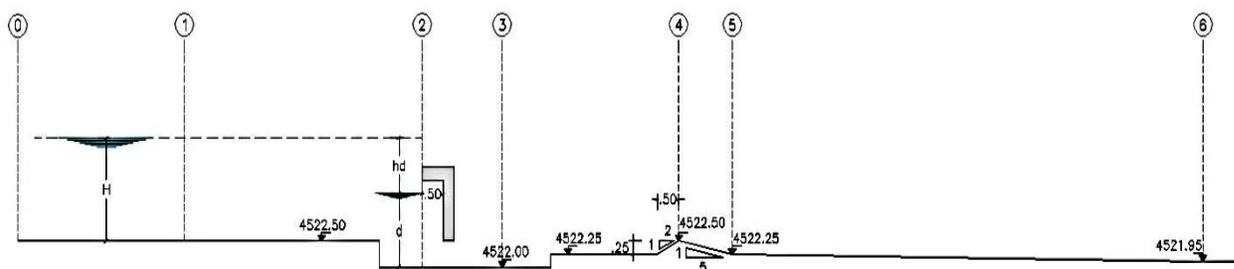


Figura 104. Sección transversal de la toma de fondo entre eje 4 y eje 5. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 105.** Sección transversal de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

$$Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s} \quad (q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{nave})$$

Para:

$$d_5 = 0.16 \text{ m}, \quad v_5 = 3.13 \text{ m/s}, \quad hv_5 = 0.50 \text{ m}, \quad H_5 = 0.50 + 0.15 = 0.65 \text{ m}$$

Aplicando el factor de corrección de aforador ( $f$ ) por sumergencia aguas abajo:

$$Q = f \times 1.98 \times 3.00 \times H_4^{3/2}$$

$$f = 1.04 \left[ 0.945 - (h_p/H_4)^{3/2} \right]^{0.256}$$

$$h_p = 0.65 - 0.25 = 0.40 \text{ m}$$

$$1.50 = 1.04 \times 1.98 \times 3.0 \left[ 0.945 - (0.40/H_4)^{3/2} \right]^{0.256} H_4^{3/2}$$

Donde:

$$H_4 = 0.65 \text{ m}$$

Entre eje 3 y eje 4:

Para:

$$d_3 + hv_3 + 4522.0 = H_4 + 4522.50$$

$$d_3 + hv_3 = 0.50 + 0.65 = 1.15$$

Donde:

$$d_3 = 1.14 \text{ m}, \quad v_3 = 0.44 \text{ m/s}, \quad hv_3 = 0.01 \text{ m},$$

$$\nabla N_3 = 4522.0 + 1.14 = 4523.14 \text{ msnm}$$

Entre eje 2 y eje 3:

$$Q = 0.70xA\sqrt{2g\Delta h}$$

$$1.50 = 0.70 \times 0.50 \times 3.00 \sqrt{2g\Delta h} \dots \Delta h = 0.10 \text{ m}$$

$$\nabla N_2 = 4523.14 + 0.10 = 4523.24 \text{ msnm}$$

Entre eje 1 y eje 2:

$$Q = 1.70 \times 2.0 k_1 k_2 H_1^{3/2}$$

$$Q_T = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para:

$$H_1 = 1.0 \text{ m} \dots \dots \frac{hd + d}{H} = 1.50/1.0 = 1.50 \dots \dots k_1 = 0.98$$

$$h_d/H_1 = 0.26/1.0 = 0.26 \dots \dots k_2 = 0.90$$

$$Q = 3.40 \times 0.98 \times 0.90 \times 1.0^{3/2} = 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_I = hv_1 + h_1, \quad v_I = 3.00/2.00 h_1$$

$h_1$	$v_1$	$hv_1$
-------	-------	--------

1.00	1.50	0.11
------	------	------

0.89	1.69	0.15
------	------	------

0.85	1.76	0.16
------	------	------

Entre eje 0 y eje 1:

Para:

$$d_0 + hv_0 = d_1 + hv_1 + 0.5(hv_1 - hv_0)$$

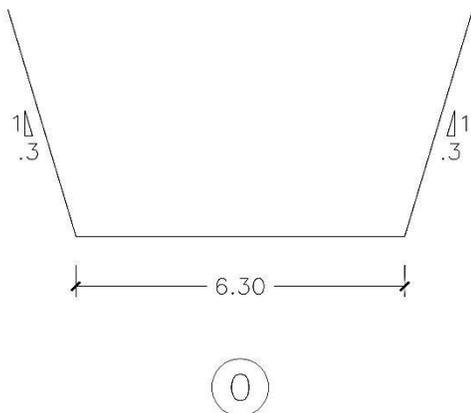
$$1.5hv_0 + d_0 = 1.5 hv_1 + d_1$$

$$1.5hv_0 + d_0 = 1.5 \times 0.16 + 0.85 = 1.09$$

Donde:

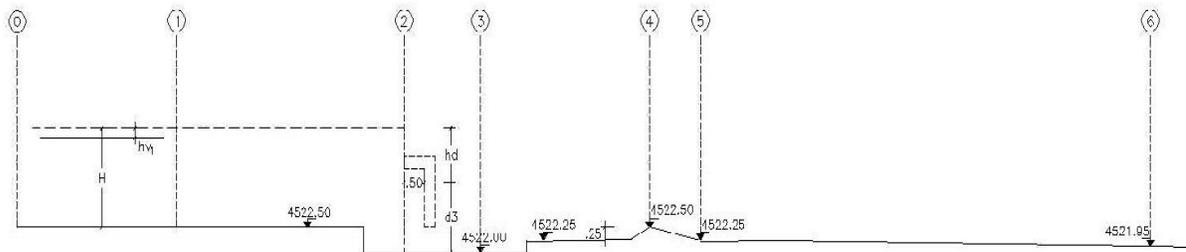
$$d_0 = 1.07 \text{ m/s}, \quad v_0 = 0.47 \text{ m/s}, \quad hv_0 = 0.01 \text{ m},$$

$$\nabla N_0(NAMI) = 4522.50 + 1.07 = 4523.57 \text{ msnm}$$



**Figura 106.** Sección transversal al inicio de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

#### 5.2.8.5. Nivel de agua en el río aguas arriba de conducto de desvío ( $Q=32.69 \text{ m}^3/\text{s}$ ).



**Figura 107.** Sección transversal de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

Condiciones de flujo aguas abajo del eje 6:

$$d = 1.90 \text{ m}, \quad v = 7.71 \text{ m/s}, \quad hv = 3.03 \text{ m}$$

$$H = 1.90 + 3.03 = 4.93 \text{ m}$$

$$F = 1.79 \text{ (Flujo supercrítico)}$$

En la sección de control del eje 6:

$$d_6 = d_c = 0.468 \left( \frac{32.69}{2.20} \right)^{2/3} = 2.78 \text{ m}$$

$$H_6 = 1.5 \times 2.78 = 4.17 \text{ m}, \quad hv_c = 0.5 \times 2.78 = 1.39 \text{ m}$$

$$\nabla N_6 = 4524.73 \text{ msnm}$$

Entre eje 5 y eje 6:

$$d_5 + hv_5 + 4522.25 = d_6 + hv_6 + 4521.95 + 0.5(hv_6 - hv_5)$$

$$1.5hv_5 + d_5 + 0.30 = 1.5 hv_6 + d_6$$

$$1.5hv_5 + d_5 = 1.5 \times 1.39 + 2.78 - 0.30 = 4.57 \text{ m}$$

Donde:

$$d_5 = 4.47 \text{ m}, \quad v_5 = 1.13 \text{ m/s}, \quad hv_5 = 0.06 \text{ m}$$

$$\nabla N_5 = 4526.72 \text{ msnm}$$

Entre eje 4 y eje 5:

$$d_4 + hv_4 + 4522.50 = d_5 + hv_5 + 4522.25$$

$$d_4 + hv_4 = 4.47 + 0.06 - 0.25 = 4.28 \text{ m}$$

Donde:

$$d_4 = 4.19 \text{ m}, \quad v_4 = 1.30 \text{ m/s}, \quad hv_4 = 0.09 \text{ m}$$

$$\nabla N_4 = 4526.69 \text{ msnm}$$

Entre eje 3 y eje 4:

$$d_3 + hv_3 + 4522.0 = d_4 + hv_4 + 4522.25$$

$$d_3 + hv_3 = 4.19 + 0.09 - 0.50 = 4.78 \text{ m}$$

Donde:

$$d_3 = 4.71 \text{ m}, \quad v_3 = 1.16 \text{ m/s}, \quad hv_3 = 0.07 \text{ m}$$

$$\nabla N_3 = 4526.71 \text{ msnm}$$

Entre eje 1 y eje 3:

$$Q = 1.70 \times 2.0 k_1 k_2 H_1^{3/2}$$

$$L = 2.00 \text{ m} \dots \dots Q = 1.70 \times 2.0 k_1 k_2 H_1^{3/2} = 3.40 k_1 k_2 H_1^{3/2}$$

Para:

$$H_I = 5.50 \text{ m} \dots \frac{hd+d}{H_I} = 6.00/5.50 = 1.09 \dots k_1 = 0.84$$

$$hd/H_I = 1.29/2.5 = 0.23 \dots k_2 = 0.90$$

$$Q = 3.40 \times 0.84 \times 0.90 \times 5.5^{3/2} = 33.15 \text{ m}^3/\text{s} \approx 32.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_I = h_1 + hv_1$$

$H_I$	$v_1$	$hv_1$
-------	-------	--------

5.50	2.97	0.45
------	------	------

5.05	3.24	0.53
------	------	------

4.97	3.29	0.55
------	------	------

4.95	3.30	0.56
------	------	------

$$\nabla N_1 = 4522.50 + 4.95 = 4527.45 \text{ msnm}$$

Entre eje 0 y eje 1:

$$d_0 + hv_0 + 4522.50 = d_1 + hv_1 + 4522.50 + 0.5 (hv_1 - hv_0)$$

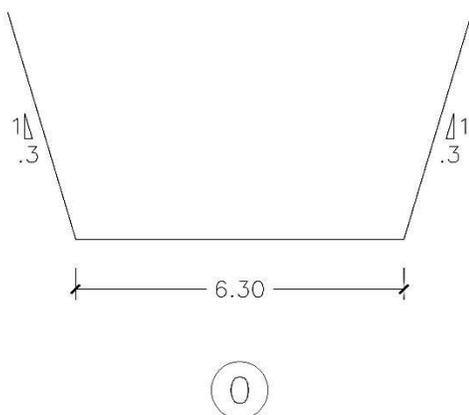
$$1.5 hv_0 + d_0 = 1.5 hv_1 + d_1$$

$$1.5 hv_0 + d_0 = 1.5 \times 0.56 + 4.95 = 5.79 \text{ m}$$

Donde:

$$d_0 = 5.77 \text{ m}, \quad v_0 = 0.71 \text{ m/s}, \quad hv_0 = 0.03 \text{ m}$$

$$\nabla N_0 = 4522.50 + 5.77 = 4528.27 \text{ msnm}$$

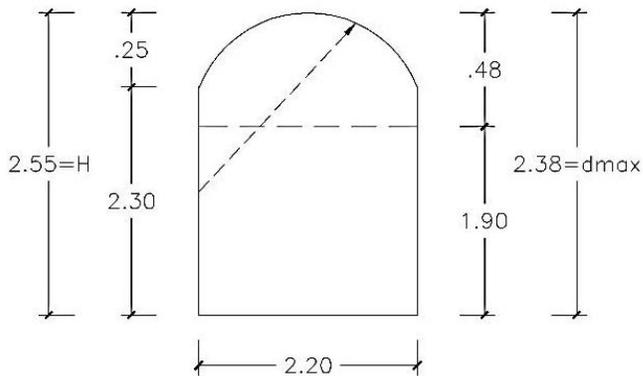


**Figura 108.** Sección transversal al inicio de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

Cota corona de ataguía de aguas arriba:

$$4528.27 + 0.73 = 4529.00 \text{ msnm}$$

**5.2.8.6. Radio de empalme de conducto de desvío y toma de fondo con conducto de aliviadero de demasías.**



**Figura 109.** Sección de empalme de toma de fondo y aliviadero de demasías. Fuente. Elaboración propia.

$$R \geq \frac{4v^2b}{gy} \quad (\text{flujo supercritico}) \quad (\text{Khatsuria, 2005, pág. 87})$$

Donde:

R: Radio de curva (m)

V: Velocidad de agua (m/s)

b: Ancho conducto (m)

y: Tirante de agua (m)

Para el conducto de desvío:

$$y = 1.90 \text{ m}, \quad v = 7.71 \text{ m/s}, \quad b = 2.20 \text{ m}$$

$$R \geq \frac{4 \times 7.71^2 \times 2.20}{9.80 \times 1.90} \geq 28.09 \text{ m}$$

Para la sobreelevación de aguas ( $\Delta h$ ):

$$\Delta h = \frac{v^2b}{gR} = \frac{7.71^2 \times 2.20}{9.80 \times 28.09} = 0.48 \text{ m} \quad (\text{Khatsuria, 2005, pág. 87})$$

$$d_{max} = y + \Delta h \approx H = 2.38 \text{ m}$$

Por lo tanto, se considerará:

$$R = 60.00 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{7.71^2 \times 2.20}{9.80 \times 60.0} = 0.22 \text{ m}$$

$$d_{max} = 1.90 + 0.22 = 2.12 \text{ m}$$

$$d_{max}/H = 2.12/2.55 = 0.83$$

## Capítulo 6

### Resultados

#### 6.1. Descripción de resultados

##### 6.1.1. La laminación en el embalse.

La laminación en el embalse se ha realizado con el software Hec hms, para lo cual se ha utilizado la curva elevación-volumen del embalse (ver figura 110). La condición inicial asumida para el tránsito de la avenida de diseño para un periodo de retorno de 1000 años es que, el nivel del embalse se encuentra en el NAMO (4550.60 msnm), lo cual corresponde a un volumen de 22 hm<sup>3</sup>. El tránsito de avenidas se ha efectuado para caudales máximos de periodo de retorno de 1000 y 10000 años.

La estructura de evacuación consiste de un aliviadero de demasías tipo Morning Glory y se han realizado tránsitos de avenidas para longitudes de aliviadero de demasías de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 m. Para un buen diseño hidráulico de la presa de enrocado con pantalla de concreto, se seleccionó un aliviadero de demasías de 15 m de longitud, con un coeficiente de descarga de 2.1, lo cual resulta en un caudal de salida de 21.34 m<sup>3</sup>/s, con una carga sobre el aliviadero de demasías de 0.77 m (NAME=4551.37 msnm), correspondiente al tránsito de un caudal de ingreso de 112.01 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 10 000 años (ver tabla 48 y tabla 49).

La capacidad de laminación del embalse es el indicador de un buen diseño hidráulico de una presa de enrocado con pantalla de concreto, cuantificada en la relación del caudal de salida del aliviadero de demasías entre el caudal de ingreso de la avenida de diseño, cuyo valor es 19.05%.

Los hidrogramas de entrada y salida, así como la variación del nivel y volumen almacenado del embalse de la avenida de diseño para un periodo de retorno de 10000 años (ver figura 111).

### 6.1.2. La generación de energía en la CH. San Gabán II.

En base al modelo hidrológico calibrado descrito en el modelo hidrológico se ha simulado la operación de la C.H. San Gabán II en base al periodo hidrológico 1965-2014 (50 años), para 4 escenarios distintos que se detallan a continuación:

- Escenario 01: Cuenca sin regulación (no intervenida o caudal naturalizado)
- Escenario 02: Escenario 01 + presa Ninahuisa
- Escenario 03: Escenario 01 + presa Ninahuisa + 5 lagunas represadas
- Escenario 04: Escenario 01 + presa Ninahuisa + 5 lagunas represadas + presa Pumamayo

El incremento de energía debido a la implementación de la presa de enrocado con pantalla de concreto (presa Ninahuisa) es la diferencia del escenario 01 (con caudal naturalizado) y escenario 02 (con caudal naturalizado y almacenado) y, representa un incremento de la relativa generación de energía en una producción anual de 28.12 GWh-año (ver tabla 50 y figura 112).

Asimismo, el incremento del factor de planta debido a la implementación de la presa de enrocado con pantalla de concreto (presa Ninahuisa) es la diferencia del escenario 01 (con caudal naturalizado) y escenario 02 (con caudal naturalizado y almacenado) y, representa la disminución de la capacidad instalada ociosa en un factor de planta de 2.90% (ver tabla 51).

## 6.2. Tablas de resultados

**Tabla 48**

*Caudales de ingreso y salida del embalse para un tránsito de avenida ( $Tr=1000$  años)*

CD	Q ingreso (m3/s)	81.9					
	L (m)	5	10	15	20	25	30
1.7	Q salida (m3/s)	5.67	9.81	12.91	15.35	17.32	19.01
	NAME (msnm)	4551.36	4551.29	4551.24	4551.19	4551.15	4551.12
2.1	Q salida (m3/s)	6.75	12.21	14.7	17.22	19.29	21.09
	NAME (msnm)	4551.34	4551.26	4551.2	4551.15	4551.11	4551.08

*Fuente:* Elaboración propia.

**Tabla 49**

*Caudales de ingreso y salida del embalse para un tránsito de avenida (Tr=10 000 años)*

CD	Q ingreso (m3/s)	112.01					
	L (m)	5	10	15	20	25	30
1.7	Q salida (m3/s)	8.57	14.55	18.92	22.25	24.99	27.36
	NAME (msnm)	4551.61	4551.5	4551.42	4551.35	4551.3	4551.26
2.1	Q salida (m3/s)	10.16	16.75	<b>21.34</b>	24.84	27.76	30.34
	NAME (msnm)	4551.58	4551.46	4551.37	4551.3	4551.25	4551.21

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 50**

*Energía generada en la C.H. San Gabán II (GWh-año) de promedio mensual de 50 años*

Escenarios	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Anual
Escenario 01	83.89	74.84	84.73	80.79	58.40	38.29	32.31	30.33	34.27	60.91	76.76	84.74	<b>740.25</b>
Escenario 02	83.89	74.84	84.73	80.75	62.16	42.84	37.24	35.31	39.09	64.98	77.92	84.62	<b>768.37</b>
Escenario 03	83.90	74.84	84.73	80.72	65.28	46.83	41.88	40.06	43.37	67.47	78.51	84.49	792.08
Escenario 04	83.90	74.84	84.73	80.70	70.83	52.78	48.41	46.46	49.18	70.76	79.20	84.36	826.13

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 51**

*Variación del factor de planta según los escenarios de simulación*

Escenario	Factor de planta
Escenario 01	<b>0.749</b>
Escenario 02	<b>0.778</b>
Escenario 03	0.802
Escenario 04	0.836

Fuente: Elaboración propia.

### 6.3. Figuras de resultados

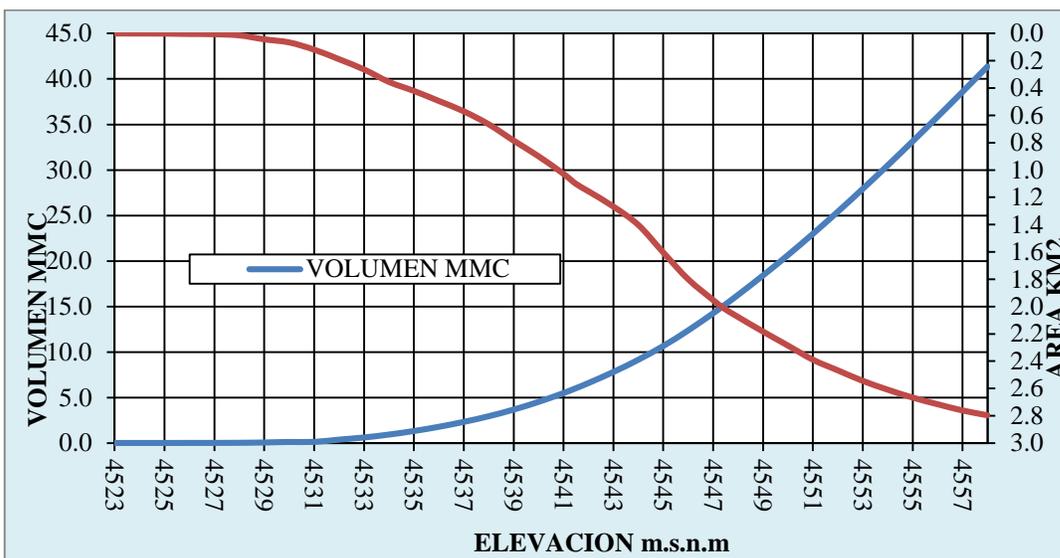


Figura 110. Curva elevación-área-volumen. Fuente. Elaboración propia.

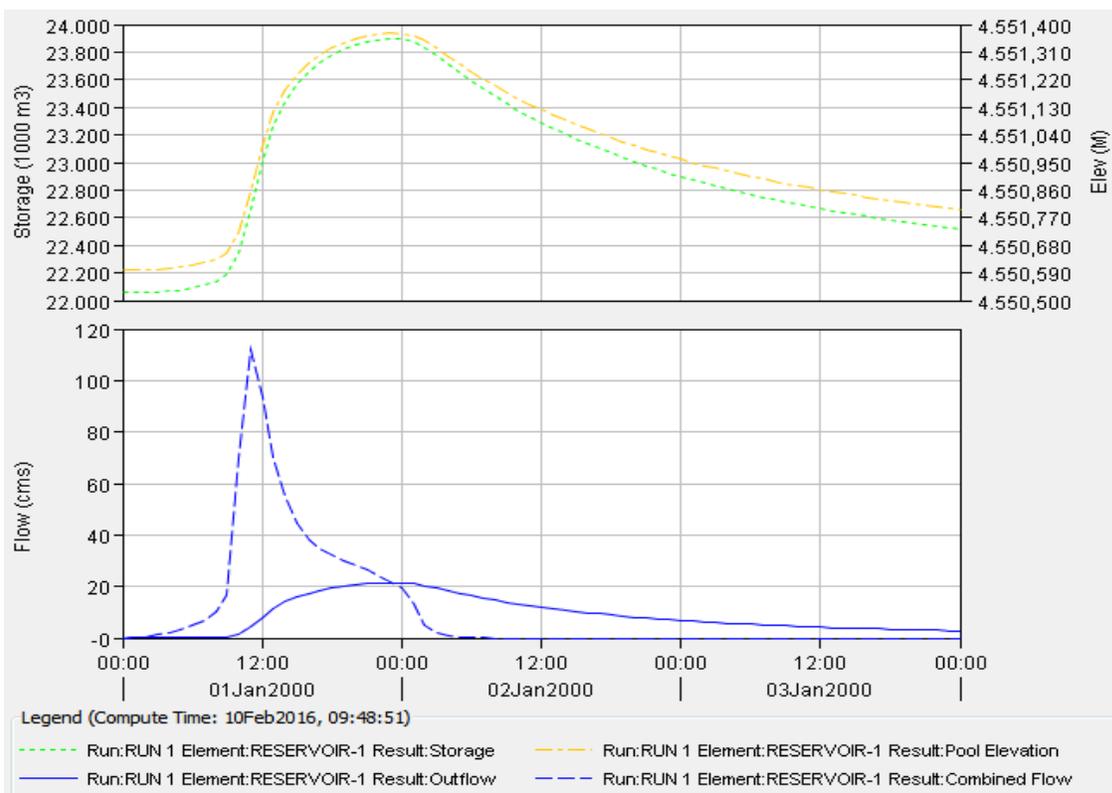
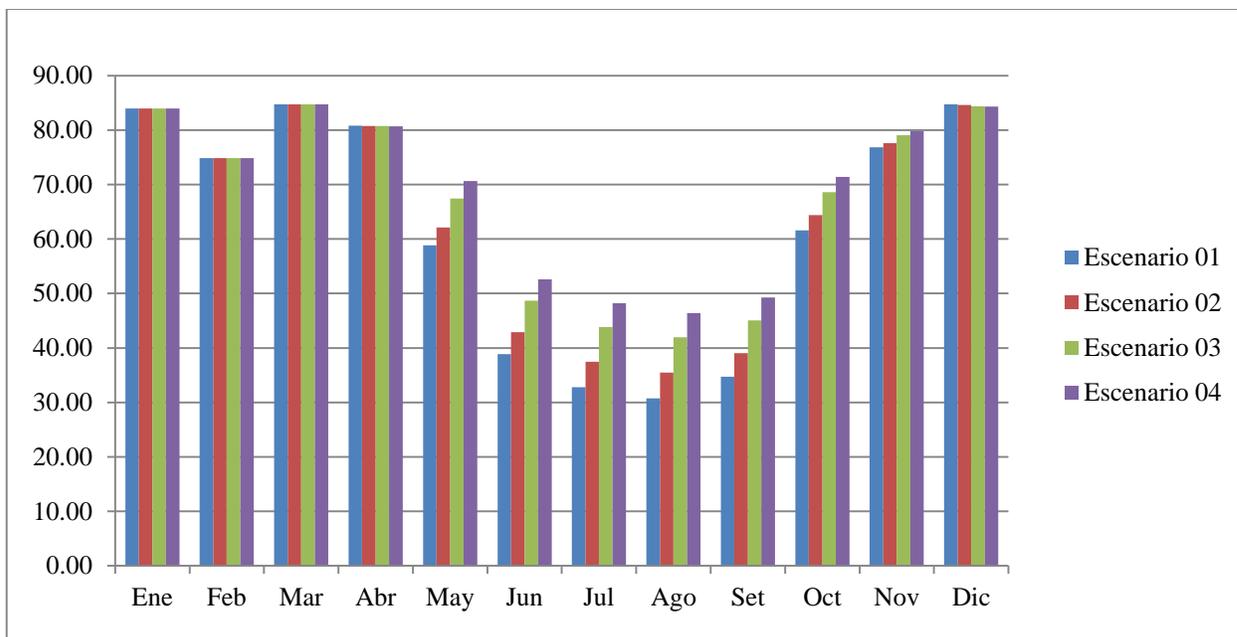


Figura 111. Tránsito de la avenida máxima para un Tr=10 000 años y L=15m. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 112.** Energía generada en la C.H. San Gabán II (GWh-año) de promedio mensual de 50 años. Fuente. Elaboración propia.

## Conclusiones

- El déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, se reduce en un volumen de 22 hm<sup>3</sup>. Este volumen de almacenamiento se logra a través del buen diseño hidráulico de la presa de enrocado con pantalla de concreto. Asimismo, se calculó bajo los criterios de confiabilidad en volumen y tiempo, procurándose en ambos casos valores cercanos a 100% para evitar fallas en el abastecimiento del caudal de diseño.
- La relativa generación de energía de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, se incrementa en promedio en una producción anual de 28.12 GWh-año, debido a la descarga regulada de la presa de enrocado con pantalla de concreto.
- La capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje, disminuye por el incremento del factor de planta en 2.90% e incremento del caudal turbinable en 1.136 m<sup>3</sup>/s.

## Recomendaciones

- La reducción del déficit hídrico en las centrales hidroeléctricas del país en épocas de estiaje, se logrará mediante la implementación de presas de regulación hídrica en las cabeceras de sus cuencas. Adoptándose como una oportunidad para responder al problema del estrés hídrico en las ciudades y derretimiento de los glaciares de los Andes producto del cambio climático.
- La relativa generación de energía en las centrales hidroeléctricas del país en épocas de estiaje, se incrementará con la adopción de un sistema automatizado de cierre y descarga regulada en las presas y embalses, que respondan a la demanda de diseño y/o disponibilidad de las centrales hidroeléctricas de modo que la producción de energía no se vea perjudicada; logrando una mayor rentabilidad para las empresas de generación eléctrica.
- La capacidad instalada ociosa en las centrales hidroeléctricas del país en épocas de estiaje, disminuirá significativamente en el mediano y largo plazo mediante la aplicación de programas que permitan disminuir el índice de desconexiones forzadas, incrementar el índice de disponibilidades de unidades de generación e incremento del índice de líneas de transmisión, repercutiendo en la disminución de los costos financieros de las empresas de generación eléctrica.

## Referencias

Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. D.F., Mexico: Limusa S.A.

Área de Informática. (1 de Enero de 2011). *Empresa de Generación Electrica San Gabán S.A.* Obtenido de [http://www.sangaban.com.pe/pgw\\_externos/pgw\\_proyectos\\_det.aspx?inside=1&c\\_secc=6&c\\_proy=21](http://www.sangaban.com.pe/pgw_externos/pgw_proyectos_det.aspx?inside=1&c_secc=6&c_proy=21)

Área de Informática. (1 de Enero de 2011). *Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.* Obtenido de <http://www.sangaban.com.pe/index.aspx?seccion=8201>

Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. Denver, Estados Unidos: United States Department of the Interior.

Canovás, E. V. (1998). *Tratado Básico de Presas* (Vol. I). Madrid, España: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

CESEL S.A. (s.f. de s.f. de 2016). *Cesel Ingenieros*. Obtenido de [http://www.cesel.com.pe/proyectos\\_9801\\_presa\\_macusani.html](http://www.cesel.com.pe/proyectos_9801_presa_macusani.html)

Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogota, Colombia: McGraw Hill Interamericana S.A.

Comisión Técnica Multisectorial - Ministerio de Agricultura. (2009). *Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos del Perú*. Lima, Perú: Autoridad Nacional del Agua.

Comité de materiales para presas de relleno. (s.f de Noviembre de 2004). *Comisión Internacional de Grandes Presas*. Obtenido de <http://www.icold-cigb.net/userfiles/files/CIRCULAR/CFRD%20partie%201%20chap%201%20a%205.pdf>

Comite de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional. (27 de Junio de 2014). *COES SINAC*. Obtenido de <http://www.coes.org.pe/Portal/Operacion/Estudios/Hidrologia#>

Comunidad de Desarrollo de África Austral - Comisión Económica de las Naciones Unidas para Europa. (2015). *Reporte de la Situación Mundial de las Energías Renovables 2015*. SAIREC. Ciudad del Cabo: REN21.

Department of the Army. (24 de Octubre de 1990). *U.S. Army Corps of Engineers*. Obtenido de [http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-2302.pdf?ver=2013-09-04-070818-357](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-2302.pdf?ver=2013-09-04-070818-357)

Department of the Army. (5 de Marzo de 1993). *U.S. Army Corps of Engineers*. Obtenido de [http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-1415.pdf?ver=2013-09-04-072915-230](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1415.pdf?ver=2013-09-04-072915-230)

Department of the Army. (1 de Diciembre de 2005). *U.S. Army Corps of Engineers* . Obtenido de [http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM\\_1110-2-2100.pdf?ver=2013-09-04-070815-903](http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-2100.pdf?ver=2013-09-04-070815-903)

Dirección de Caminos y Ferrocarriles. (24 de Julio de 2016). *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*. Obtenido de [http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/Mapas%20Departamentales/PERU%20VIAL.pdf](http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/Mapas%20Departamentales/PERU%20VIAL.pdf)

Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos - Administración Local de Agua Maldonado. (2009). *Diagnostico y Plan de Gestión de los Recursos Hídricos en la Cuenca de Madre de Dios – Fase I*. Puerto Maldonado, Perú: Autoridad Nacional del Agua.

- Dirección General de Evaluación, Valoración y Financiamiento del Patrimonio Natural - Ministerio del Ambiente. (8 de Junio de 2016). *GEO GPS PERU*. Obtenido de <http://www.geogpsperu.com/2016/06/mapa-de-cobertura-vegetal-actualizado.html>
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (1999). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2000). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2001). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2005). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2007). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2009). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2015). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2016). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A. (2016). *Memoria Anual*. Puno: Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.
- Falvey, H. T. (1990). *Cavitation in Chutes and Spillways*. Denver, U.S.A.: United States Department of the Interior.
- Fundación Wikimedia Inc. (1 de Diciembre de 2017). *Wikipedia*. Obtenido de <https://es.wikipedia.org/wiki/Represa>
- Horsky, O. (23 de Mayo de 2003). *Investigaciones Ingeniero Geológicas para las Obras Hidrotécnicas*. Praga, República Checa: GEOtest Brno. Obtenido de <http://www.horsky.estranky.cz/clanky/odborna-literatura/investigaciones-ingeniero-geologicas-para-las-obras-hidrotecnicas.html>

Instituto Nacional de Recursos Naturales. (23 de Octubre de 2012). *SlideShare*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/bryanerj/gua-explicativa-del-mapa-ecolgico-del-per-1995>

Investiga.TEC. (25 de Septiembre de 2015). *Conozcamos a nuestros investigadores/Compartiendo el conocimiento*. Obtenido de <http://revistas.tec.ac.cr/investigacion/?q=node/64>

Khatsuria, R. M. (2005). *Hydraulics of Spillways the Energy Dissipators*. New York, U.S.A.: Marcel Dekker.

Ministerio de Agricultura y Riego. (29 de Abril de 2016). *Autoridad Nacional del Agua*. Obtenido de [http://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/inventario\\_de\\_presas\\_0.pdf](http://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/inventario_de_presas_0.pdf)

Ministerio de Economía y Finanzas. (28 de Mayo de 2003). *Banco de Proyectos*. Obtenido de <http://ofi4.mef.gob.pe/bp/ConsultarPIP/frmConsultarPIP.asp?accion=consultar&txtCodigo=5389>

Ministerio de Economía y Finanzas. (25 de Noviembre de 2003). *Banco de Proyectos*. Obtenido de <http://ofi4.mef.gob.pe/bp/ConsultarPIP/frmConsultarPIP.asp?accion=consultar&txtCodigo=7823>

Ministerio de Economía y Finanzas. (25 de Noviembre de 2003). *Banco de Proyectos*. Obtenido de <http://ofi4.mef.gob.pe/bp/ConsultarPIP/frmConsultarPIP.asp?accion=consultar&txtCodigo=7824>

Ministerio de Economía y Finanzas. (4 de Marzo de 2013). *Banco de Proyectos*. Obtenido de <http://ofi4.mef.gob.pe/appInv2Test/f16/ReporteF016.aspx?codigo=511359>

Ministerio de Economía y Finanzas. (3 de Octubre de 2017). *Banco de Inversiones*. Obtenido de <http://ofi4.mef.gob.pe/appInv2Test/f16/ReporteF016.aspx?codigo=788848>

Novak, P., Moffat, A. B., & Nalluri, C. (2001). *Estructuras Hidraulicas*. Bogota, Colombia: McGraw Hill Interamericana S.A.

Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos. (2015). *Informe de las Naciones Unidas sobre los recursos hídricos en el mundo 2015*. WWDR 2015. Perusa: UNESCO.

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. (16 de Octubre de 2015). *SENAMHI*. Obtenido de

<http://www.senamhi.gob.pe/?p=data-historica>

Sistema Electrónico de Contrataciones del Estado. (20 de Julio de 2007). *http://docs.seace.gob.pe*. Obtenido de

[http://docs.seace.gob.pe/mon/docs/procesos/2007/002397/000413\\_CP-1-2007-EGESG-CUADRO%20COMPARATIVO.pdf](http://docs.seace.gob.pe/mon/docs/procesos/2007/002397/000413_CP-1-2007-EGESG-CUADRO%20COMPARATIVO.pdf)

Stockholm Environment Institute's U.S. Center. (16 de Mayo de 2016). *Water Evaluation and Planning*. Obtenido de

[http://www.weap21.org/WebHelp/Two-bucket\\_Method.htm](http://www.weap21.org/WebHelp/Two-bucket_Method.htm)

Villón Bejar, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Perú: Villón.

## Anexos

Tabla 52

*Matriz de consistencia de la investigación*

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores
<b>PP:</b> El déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.	<b>OG:</b> Reducir el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.	<b>HP:</b> “Un buen diseño hidráulico de una presa de enrocado con pantalla de concreto, reduciría el déficit hídrico de la C.H. San Gabán II en época de estiaje”.	<b>VPI:</b> “El diseño hidráulico de una presa”.	<b>IPI:</b> La capacidad de laminación de avenidas.
	<b>OE1:</b> Incrementar la relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje.	<b>HS1:</b> “La descarga regulada de una presa, incrementaría la relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje”.	<b>VPD:</b> “El déficit hídrico”.	<b>IPD:</b> Volumen.
<b>PS1:</b> La relativa generación de energía de la C.H San Gabán II en época de estiaje.	<b>OE2:</b> Disminuir la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.	<b>HS2:</b> “El incremento del caudal turbinable, disminuiría la capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje”.	<b>VSI1:</b> “La descarga regulada”.	<b>ISI1:</b> Caudal.
			<b>VSD1:</b> “La generación de energía”.	<b>ISD1:</b> Producción interanual.
<b>PS2:</b> La capacidad instalada ociosa de la C.H. San Gabán II en época de estiaje.			<b>VSI2:</b> “El caudal turbinable”.	<b>ISI2:</b> Caudal.
			<b>VSD2:</b> “La capacidad instalada ociosa”.	<b>ISD2:</b> Factor de planta.

Fuente: Elaboración propia.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
<b>1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA</b>														
<b>1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL</b>														
<b>Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Crucero</b>														
ESTACIÓN :	CRUCERO / 007415 / DRE-13							LAT.	14°21'44.4" "S"			DPTO. :	PUNO	
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70°01'24.7" "W"			PROV. :	CARABAYA	
								ALT.	4130 msnm.			DIST. :	CRUCERO	
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	96.00	77.20	135.10	35.10	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	21.30	37.60	109.40	527.90	
1965	135.60	117.40	79.40	30.10	1.50	0.00	0.00	1.10	22.90	24.70	49.30	142.30	604.30	
1966	35.20	160.50	110.00	9.50	36.80	0.00	0.00	1.80	42.20	63.20	43.80	54.00	557.00	
1967	34.90	106.90	85.50	2.40	29.20	3.20	13.60	23.10	44.60	75.20	27.60	175.20	621.40	
1968	98.10	130.60	108.60	12.50	0.00	0.00	38.00	23.40	40.90	43.90	88.80	51.90	636.70	
1969	229.70	83.00	81.80	17.60	4.60	6.00	9.00	16.50	28.80	39.50	76.80	56.20	649.50	
1970	145.70	169.60	118.80	70.10	12.10	7.60	8.10	0.00	0.00	61.20	61.20	234.00	888.40	
1971	230.70	287.70	53.20	35.50	0.00	8.70	0.00	3.40	5.00	28.60	159.30	174.90	987.00	
1972	177.20	82.90	81.70	108.10	24.20	5.40	0.00	31.00	49.70	86.40	101.10	148.40	896.10	
1973	244.40	134.40	98.60	123.60	11.40	0.70	23.20	3.80	44.80	89.10	49.80	152.20	976.00	
1974	136.50	254.00	102.10	73.00	3.60	11.70	9.70	26.50	47.20	103.60	62.90	179.20	1010.00	
1975	137.70	116.20	92.80	113.40	12.80	2.80	1.50	10.70	80.50	57.80	74.90	180.80	881.90	
1976	220.70	102.10	114.70	41.00	34.80	2.80	3.50	12.10	65.10	12.10	42.70	151.20	802.80	
1977	108.00	140.20	118.30	88.10	22.60	9.50	5.70	0.00	45.00	30.10	158.60	126.50	852.60	
1978	158.10	168.00	161.30	65.30	5.40	14.30	0.00	1.90	89.70	20.40	121.70	224.90	1031.00	
1979	196.90	158.00	181.70	103.70	32.10	0.00	0.00	31.80	51.60	43.60	92.80	190.50	1082.70	
1980	206.20	91.30	149.50	35.80	13.30	0.00	0.00	3.70	92.50	109.50	23.60	65.40	790.80	
1981	191.80	218.00	221.90	87.10	2.30	4.30	0.00	3.70	68.60	80.50	104.30	166.70	1149.20	
1982	156.70	111.10	77.10	33.40	5.80	7.60	0.00	7.10	12.80	44.70	135.80	90.80	682.90	
1983	27.20	154.30	105.80	113.70	14.20	5.80	0.00	1.80	29.80	31.40	39.30	92.60	615.90	
1984	397.30	228.00	124.40	71.80	9.10	3.80	4.00	33.90	17.00	105.20	129.20	141.50	1265.20	
1985	229.90	106.10	145.00	122.60	28.60	35.20	0.00	24.40	56.00	49.00	151.00	267.80	1215.60	
1986	251.50	340.70	227.40	146.40	9.00	0.00	5.30	33.50	61.10	41.50	116.10	190.10	1422.60	
1987	247.60	117.80	165.30	25.00	21.70	7.60	41.10	0.00	16.40	73.50	148.20	111.50	975.70	
1988	116.90	161.30	164.60	88.50	22.00	0.00	0.00	0.00	20.80	57.00	49.80	164.10	845.00	
1989	172.60	85.40	147.40	28.20	13.10	25.40	0.00	25.50	46.90	60.70	79.60	109.30	794.10	
1990	156.60	112.80	83.80	55.60	0.00	48.20	0.00	3.70	31.30	106.60	185.10	81.90	865.60	
1991	125.50	80.80	176.50	59.80	49.50	30.50	0.00	0.50	72.90	43.10	87.30	183.90	910.30	
1992	159.95	90.81	142.17	47.94	3.58	5.71	0.40	28.04	15.35	66.40	93.89	129.14	783.38	
1993	178.30	81.50	91.00	84.20	14.90	8.50	0.00	36.20	25.50	37.10	103.50	160.80	821.50	
1994	105.94	96.85	135.40	83.00	24.90	5.60	0.00	5.10	97.60	58.70	62.30	208.40	883.79	
1995	177.90	97.90	152.80	38.30	28.20	2.30	0.00	12.70	24.10	42.20	82.10	95.20	753.70	
1996	162.60	134.60	26.10	51.70	36.30	0.00	0.00	19.70	14.00	26.40	103.90	76.70	652.00	
1997	205.30	331.80	197.80	42.60	16.10	0.00	0.00	13.90	14.60	42.40	94.50	31.30	990.30	
1998	37.30	93.40	157.20	67.10	0.40	4.40	0.00	0.70	2.30	116.90	101.70	37.60	619.00	
1999	141.00	120.00	171.10	67.30	31.70	0.80	0.50	0.00	55.70	44.90	64.40	36.30	733.70	
2000	111.80	61.10	67.10	4.10	7.40	9.20	5.00	5.90	10.70	87.50	23.80	107.20	500.80	
2001	170.30	65.10	135.40	27.10	17.60	0.00	16.10	11.30	21.30	87.10	50.20	89.30	690.80	
2002	52.50	166.90	91.80	22.50	11.40	1.00	21.20	10.00	25.80	71.00	74.90	149.50	698.50	
2003	203.76	116.17	161.68	112.63	10.53	22.33	0.08	15.63	40.42	29.10	37.02	148.65	898.00	
2004	115.80	137.82	94.28	64.48	14.61	6.85	5.06	19.40	55.31	49.22	73.41	160.99	797.23	
2005	126.46	156.37	97.83	23.85	22.99	0.28	0.20	6.91	31.88	76.15	117.58	99.13	759.63	
2006	174.84	111.07	94.30	72.14	1.06	1.48	0.01	24.24	37.90	65.47	82.02	117.88	782.41	
2007	110.85	88.93	121.51	76.92	23.17	1.31	0.83	1.26	32.71	47.24	92.52	78.79	676.04	
2008	169.41	104.34	126.95	17.61	26.95	7.90	0.05	1.00	45.44	57.12	41.47	146.48	744.72	
2009	135.91	155.49	97.80	66.35	27.17	0.31	1.52	0.35	45.77	45.44	133.49	144.09	853.69	
2010	247.90	127.69	101.46	30.31	3.07	0.04	0.09	2.84	29.74	39.34	39.69	186.22	808.39	
2011	161.94	112.81	118.41	46.18	6.86	0.92	2.85	11.28	31.95	58.16	65.51	133.54	750.41	
2012	171.89	144.08	82.42	30.71	10.59	0.55	0.00	4.39	67.04	16.72	62.05	268.01	858.45	
2013	186.23	85.68	128.16	88.93	23.36	6.99	0.22	51.58	58.18	79.20	81.17	264.09	1053.79	
2014	134.14	105.08	112.28	37.94	8.26	0.85	0.02	10.91	40.07	47.32	79.02	112.81	688.7	
<b>Promedio</b>	159.0	134.9	121.9	58.8	15.5	6.4	4.3	12.1	39.7	56.8	83.5	137.2	830.1	
<b>Máximo</b>	397.3	340.7	227.4	146.4	49.5	48.2	41.1	51.6	97.6	116.9	185.1	268.0	1422.6	
<b>Mínimo</b>	27.2	61.1	26.1	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.1	23.6	31.3	500.8	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.													
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 113.** Precipitación mensual completada de la estación Crucero. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
<b>1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA</b>														
<b>1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL</b>														
<b>Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Progreso</b>														
ESTACIÓN :	PROGRESO / 000778 / DRE-13							LAT.	14°41'21.1"	"S"	DPTO. :	PUNO		
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70°21'55.8"	"W"	PROV. :	AZANGARO		
							ALT.	3905 msnm.			DIST. :	ASILLO		
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	158	66.5	218	17.7	16.4	0	0	0.5	31.9	40.8	55.7	60.8	666.30	
1965	150.4	130.5	116	50.7	2.8	0	0	0	20	16	78.7	122.1	687.20	
1966	79.7	79.1	45.9	0.3	40.8	0	0	0	31.3	60.8	70.8	70.7	479.40	
1967	66.9	106.6	101.6	26.1	8.9	0	13.3	16.9	24.9	47.5	34.4	87.9	535.00	
1968	61.2	156.1	88.8	38.5	1.7	0	13.4	20.1	28.2	23.3	80.1	44	555.40	
1969	143.1	82.8	47.5	29	0.3	1.4	10.6	0.3	23	19.6	53.8	56.4	467.80	
1970	142.2	92.1	123.5	63.4	11.9	0.5	0.8	0	49.7	55.9	51.7	139.5	731.20	
1971	133	158.3	22.8	32.1	5.9	0.1	0	4.3	1.2	38.9	61.3	79.8	537.70	
1972	155.2	166.7	79.3	27.5	0.4	0	2.8	8.3	16.6	21	57.9	104.2	639.90	
1973	162.6	101	103.4	105	9.5	0	3.7	5.4	54.1	78.9	70.4	89.8	783.80	
1974	107.1	117.5	86.4	49.8	13	5.1	0.2	21.1	32.9	30.7	33.5	55.1	552.40	
1975	111.9	88.4	121.8	27.2	9	0	0	0	26.4	40	45.5	90.3	560.50	
1976	167.6	80.1	92	28.8	22.3	4.8	3.3	12.5	41.2	8.6	48	117.7	626.90	
1977	84.4	112	145	21.8	2.7	0	0	0	21.5	50.4	97.2	83.9	618.90	
1978	150.6	110.3	124.3	50.8	4.1	0	0	0	52.9	17.3	128.9	184.6	823.80	
1979	146.4	41.3	80.6	70.2	13.8	0	5	4.6	17.2	31.3	43.3	131.1	584.80	
1980	117.2	80.4	108	4.9	9.1	0.3	2.3	0	6.1	74.6	12.3	81.3	496.50	
1981	147.1	101.1	102.6	52	1.9	0	0	13.2	32.9	65.3	72.8	109.9	698.80	
1982	191.7	53.9	95.5	29.8	0	0	0	0.8	15.8	60	111.3	47.8	606.60	
1983	82.6	57.8	73.4	27.2	6	0	0	0	0	7.8	40.7	63.1	358.60	
1984	108.7	37.9	68.41	31.29	7.47	0.14	0.3	6.18	24.24	99.15	98.88	86.83	569.49	
1985	135.16	88.9	87.01	54.28	12.31	2.42	0	0	34.2	12.4	123.4	154.4	704.48	
1986	134.3	168.7	162.8	53.48	10.6	0	2.02	6	38.2	41.77	41.4	102.3	761.57	
1987	119.8	78.7	82.9	39.2	1.5	1	23.4	0	7.5	57.8	126.3	144.8	682.90	
1988	148.8	85	154.8	61.4	17.6	0	0	0	9	17.9	10.5	67.5	572.50	
1989	151.6	119.8	108.5	84.8	3.5	4.7	0	27	25	40.9	48.1	69.7	683.60	
1990	131.5	75.6	36.7	33.5	0	21.6	0	5.4	19	84	77.6	18	502.90	
1991	154.3	73.7	105.1	40.9	0	0	0	0	6	28.2	25.9	131.7	565.80	
1992	133.53	70.6	49.1	21.1	0	3.2	0	37.2	18	29.4	79.8	78.6	520.53	
1993	191.5	79.1	103.6	52.3	9.7	3.7	10.2	21.9	5.9	65	86.6	97.7	727.20	
1994	120.1	110.7	102	59.2	4.8	0.5	0	3.2	15.1	51.8	74.8	116.6	658.80	
1995	69.5	79.1	101.7	14.8	0	0	0	0	10.7	16.8	65.7	98.2	456.50	
1996	141.5	62.8	94.6	21.4	10.8	0	1.4	3	4.6	44.8	50.9	125.4	561.20	
1997	189.8	135.8	196.9	48	12.6	0	0	13.6	17	49	106.5	60.2	829.40	
1998	100.2	72.2	52.8	17.5	0	7.7	0	1.2	2.2	103.7	88.7	32.6	478.80	
1999	107.6	125.6	136.6	37.8	0.5	0	0	0	16.6	35.8	54.3	65.7	580.50	
2000	126.9	114.1	105.1	9.6	1.4	1.2	1.6	2.4	17	108	17.6	99.6	604.50	
2001	151.8	111	132.4	30.6	21.4	0	5.5	0	14.2	49.6	62.7	57.4	636.60	
2002	117	107	89.6	149.2	8.8	1.8	25.4	4.4	25.6	131.6	86	134.6	881.00	
2003	181.6	114.9	134.8	60.2	7	7.6	0.5	7	15.4	14.8	16.1	80.6	640.50	
2004	240.4	160.2	61.8	50.6	7.4	0	4.8	22.8	40.6	13	53.8	118.8	774.20	
2005	52.5	200.8	54.7	35.4	0.5	0	1.2	2.8	3.8	75.9	62.2	86.4	576.20	
2006	146.4	46.9	64.6	50.5	0	2.1	0	3.9	37	42.9	63.6	79.5	537.40	
2007	130.2	58.1	152.6	60.5	14.4	0.6	0.5	0	25.8	19.4	75.4	51	588.50	
2008	130.3	73	52.4	4.6	6.2	0	0	0	7.6	49.6	26.5	155.6	505.80	
2009	112.1	90.9	59.7	15.3	5.2	0	4.6	0.8	9.2	19.2	111.8	104.6	533.40	
2010	153.8	118.8	71.6	40.8	8.6	0	0	2.6	0	24.8	8.6	121.2	550.80	
2011	93.2	162.2	130.8	51.2	2.1	0	6.2	11	61.2	59.2	37.6	108.4	723.10	
2012	137.6	159.4	109.2	25.2	9.6	0	0	0	14.6	9.6	29	172	666.20	
2013	135.6	180.8	123.2	43.6	8	2.4	2.9	4.2	8.2	81.4	30.4	123.7	744.40	
2014	100.6	136.4	102.3	19.2	1.2	0	0	13.6	56.6	51.6	26.2	109.9	617.6	
<b>Promedio</b>	131.5	103.6	99.3	40.6	7.3	1.4	2.9	6.0	21.9	45.4	61.1	95.6	<b>616.6</b>	
<b>Máximo</b>	240.4	200.8	218.0	149.2	40.8	21.6	25.4	37.2	61.2	131.6	128.9	184.6	<b>881.0</b>	
<b>Mínimo</b>	52.5	37.9	22.8	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.8	8.6	18.0	<b>358.6</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.			FUENTE: 1964 - 2014 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA										
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 114.** Precipitación mensual completada de la estación Progreso. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA														
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL														
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Macusani														
ESTACIÓN	MACUSANI / 000777 / DRE-13							LAT.	14° 04'	"S"	DPTO.	PUNO		
PARÁMETRO	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70° 25'	"W"	PROV.	CARABAYA		
							ALT.	4331	msnm.	DIST.	MACUSANI			
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	129	90.5	87.3	41.4	12.8	0	0	0	25.1	22.5	62.5	91.3	562.40	
1965	146	120.6	133.5	125	9	0.5	4	5	21.5	10.5	29.5	77	682.10	
1966	90.06	108	46.5	6.5	37.1	0	0	8	21	113.1	81.9	141.3	653.46	
1967	51.4	153.6	147.5	11	27.2	2.5	9.8	31.8	67.6	108.8	92.5	138.8	842.50	
1968	87.17	132.2	81.68	37.97	0.9	0.53	12.72	39.8	37.64	38.22	48.14	79.59	596.56	
1969	155.96	180.5	75.3	60.3	0	39.5	15.5	0	13	36.5	70.4	86.6	733.56	
1970	129.1	120.1	105.9	121.4	2.8	6.3	7.5	0	63.3	54.6	28.7	169	808.70	
1971	122.7	193.3	91	32.7	12.6	5	0	11.3	3.5	67.4	59.4	160.3	759.20	
1972	120.2	162.7	84.4	14	12.6	6.3	4.4	11.3	3.5	52.3	48.4	156.5	676.60	
1973	113.8	193.4	91	28.7	21.7	0	4	7.5	73.1	11.3	43.3	81.8	669.60	
1974	138	117.33	94.92	27.5	11.3	0	5.4	10.18	0	0	2	67	473.63	
1975	151.44	126.44	113.79	46.01	12.37	0.17	0.41	1.83	21.4	46.26	34.13	98.59	652.84	
1976	149.32	130.9	92.03	22.97	19.92	0.23	2.77	6.3	37.01	13.2	44.57	86.22	605.44	
1977	103.93	142.15	100.05	31.13	6.44	1.42	1.1	0.14	11.2	41.26	82.32	124.89	646.03	
1978	151.77	115.49	105.45	24.16	5.96	0.34	0.02	1.37	153.19	48.68	61.33	128.58	796.34	
1979	141.63	121.36	108.13	59.47	7.28	0.33	0.17	3.32	14.68	37.32	50.91	98.91	643.51	
1980	164	194	103.34	38.56	9.14	0.76	0.3	0.23	65.09	75.33	29.48	90.98	771.21	
1981	122.71	132.91	107.7	35.53	14.39	0.69	0	1.96	14.84	59.82	76.54	145.91	713.00	
1982	146.91	112.95	117.39	13.34	0.76	2.82	0.12	10.02	2.6	38.01	69.03	106.07	620.02	
1983	91.19	117.91	69.78	50.16	3.59	0.99	0.17	0.1	0.02	8.21	40.47	109.3	491.89	
1984	214.15	137.95	77.6	26.75	12.31	0.11	1.1	7.54	7.19	72.22	77.65	76.7	711.27	
1985	130.65	129.84	115.23	45.04	6.16	0.89	0.5	5.58	17.77	16.49	98.51	145.75	712.41	
1986	145.06	158	121.39	86.7	3.55	0.1	13.47	12.81	58.36	55.54	58.42	142.49	855.89	
1987	134.84	109.41	80.99	16.49	13.86	1.63	48.53	0.22	2	44.12	89.81	96.85	638.75	
1988	128.11	132.31	121.27	27	11.41	0.16	0.06	0.01	2.82	31.07	24.99	130.05	609.26	
1989	142.31	99.89	86.01	39.19	5.07	4.13	5.4	7.5	6.5	15.3	8	65.5	484.80	
1990	171.64	131.84	81.82	23.05	0.95	1.81	0.41	4.06	19.55	52.32	45.71	108.05	641.21	
1991	134.01	98.27	87.68	47.17	3.31	1.03	0.11	0.06	10.94	55.72	77.67	142.02	657.99	
1992	130.86	85.78	88.17	25.34	0.05	0.78	3.4	45.9	0	43.8	90	118	632.08	
1993	118.9	89.9	122.2	25.7	4.5	0	2.2	22	10.4	37.5	77.5	128	638.80	
1994	72.6	139.2	98.2	24.7	13.3	0	0	0	47.9	76.3	56.9	74.4	603.50	
1995	99	74.1	162.3	22.5	8.5	0	0	0	0	9.8	24.7	64.7	465.60	
1996	94.8	134.4	114.1	61.7	29.3	0	2.2	18.6	14.7	28.9	134.9	132.8	766.40	
1997	148.1	146	136.5	16.5	14	0	0	12.8	4.5	37.5	53.1	65.4	634.40	
1998	102	140.5	133.5	24.3	0	7.6	0	0.5	1	69.3	91	44.5	614.20	
1999	103	144.7	123.7	57.3	9	0	1.5	0	21.5	12.5	46.3	98.8	618.30	
2000	197.6	83	62	5.5	0	4.5	0	2	17.7	103.5	10	115	600.80	
2001	194.7	85.9	95.6	24	2	1.5	17	13.5	24.5	38.7	60	76	633.40	
2002	138.7	120.8	127	30.5	3.5	6	11.5	1	9.7	64.5	80	103	696.20	
2003	177.5	96	138	68	3	5.6	0	14	17	21.5	11	99.7	651.30	
2004	160.7	109.5	53.6	34.8	3.8	5.2	9.7	18	16.9	30.4	59.9	109.7	612.20	
2005	92.5	141.7	85.7	14.8	8	0	0	8.3	0.5	55.9	73.3	92.8	573.50	
2006	148.3	137.2	66.7	85.7	0	2.8	0	3	18.2	65.5	96.9	147.2	771.50	
2007	109.4	82.2	101.3	31.7	7.5	0	1	0	4	59.1	53.6	96.8	546.60	
2008	152.4	81.3	106	27	14.2	4	0	0.6	14.7	61	28	16	505.20	
2009	93.5	125.8	56.8	32.9	11.5	0	1.7	0	14.5	23	102.6	111.7	574.00	
2010	221.5	106.8	78.7	39.4	3.7	0	2	0	0.3	34	35.4	150.4	672.20	
2011	95.9	131.2	168.7	38.5	5	1	2.5	8.7	52.9	50.7	19.5	114.2	688.80	
2012	111	141.9	139.9	50.9	2.5	10	1.2	1.9	16.5	14.5	50.8	156.5	697.60	
2013	173	92.4	91	24.5	26	6.5	3.5	29.5	8.9	71.9	82	181.5	790.70	
2014	89.96	115.1	52	49.5	9.5	0.5	6.5	4.5	55	27.5	69	119.5	598.56	
<b>Promedio</b>	132.0	124.9	100.6	38.3	9.1	2.6	4.0	7.7	22.5	44.4	57.7	109.1	652.9	
<b>Máximo</b>	221.5	194.0	168.7	125.0	37.1	39.5	48.5	45.9	153.2	113.1	134.9	181.5	855.9	
<b>Mínimo</b>	51.4	74.1	46.5	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	16.0	465.6	
<b>Nro</b>	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	
S/D =	Sin Dato.			FUENTE: 1964 - 2011 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA										
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 115.** Precipitación mensual completada de la estación Macusani. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
<b>1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA</b>														
<b>1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL</b>														
<b>Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Nuñoa</b>														
ESTACIÓN :	NUÑO A / PLU-07404							LAT.	14°29'00"	"S"	DPTO.	PUNO		
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70°38'00"	"W"	PROV.	MELGAR		
								ALT.	4135 msnm.			DIST.	NUÑO A	
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	85.6	111.2	174.6	45.7	31.3	0	0	0	36	28.9	62.1	92.7	668.10	
1965	147.5	114.5	180.4	73.6	0	0	0	2.6	11.1	33.5	80	154.4	797.60	
1966	125.4	117.7	100.9	8.7	36.5	0	0	0	29.9	98.8	79.7	88.8	686.40	
1967	59.9	122	121.6	16	13	1.8	27.4	38.9	58	52	47.9	162	720.50	
1968	59.8	29.4	98.7	28.1	3.7	4.7	25	34.7	17	45.8	157.6	83.6	588.10	
1969	219.1	212.5	73.8	47	2.3	0	15.6	7.6	44.2	104.2	27	68.6	821.90	
1970	135.7	141.8	117.9	68.4	24.3	8.9	9.3	0	50.6	57.7	19.5	172.8	806.90	
1971	203.3	181.9	38.9	72.8	9.6	0	0	8.2	2	112.2	111.2	94.6	834.70	
1972	264.7	98.1	78	15.4	5.3	0	0	18.4	23	20	47	109.1	679.00	
1973	96	126.1	105.4	50.6	0	0	15.9	29.6	50.1	49.8	31.6	40.4	595.50	
1974	133.46	155.26	124.46	28.76	15.17	2.21	0.18	2.63	25.74	87.14	53.12	85.65	713.78	
1975	180.7	143.5	28.8	7.7	8.5	0	0	0	13.3	49.1	31.5	206.6	669.70	
1976	226.5	144.4	121.8	13	34.1	13.9	8.6	17.2	44.3	11	51.8	81.8	768.40	
1977	32.3	96.7	159.9	24.8	26.8	4.5	1.9	0.9	46	75.2	99.4	150	718.40	
1978	186.5	206	155.9	46.6	20.6	4.6	1.3	0	9.5	54.8	95.5	151.5	932.80	
1979	111.9	148.5	127.7	57.9	0	0	0.2	2.5	5.2	22.9	32.6	58.7	568.10	
1980	105.1	162.2	121.9	60.7	2.3	3.8	0	0	7	120	83.2	125.5	791.70	
1981	161.9	182	120.4	13.8	0	0	0	0	21	61.4	33	65.1	658.60	
1982	187.2	21.1	90.6	38.7	8.6	0	0	4.2	40	88.8	126.6	84.1	689.90	
1983	106	83.3	59.8	9.8	10.2	0	0	0	8.7	3.2	24.1	3.5	308.60	
1984	200.3	234.6	174.5	5.7	9.6	0	0	0	2.2	17.3	65.6	130.2	840.00	
1985	149.3	177.7	138.9	37.1	26.3	0	0	0	33.4	50.5	46.4	49.8	709.40	
1986	167	212.6	238	84.6	5.2	8.5	0	0	16.1	17.9	40.3	103.8	894.00	
1987	164.04	115.86	87.95	18.59	2.48	3.86	3.31	0.04	7.19	39.18	95.72	143.19	681.41	
1988	117.2	156.3	245.3	74.2	41.6	0	0	0	0	0	19.3	122.5	776.40	
1989	54.3	198.2	85	32.5	17	0	0	22.8	17.5	134.2	133.6	112.2	807.30	
1990	182	131.1	75.3	10.4	3.6	43.2	0	3.9	9.3	99	148.2	122.3	828.30	
1991	124.5	96	115.1	40.9	3.8	31.2	8.9	0	25.7	89.5	39.1	61.9	636.60	
1992	178.3	41.2	68.5	15.6	11.5	10	8.03	16.64	35.8	52.57	61.99	100.96	601.09	
1993	199.3	75.26	102.04	21.55	0.08	0.52	2.26	8.29	43.51	17.7	143.71	127.6	741.82	
1994	126.64	167.51	133.79	22.75	17.96	0.73	0.01	0.14	17.35	59.3	64.95	131.25	742.38	
1995	113.26	78	113.23	61.41	3.58	0.36	0	0	30.52	97.36	84.07	130.5	712.29	
1996	126.66	89.1	152.19	24.71	20.06	0	0.3	6.8	35.68	39.93	52.95	84.3	632.68	
1997	276.62	184.97	216.52	39.64	4.02	0	0	5.01	16.83	64.61	133.47	64.37	1006.06	
1998	101	148.81	77.58	7.96	0.22	0.07	0.12	2.78	2.69	1.03	57.86	69.69	469.81	
1999	149.1	162.58	79.98	41.49	12.88	1.77	0.17	0	48.35	118.04	30.8	121.16	766.32	
2000	116.99	204.37	139.79	13.16	8.95	5.99	3.31	1.49	34.3	9.79	21.61	54.17	613.92	
2001	256.29	175.64	219.1	44.83	41.12	0.93	0.88	4.52	54.61	59.71	67.13	144.85	1069.61	
2002	142.3	223.31	159.98	90.76	37.85	0.09	0.94	1.63	43.12	14.14	75.21	140.35	929.68	
2003	153.52	124.1	174.11	46.23	18.35	41.16	3.69	9.45	2.12	87.95	22.25	118.61	801.54	
2004	203.19	214.45	80.05	25.29	8.97	4.8	4.26	17.5	51.3	108.03	90.21	80.24	888.29	
2005	26.32	185.97	121.15	28.22	3.44	0	0.56	0	18.52	55.58	70.81	52.13	562.70	
2006	156.18	132.24	84.48	83.05	0.27	4.83	0.34	8.39	28.93	58.38	113.15	88.72	758.96	
2007	111.63	71.88	198.73	39.38	4.53	0.02	0.15	0	9.92	29.31	69.89	46.14	581.58	
2008	181.54	155.51	104.98	10.67	14.56	0.69	0.01	0.24	1.84	5.2	54.77	139.94	669.95	
2009	81.79	147.65	72.33	17.96	7.67	0	1.27	0	18.76	103.58	129.29	117.87	698.17	
2010	189.01	61	92.97	24.03	3.72	0	0	0.79	10.82	24.67	43.73	113.07	563.81	
2011	70.42	114.81	174.45	113.22	5.18	1.16	2.25	1.05	20.06	117.11	24.27	118.1	762.08	
2012	149.08	203.34	112.06	29.36	0.63	0.64	0.05	0	14.98	91.26	27.78	133.16	762.34	
2013	202.87	161.62	80.76	11.72	15.47	16.36	9.1	7.47	3.24	89.26	57.53	145.1	800.50	
2014	141.35	133.03	44.67	10.44	8.6	0	0.06	1.29	2.05	53.89	28.45	144.54	568.4	
<b>Promedio</b>	145.9	140.7	120.9	36.4	12.0	4.3	3.0	5.6	23.5	58.5	66.8	105.7	723.5	
<b>Máximo</b>	276.6	234.6	245.3	113.2	41.6	43.2	27.4	38.9	58.0	134.2	157.6	206.6	1069.6	
<b>Mínimo</b>	26.3	21.1	28.8	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.3	3.5	308.6	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.													
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													
FUENTE: 1964 - 1992 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA														

**Figura 116.** Precipitación mensual completada de la estación Nuñoa. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
<b>1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA</b>														
<b>1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL</b>														
<b>Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Santa Rosa</b>														
ESTACIÓN :	SANTA ROSA / CO-110823							LAT. :	14°37'25.5" "S"			DPTO. :	PUNO	
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG. :	70°47'11.5" "W"			PROV. :	MELGAR	
								ALT. :	3966 msnm.			DIST. :	SANTA ROSA	
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	110.0	110.0	96.0	52.0	46.0	5.0	0.0	0.0	19.7	28.0	85.5	150.5	702.70	
1965	185.5	151.0	124.2	45.4	16.2	1.0	0.0	0.8	23.6	24.0	138.2	151.1	861.13	
1966	152.4	123.5	93.6	14.5	18.6	0.5	0.0	11.0	66.0	128.4	128.3	173.1	909.82	
1967	97.7	124.3	147.0	33.2	15.8	0.5	21.8	29.0	30.2	63.5	31.8	163.1	757.90	
1968	184.7	223.7	136.8	21.1	2.6	2.0	14.5	1.5	30.1	99.1	153.7	85.0	954.80	
1969	184.3	110.6	155.7	104.3	0.0	0.0	15.4	3.7	30.0	134.7	66.6	77.3	882.60	
1970	224.5	215.9	234.0	107.4	8.0	2.0	0.0	0.0	117.0	98.0	38.6	331.3	1376.70	
1971	212.8	229.6	52.2	109.9	2.7	0.1	0.0	1.0	0.0	38.6	80.9	184.8	912.60	
1972	309.9	153.8	147.0	54.0	2.3	0.0	0.0	16.8	17.7	38.9	76.1	162.1	978.60	
1973	167.2	166.8	237.6	184.3	41.7	4.8	0.0	26.8	58.5	75.6	141.2	120.4	1224.90	
1974	216.9	196.6	158.1	113.5	11.8	0.0	0.0	121.4	55.2	91.6	74.6	158.2	1197.90	
1975	276.3	194.0	166.7	35.2	16.8	14.6	0.0	13.1	81.8	64.0	102.7	258.6	1223.80	
1976	239.0	121.7	180.3	47.8	39.6	13.7	17.2	17.4	73.6	46.5	57.3	124.7	978.80	
1977	272.8	286.9	188.2	27.4	0.0	0.0	5.6	0.0	59.9	86.1	248.9	207.9	1383.70	
1978	154.6	252.3	177.1	51.7	2.6	0.5	0.0	0.0	53.4	18.9	236.5	223.9	1171.50	
1979	280.1	97.7	156.4	87.6	0.0	0.0	0.0	16.7	12.5	71.3	97.9	175.2	995.40	
1980	259.9	160.8	180.1	42.4	24.0	0.3	1.2	0.2	15.1	82.0	31.4	178.3	975.66	
1981	204.9	158.6	119.9	50.0	3.8	0.0	0.0	7.8	54.9	102.2	64.5	137.9	904.31	
1982	264.4	121.1	142.0	37.9	0.7	0.0	0.0	4.4	21.3	94.5	133.4	109.7	929.23	
1983	134.7	140.8	158.1	60.3	18.3	0.7	0.0	0.1	5.2	20.5	57.5	109.1	705.23	
1984	142.6	116.7	144.3	51.6	8.2	0.9	1.0	23.0	42.0	111.6	99.3	157.1	898.05	
1985	177.1	174.6	160.6	73.2	8.6	1.3	0.0	0.1	32.8	34.7	194.8	224.7	1082.32	
1986	162.2	176.6	203.5	52.8	16.5	1.9	0.1	15.3	21.3	7.6	98.0	205.6	961.39	
1987	186.4	94.0	115.9	39.2	2.0	0.0	24.7	19.2	11.9	50.6	132.4	230.1	906.36	
1988	165.0	122.1	158.0	59.8	7.9	0.1	0.0	0.3	6.1	58.9	26.0	167.8	771.86	
1989	209.5	105.0	100.7	36.6	11.4	22.0	0.4	45.1	43.4	54.4	51.3	111.3	791.10	
1990	238.9	195.3	186.7	62.9	8.1	31.7	0.4	2.9	4.8	73.8	30.9	166.5	1002.90	
1991	142.6	106.5	143.4	42.7	30.2	29.6	0.0	0.0	10.9	63.4	26.0	101.1	696.40	
1992	176.8	122.8	105.7	36.1	1.8	9.2	0.0	30.0	22.7	37.0	99.6	146.3	787.98	
1993	199.2	57.0	140.1	93.5	7.5	7.9	7.2	26.7	28.8	72.1	150.5	171.5	962.00	
1994	263.2	174.4	188.3	74.8	13.0	2.0	0.0	3.7	4.5	37.3	92.3	179.4	1032.90	
1995	127.3	148.2	159.9	28.5	6.2	0.0	0.0	0.0	50.5	84.8	144.6	106.3	856.30	
1996	190.0	188.2	150.1	56.7	9.8	0.0	10.7	12.9	30.2	74.5	111.0	180.4	1014.50	
1997	280.5	162.6	244.9	60.2	5.8	0.0	0.0	21.9	70.8	63.1	164.7	158.9	1233.40	
1998	145.6	125.6	134.6	33.3	0.0	2.6	0.0	5.0	9.1	127.5	114.1	46.6	744.00	
1999	138.5	164.9	276.0	65.2	10.3	0.0	0.0	0.0	26.6	54.7	16.4	98.2	850.80	
2000	187.1	139.6	108.0	19.0	3.2	5.9	2.8	7.1	10.5	180.2	24.6	151.5	839.50	
2001	242.8	163.7	125.8	28.9	34.9	0.0	8.8	5.2	15.5	37.9	25.9	56.4	745.80	
2002	153.5	168.6	130.9	84.8	27.8	11.3	12.1	2.4	19.9	107.1	89.3	123.6	931.30	
2003	155.1	130.9	186.3	37.7	10.6	2.3	0.0	11.8	14.6	24.0	26.1	122.2	721.60	
2004	220.7	113.3	96.4	50.7	0.0	2.6	2.2	20.3	35.6	15.2	80.7	122.8	760.50	
2005	71.2	202.5	112.0	35.8	0.0	0.0	2.6	10.8	2.0	67.0	84.8	105.4	694.10	
2006	227.1	103.1	102.5	61.6	1.0	8.0	0.0	6.8	8.3	42.8	73.6	215.2	850.00	
2007	105.2	104.6	227.2	65.8	9.5	1.2	3.0	0.0	41.6	53.7	81.3	84.4	777.50	
2008	161.3	79.1	79.9	12.6	4.2	2.6	0.0	2.4	4.8	59.0	56.9	191.8	654.60	
2009	120.2	135.9	72.4	28.4	2.2	0.0	1.2	0.0	13.3	36.0	126.1	141.2	676.90	
2010	276.3	150.0	132.0	28.7	8.1	1.2	0.0	0.8	10.4	17.6	44.2	119.7	789.00	
2011	109.1	208.2	176.7	54.7	12.1	3.6	6.4	6.6	103.5	122.9	92.7	160.1	1056.67	
2012	213.3	201.0	145.1	36.9	3.3	0.2	0.0	0.3	11.7	9.9	49.9	229.6	900.97	
2013	217.8	187.9	179.8	49.2	6.4	4.7	0.2	22.7	7.8	101.4	47.9	115.0	940.77	
2014	127.5	144.5	159.5	62.1	8.6	0.7	0.0	66.2	103.3	64.7	52.2	153.7	942.8	
<b>Promedio</b>	189.5	153.1	150.9	55.0	10.8	3.9	3.1	12.6	32.3	65.7	89.3	153.5	<b>919.6</b>	
<b>Máximo</b>	309.9	286.9	276.0	184.3	46.0	31.7	24.7	121.4	117.0	180.2	248.9	331.3	<b>1383.7</b>	
<b>Mínimo</b>	71.2	57.0	52.2	12.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.6	16.4	46.6	<b>654.6</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.													
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 117.** Precipitación mensual completada de la estación Santa Rosa. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>													
<b>1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA</b>													
<b>1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL</b>													
<b>Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Ollachea</b>													
ESTACIÓN :	OLLACHEA / 000695 / DRE-13							LAT.	13°48'14.0" "S"			DPTO. :	PUNO
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70°29'49.7" "W"			PROV. :	CARABAYA
								ALT.	3420 msnm.			DIST. :	OLLACHEA
ANOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1964	246.1	152.8	128.6	18.5	8.5	0.5	8.0	37.0	23.0	50.5	50.0	96.0	819.45
1965	149.5	165.5	96.2	78.5	12.5	0.0	9.5	25.5	116.5	56.0	95.5	156.8	962.00
1966	135.0	146.0	96.4	42.5	48.5	2.4	1.2	8.9	25.7	118.7	118.5	85.3	829.10
1967	111.1	152.7	270.4	51.6	19.4	11.7	27.1	28.4	44.9	91.0	51.0	123.5	982.80
1968	238.7	189.0	146.6	41.5	7.6	4.0	16.0	20.9	34.9	90.5	65.9	126.2	981.80
1969	199.1	227.5	150.1	97.0	9.2	46.7	7.0	0.0	23.9	60.2	83.7	158.5	1062.90
1970	187.3	121.0	193.9	273.1	14.0	12.5	10.5	6.3	51.9	85.8	34.9	265.5	1256.70
1971	261.2	267.6	93.3	84.6	24.7	43.8	5.2	38.6	24.8	63.2	90.0	182.6	1179.60
1972	197.2	218.1	268.9	25.8	25.4	11.0	11.7	81.4	49.3	58.3	137.5	129.2	1213.80
1973	351.1	201.1	154.0	134.8	23.4	8.6	33.7	63.4	27.5	114.7	116.8	298.0	1527.10
1974	498.0	253.5	142.1	155.4	0.0	0.0	5.0	143.0	14.9	113.0	14.0	102.8	1441.70
1975	127.6	262.0	63.5	71.8	72.2	5.0	28.6	1.8	165.2	105.0	157.5	295.6	1355.80
1976	381.7	215.9	57.0	59.0	38.2	3.0	36.1	91.5	208.1	27.8	14.5	156.0	1288.80
1977	209.7	228.0	231.4	7.4	22.0	3.0	36.2	26.6	30.1	150.2	165.8	151.3	1261.70
1978	295.3	143.4	70.2	200.2	17.8	4.0	0.0	0.0	61.7	51.1	228.7	249.3	1321.70
1979	310.8	122.1	237.8	20.0	0.0	0.0	0.0	17.8	12.9	84.1	62.9	319.9	1188.30
1980	107.3	132.3	290.6	106.4	10.4	36.7	14.4	41.0	13.0	386.8	111.6	101.5	1352.00
1981	168.1	145.5	255.6	65.8	25.1	22.6	18.2	13.9	45.2	72.9	101.9	187.0	1121.61
1982	363.7	101.8	129.8	3.4	0.0	27.8	4.9	135.3	179.9	167.6	87.8	399.8	1601.80
1983	262.7	59.7	99.8	108.6	35.8	16.8	104.5	53.5	108.0	56.2	90.0	92.4	1088.00
1984	506.4	439.6	293.5	46.8	1.0	0.0	0.0	0.0	109.1	196.9	218.3	1811.60	
1985	426.4	369.8	301.6	41.8	0.5	0.5	7.0	15.8	1.0	162.0	303.9	344.2	1974.53
1986	346.4	299.9	309.7	36.8	0.0	1.0	4.1	31.6	2.0	12.0	135.2	129.9	1308.62
1987	233.6	163.0	120.5	96.6	8.9	4.6	6.8	5.6	68.2	115.6	188.1	236.6	1248.14
1988	266.6	241.5	234.1	91.7	20.3	1.4	6.7	8.8	74.7	79.1	39.0	138.2	1202.00
1989	192.7	177.2	130.0	120.1	17.3	20.6	17.6	27.7	30.3	98.2	66.1	182.6	1080.45
1990	298.7	118.8	130.5	35.6	38.3	56.2	2.5	34.2	47.4	44.3	123.2	203.0	1132.62
1991	157.0	123.1	120.0	72.6	15.8	3.9	0.7	6.5	10.4	144.6	56.9	256.3	967.84
1992	273.0	166.7	184.0	68.1	3.1	1.8	9.5	21.0	118.7	69.7	106.5	184.2	1206.40
1993	276.5	208.6	163.6	70.5	73.2	12.1	8.7	87.6	26.4	66.7	116.5	221.1	1331.50
1994	271.0	172.9	122.0	97.5	28.5	11.0	0.2	36.2	167.4	204.9	16.0	29.3	1156.90
1995	29.1	98.9	235.2	53.6	66.1	18.0	46.8	9.4	58.8	113.2	148.3	144.9	1022.30
1996	323.1	214.5	89.2	57.4	59.2	0.0	0.0	41.9	48.3	109.6	201.1	231.4	1375.70
1997	255.8	355.5	274.8	8.2	3.0	15.8	8.8	21.6	87.2	100.0	120.5	159.6	1410.80
1998	219.6	244.0	155.5	129.5	1.0	28.0	0.0	4.1	128.8	15.3	93.9	78.4	1098.10
1999	250.8	406.2	160.6	124.2	25.9	13.1	12.0	2.3	72.8	11.7	62.3	134.3	1276.20
2000	322.4	230.2	166.1	74.6	27.8	45.8	4.9	24.9	25.5	131.9	53.4	156.0	1263.50
2001	294.4	269.2	246.0	85.9	44.2	0.0	6.0	49.6	34.7	133.8	19.8	14.4	1198.00
2002	119.6	245.5	189.6	81.0	18.6	15.3	115.4	41.3	18.3	81.8	120.0	164.2	1210.60
2003	211.0	151.3	209.7	82.2	33.8	10.5	26.9	33.1	32.4	41.8	50.4	165.6	1048.70
2004	171.4	145.7	209.1	45.5	22.8	16.9	45.9	69.2	31.8	67.2	44.4	170.3	1040.20
2005	102.3	165.9	108.4	19.8	3.1	0.0	4.6	4.0	22.2	83.5	98.4	117.3	729.50
2006	221.2	135.2	140.3	81.2	33.5	8.5	3.8	27.1	34.2	92.0	145.0	204.0	1126.00
2007	158.6	107.4	156.3	65.6	38.6	6.6	16.8	5.1	32.8	82.3	50.7	137.3	858.10
2008	252.9	129.2	107.4	24.9	14.2	16.1	1.7	12.3	21.1	67.2	55.1	214.6	916.70
2009	168.6	252.5	144.4	59.3	7.8	0.0	38.0	13.2	29.7	62.7	182.7	133.1	1092.00
2010	238.7	199.7	148.8	38.6	19.2	21.8	20.0	16.5	26.7	69.4	36.4	229.1	1064.90
2011	289.7	296.8	192.2	114.7	21.6	19.5	22.7	20.3	34.3	55.5	28.5	208.5	1304.30
2012	190.8	330.1	178.0	63.4	0.0	53.2	18.6	20.0	52.9	64.1	61.0	238.8	1270.90
2013	158.2	157.2	214.4	26.4	62.9	26.2	0.0	70.5	48.4	113.7	65.0	135.6	1078.50
2014	201.5	115.0	129.8	84.7	74.0	2.6	11.1	39.4	82.5	73.8	119.0	182.6	1116.00
<b>Promedio</b>	<b>239.8</b>	<b>200.7</b>	<b>171.4</b>	<b>73.4</b>	<b>23.5</b>	<b>13.5</b>	<b>16.6</b>	<b>32.1</b>	<b>53.6</b>	<b>91.8</b>	<b>97.7</b>	<b>177.3</b>	<b>1191.3</b>
<b>Máximo</b>	<b>506.4</b>	<b>439.6</b>	<b>309.7</b>	<b>273.1</b>	<b>74.0</b>	<b>56.2</b>	<b>115.4</b>	<b>143.0</b>	<b>208.1</b>	<b>386.8</b>	<b>303.9</b>	<b>399.8</b>	<b>1974.5</b>
<b>Mínimo</b>	<b>29.1</b>	<b>59.7</b>	<b>57.0</b>	<b>3.4</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>0.0</b>	<b>11.7</b>	<b>14.0</b>	<b>14.4</b>	<b>729.5</b>
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>
S/D =	Sin Dato.							FUENTE: 1964 - 2014 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA					
T =	Traza.												
<b>26.9</b>	Completado con Promedio												

**Figura 118.** Precipitación mensual completada de la estación Ollachea. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA														
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL														
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Sicuani														
ESTACIÓN :	SICUANI / 000759							LAT.	14°15'13"	"S"	DPTO. :	CUSCO		
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	71°14'14"	"W"	PROV. :	CANCHIS		
							ALT.	3574 msnm.			DIST. :	SICUANI		
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	120.84	118.35	164.64	32.06	14.08	0.14	0.25	1.91	41.41	53.52	62.21	94.51	703.92	
1965	144.06	124.13	150.58	62.35	2.47	3.11	0.03	2.44	10.84	57.51	88.94	130.68	777.14	
1966	107.68	122.61	108.8	10.89	12.66	0.04	8.7	0.13	19.45	37.67	84.09	96.55	609.27	
1967	96.26	128.16	113.81	30.41	4.32	2.85	0.16	15.24	37.23	47.24	51.33	165.09	692.10	
1968	101.68	74.23	101.38	51.66	6.19	8.27	0.47	21.52	7.27	50.9	122.56	74.88	621.01	
1969	155.62	171.56	84.66	51.73	2.51	0.03	1.4	6.38	31.11	29.34	40.61	78.53	653.48	
1970	98.54	136.91	113.47	94.46	26.54	1.25	1.34	0.08	77.48	46.22	24.6	181.35	802.24	
1971	168.28	151.99	68.36	59.36	12.21	0	0.34	23.03	3.2	26.35	102.59	96.36	712.07	
1972	174.83	113.98	99.9	30.72	1.61	0.33	0.56	11.96	15.95	62.25	66.95	114.6	693.64	
1973	116.39	121.55	109.95	188.24	0.53	0	3.49	10.55	81.91	51.13	37.64	90.89	812.27	
1974	116.42	150.52	132.98	50.68	7.3	0.98	0.09	8.06	18.05	43.92	59.21	94.67	682.88	
1975	108.74	132.78	52.75	29.3	11.6	0.01	1.5	0.11	11.56	55.37	36.03	175.49	615.24	
1976	178.9	120.98	128.13	36.29	13.98	1.91	4.54	11.37	36.56	73.59	60.75	109.32	776.32	
1977	92.72	100.96	132.23	37.51	24.44	3.69	0.64	1.42	28.93	42.16	108.7	156.41	729.81	
1978	153.13	165.95	130.79	72.5	19.48	5.49	0.07	0.18	34.42	49.85	93.26	175.95	901.07	
1979	143.2	136.69	115.14	131.66	0.85	0.03	2.21	3.57	6.84	61.46	45.37	106.53	753.55	
1980	105.92	135.83	119.41	34.14	5.31	18.64	4.7	0.07	4.51	17.35	85.22	118.45	649.55	
1981	148.11	159.84	108.21	34.03	0	0.85	0.13	0.45	24.01	46.54	48.62	104.38	675.17	
1982	158.84	64.73	111.97	57.53	11.64	0.02	0.27	7.12	14.94	34.71	141.39	84.37	687.53	
1983	99.31	100.64	78.35	22.62	6.29	0.01	0.55	0.09	3.44	92.36	32.87	52.98	489.51	
1984	135.93	206.74	137.57	24.07	8.48	0.04	4.98	0.22	6.82	66.56	75.26	121.42	788.09	
1985	129.11	151.12	141.67	48.44	19.32	0	1.18	0.14	38.66	50.58	56.46	109.66	746.34	
1986	161.03	201.44	198.49	73.39	6.27	9.74	1.13	0.41	17.45	69.08	47.89	120.34	906.66	
1987	120.19	117.86	99.6	44.46	1.13	5.25	4.49	0.16	6.89	57.98	98.36	149.01	705.38	
1988	146.44	141.84	209.86	77.81	31.78	0.05	0.03	0.38	2.22	115.35	21.66	128.45	875.87	
1989	107.21	164.03	87.67	176.28	32.47	0	1.92	23.03	9.54	11.59	111.89	102.15	827.78	
1990	127.1	104.8	71.2	33.8	3.16	6.37	0.21	6.54	6.96	34.27	128.27	82.45	605.13	
1991	93.3	76.3	87.5	59.3	18.1	14.4	0	0	12.7	44.9	43.7	106.27	556.47	
1992	99.2	61.4	101.13	33.72	8.53	2.31	0.15	19.5	19.1	62.8	96.8	53.6	558.24	
1993	163	87.1	116.2	57.4	0	1.2	2	9.8	26.7	66	136.4	114.1	779.90	
1994	127.5	143.8	128.4	74.9	18.8	0.3	0	1.2	9.3	50.5	81	127.4	763.10	
1995	107.4	105.2	131.3	64.4	3.1	1.2	2.8	0	16.6	36	92.3	117	677.30	
1996	121.3	112	155.5	42.7	16.3	0	0	12	24.5	54.2	61.6	115.7	715.80	
1997	226.7	173.8	176.9	49.9	3.5	0	5.2	15.2	8.9	45.5	135.5	64.6	905.70	
1998	102.3	131	97.8	15.1	0	0	0	5.6	1.7	92.2	73.6	92.7	612.00	
1999	133.3	145.4	83.4	85.7	17.6	3.2	0.3	0	44.1	24.4	38.5	127.2	703.10	
2000	110.4	180	121.9	15.6	7.2	6	4.4	1.7	18.6	76.4	25.2	92.6	660.00	
2001	213	158.1	176.9	55.3	25.9	1.2	13.9	10.5	34.7	48.3	76.2	134.4	948.40	
2002	154.7	205.2	145.7	126.4	32.9	0	26.1	4.7	37.4	75.9	87.3	141.5	1037.80	
2003	129.2	131.8	160	59.6	18.7	6.6	0	8	1.6	37.5	27.2	125.5	705.70	
2004	162.6	191	80.4	47	7.6	8.2	4.2	12	51.6	28.9	92.4	98.4	784.30	
2005	66.3	178.8	120.3	44.9	4.5	0	2.7	0	7.6	48.3	75	93.4	641.80	
2006	151.2	120.8	92.8	99	3.3	5.7	0	10.3	23.3	45.4	111.3	102	765.10	
2007	115.8	86.9	174.4	45.1	5.3	0	9	0	15.2	60.7	77	73.8	663.20	
2008	137.3	133.5	117.9	21.6	7	0.7	0.6	0.6	2.6	84.1	61.6	149	716.50	
2009	89.8	140.6	85.8	37.6	5.7	0	6.2	0	11.1	32.2	129	121.1	659.10	
2010	161	95.8	118	48.4	2.6	0	0	5.7	2.4	62.8	46.6	125.1	668.40	
2011	107.6	118.4	156.4	132.7	14.4	2.9	4.4	2.6	52.2	25.3	29	131.1	777.00	
2012	155.2	184.8	103	49	0.5	3.2	0.8	0	14.2	36.4	38.7	149.8	735.60	
2013	191.8	157.7	78.9	23.5	7.2	7.1	0	11.2	1.8	38.1	66.2	162.7	746.20	
2014	154.1	134.3	55.4	36.7	9.4	0	0.2	6.3	24.5	49.2	33.8	156.4	660.3	
<b>Promedio</b>	133.1	134.8	118.4	57.3	10.3	2.6	2.5	5.8	20.8	51.2	71.9	115.5	<b>724.2</b>	
<b>Máximo</b>	226.7	206.7	209.9	188.2	32.9	18.6	26.1	23.0	81.9	115.4	141.4	181.4	<b>1037.8</b>	
<b>Mínimo</b>	66.3	61.4	52.8	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	11.6	21.7	53.0	<b>489.5</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.			FUENTE: 1974 - 2014 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA										
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 119.** Precipitación mensual completada de la estación Sicuani. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA														
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL														
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Antauta														
ESTACIÓN :	ANTAUTA / PLU-157406						LAT.	14°20'0"	"S"	DPTO.	PUNO			
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)						LOG.	70°25'0"	"W"	PROV.	MELGAR			
							ALT.	4150 msnm.		DIST.	ANTAUTA			
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	36.7	0	208.8	21.7	6	0	0	5.4	39	21.8	61.3	137.6	538.30	
1965	121.8	72.1	149.4	32.5	22.4	6.1	2.7	12.1	70.8	23.5	55.4	61.7	630.50	
1966	63.1	35	25.6	21.9	51.7	0	0	1.9	33.6	95.9	95.6	68.5	492.80	
1967	107.7	93.9	112.1	43.5	48.9	0	50.9	55.4	83.8	76.4	75.7	117.7	866.00	
1968	65.4	284.3	145.4	29.5	64.2	27.6	37.1	54.1	91.7	206.2	230.3	129.5	1,365.30	
1969	185.8	256.7	226	168.4	73.2	69.3	73	39.2	77.9	0	73.9	180.3	1,423.70	
1970	120.6	75.7	85.9	112.8	22	3.3	0.2	0	85.2	62.9	26.4	117.5	712.50	
1971	128.7	171.8	39.1	54.8	6.7	0	0	32.5	34.9	101.9	58.1	90.9	719.40	
1972	151.1	91.9	63.4	16	0	0	4.4	46.5	22.5	36.8	68.8	147.3	648.70	
1973	128.1	163.5	91.5	47.9	12.1	14.8	26.4	26.7	56.5	33.2	61.2	105.5	767.40	
1974	107.7	117.8	202.8	11.1	14.7	13	0	77.2	41.3	51.4	26.8	22.6	686.40	
1975	65.6	131.6	106.2	31.3	15.2	11.1	6.5	2.4	18.6	29.2	53.2	75.4	546.30	
1976	117.8	148.04	132.5	22.7	36.5	12.11	52.98	105.41	29.39	80.27	36.95	71.85	846.50	
1977	84.79	156.25	138.57	18.57	7.06	7.67	3.27	7.45	60.59	87.4	96.48	107.56	775.66	
1978	121.53	132.1	188.11	52.83	14.92	0.61	0	0.12	61.53	52.76	134.06	112.25	870.82	
1979	106.32	74.54	42.25	33.34	16.71	4.26	1.73	20.58	57.69	47.58	52.22	111.33	568.55	
1980	104.08	79.35	59.88	41.94	35.23	15.02	10.5	10.96	42.43	137.68	62.84	76.46	676.37	
1981	117.85	86.3	113.81	49.34	9.17	0.05	0.04	30.14	58.43	77.7	86.79	161.68	791.30	
1982	165.07	68.29	112.16	10.51	6.9	0.26	0.18	71.24	13.56	23.19	55.92	94.96	622.24	
1983	81.96	27.22	90.91	41.42	29.31	6.65	2.41	8.55	25.04	26.21	67.4	88.56	495.64	
1984	99.99	114.41	74.89	19.38	6.75	3.25	0	0.15	92.73	65.17	92.07	143.96	712.75	
1985	135.65	134.65	65.11	31.69	51.54	64.79	0.75	3.1	81.14	90.3	253.33	125.89	1,037.94	
1986	134.83	225.91	173.02	17.01	26.09	2.67	1.78	27.42	88.83	19.84	58.25	120.7	896.35	
1987	101.73	53.42	90.64	55.2	33.13	8.04	49.35	4.68	69.15	131.94	135.22	139.08	871.58	
1988	124.95	123.87	189.1	33.12	23.53	1.31	0.67	1	46.86	126.24	53.06	117.25	840.96	
1989	136.73	227.31	140.22	82.06	27.52	8.12	0.52	58.64	53.58	67.53	56.57	61.66	920.46	
1990	105.44	89.46	24.22	22.11	7.59	58.44	1.51	31.67	56.13	97.18	102.29	119.49	715.53	
1991	110.77	71.25	54.88	31.84	20.25	0.69	0.63	3.84	38.99	43.74	44.99	121.55	543.42	
1992	108.6	86.8	40.1	27.28	2.62	45.9	0.79	54.17	25.89	22.31	54.84	126.77	596.07	
1993	128.06	167.66	157.21	44.16	37.24	37.95	27.2	105.22	55.8	92.26	68.66	138.94	1,060.36	
1994	140.94	213.22	165.58	50.14	24.58	4.02	0.03	22.89	7.04	42.35	40.94	124	835.73	
1995	77.27	68.64	57.5	30.98	13.94	0.53	2.24	1.99	38.84	52.1	66.09	85.89	496.01	
1996	89.1	57.22	139.22	34.06	18.08	5.85	1.6	38.3	33.16	23.28	74.43	105.99	620.29	
1997	130.87	224.3	242.8	15	9.9	0.99	0.39	42.95	34.7	5.1	52.77	114.61	874.38	
1998	67.85	17.89	44.83	104.67	9.93	38.79	0.16	3.76	11.55	4.62	66.77	103.55	474.37	
1999	78.1	57.65	193.55	68.11	23.68	3.41	0.83	0.33	33.12	2.55	36.79	62.74	560.86	
2000	83.03	131.33	82.92	32.58	24.5	2.76	16.03	24.12	59.05	66.57	44.25	55	622.14	
2001	76.26	219.6	161.23	37.75	22.28	14.09	13.82	8.51	47.16	76.53	47.2	103.31	827.74	
2002	105.71	94.2	56.66	53.51	7.67	13.38	538.23	60.68	71.55	46.64	76.96	123.89	1,249.08	
2003	144.94	181.68	194.77	40.25	12.51	53.99	16.33	61.87	59.29	37.29	34.1	93.64	930.66	
2004	181.32	233.89	90.89	30.61	31.08	2.6	43.96	130.93	72.3	85.52	48.79	89.95	1,041.84	
2005	48.31	201.28	97.84	21.91	33.42	1.41	2.22	13.56	52.3	32.86	61.06	100.39	666.56	
2006	94.41	7.78	39.52	49.32	19.58	63.26	0.22	20.89	73.82	63.03	95.41	110.2	637.44	
2007	125.87	104.82	204.33	29.47	22.49	21.27	19.72	5.69	62.43	65.52	54.9	100.81	817.32	
2008	128.23	68.21	50.02	24.29	24.51	0	0.2	2.71	49.85	49.57	44.14	129.25	570.98	
2009	108.96	183.47	70.75	52.17	7.56	0.34	30.46	26.13	64.31	31.65	108.12	127.67	811.59	
2010	144.2	175.85	66.47	29.73	6.1	0.12	0.98	27.56	51.49	30.65	33.33	85.9	652.38	
2011	72.17	87.86	147.31	86.96	24.76	2.37	51.19	58.38	91.22	69.98	42.81	70.64	805.65	
2012	118.59	172.48	132.04	35.11	30.74	0.94	0.67	3.57	34.44	37.1	44.79	132.56	743.03	
2013	117.88	220.72	155.83	23.75	5.44	20.29	0.77	29.76	39.99	55.64	42.13	84.37	796.57	
2014	49.89	117.11	127.56	53.87	17.03	0.01	1.11	54.46	82.23	59.07	59.41	100.41	722.16	
<b>Promedio</b>	108.9	125.5	115.0	41.8	21.9	13.2	21.5	30.1	52.6	58.2	70.1	105.9	<b>764.6</b>	
<b>Máximo</b>	185.8	284.3	242.8	168.4	73.2	69.3	538.2	130.9	92.7	206.2	253.3	180.3	<b>1423.7</b>	
<b>Mínimo</b>	36.7	0.0	24.2	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	26.4	22.6	<b>474.4</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.						FUENTE: 1964 - 1975 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA							
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 120.** Precipitación mensual completada de la estación Antauta. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA														
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL														
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Combapata														
ESTACIÓN :	COMBAPATA / 000756 / DRE-12						LAT.	14°06'	"S"	DPTO.	CUSCO			
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)						LOG.	71°26'	"W"	PROV.	CANCHIS			
							ALT.	3464 msnm.			DIST.	COMBAPATA		
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	36.7	0	208.8	21.7	6	0	0	5.4	39	21.8	61.3	137.6	538.30	
1965	121.8	72.1	149.4	32.5	22.4	6.1	2.7	12.1	70.8	23.5	55.4	61.7	630.50	
1966	63.1	35	25.6	21.9	51.7	0	0	1.9	33.6	95.9	95.6	68.5	492.80	
1967	107.7	93.9	112.1	43.5	48.9	0	50.9	55.4	83.8	76.4	75.7	117.7	866.00	
1968	65.4	284.3	145.4	29.5	64.2	27.6	37.1	54.1	91.7	206.2	230.3	129.5	1365.30	
1969	185.8	256.7	226	168.4	73.2	69.3	73	39.2	77.9	0	73.9	180.3	1423.70	
1970	120.6	75.7	85.9	112.8	22	3.3	0.2	0	85.2	62.9	26.4	117.5	712.50	
1971	128.7	171.8	39.1	54.8	6.7	0	0	32.5	34.9	101.9	58.1	90.9	719.40	
1972	151.1	91.9	63.4	16	0	0	4.4	46.5	22.5	36.8	68.8	147.3	648.70	
1973	128.1	163.5	91.5	47.9	12.1	14.8	26.4	26.7	56.5	33.2	61.2	105.5	767.40	
1974	107.7	117.8	202.8	11.1	14.7	13	0	77.2	41.3	51.4	26.8	22.6	686.40	
1975	65.6	131.6	106.2	31.3	15.2	11.1	6.5	2.4	18.6	29.2	53.2	75.4	546.30	
1976	117.8	148.04	132.5	22.7	36.5	12.11	52.98	105.41	29.39	80.27	36.95	71.85	846.50	
1977	84.79	156.25	138.57	18.57	7.06	7.67	3.27	7.45	60.59	87.4	96.48	107.56	775.66	
1978	121.53	132.1	188.11	52.83	14.92	0.61	0	0.12	61.53	52.76	134.06	112.25	870.82	
1979	106.32	74.54	42.25	33.34	16.71	4.26	1.73	20.58	57.69	47.58	52.22	111.33	568.55	
1980	104.08	79.35	59.88	41.94	35.23	15.02	10.5	10.96	42.43	137.68	62.84	76.46	676.37	
1981	117.85	86.3	113.81	49.34	9.17	0.05	0.04	30.14	58.43	77.7	86.79	161.68	791.30	
1982	165.07	68.29	112.16	10.51	6.9	0.26	0.18	71.24	13.56	23.19	55.92	94.96	622.24	
1983	81.96	27.22	90.91	41.42	29.31	6.65	2.41	8.55	25.04	26.21	67.4	88.56	495.64	
1984	99.99	114.41	74.89	19.38	6.75	3.25	0	0.15	92.73	65.17	92.07	143.96	712.75	
1985	135.65	134.65	65.11	31.69	51.54	64.79	0.75	3.1	81.14	90.3	253.33	125.89	1037.94	
1986	134.83	225.91	173.02	17.01	26.09	2.67	1.78	27.42	88.83	19.84	58.25	120.7	896.35	
1987	101.73	53.42	90.64	55.2	33.13	8.04	49.35	4.68	69.15	131.94	135.22	139.08	871.58	
1988	124.95	123.87	189.1	33.12	23.53	1.31	0.67	1	46.86	126.24	53.06	117.25	840.96	
1989	136.73	227.31	140.22	82.06	27.52	8.12	0.52	58.64	53.58	67.53	56.57	61.66	920.46	
1990	105.44	89.46	24.22	22.11	7.59	58.44	1.51	31.67	56.13	97.18	102.29	119.49	715.53	
1991	110.77	71.25	54.88	31.84	20.25	0.69	0.63	3.84	38.99	43.74	44.99	121.55	543.42	
1992	108.6	86.8	40.1	27.28	2.62	45.9	0.79	54.17	25.89	22.31	54.84	126.77	596.07	
1993	128.06	167.66	157.21	44.16	37.24	37.95	27.2	105.22	55.8	92.26	68.66	138.94	1060.36	
1994	140.94	213.22	165.58	50.14	24.58	4.02	0.03	22.89	7.04	42.35	40.94	124	835.73	
1995	77.27	68.64	57.5	30.98	13.94	0.53	2.24	1.99	38.84	52.1	66.09	85.89	496.01	
1996	89.1	57.22	139.22	34.06	18.08	5.85	1.6	38.3	33.16	23.28	74.43	105.99	620.29	
1997	130.87	224.3	242.8	15	9.9	0.99	0.39	42.95	34.7	5.1	52.77	114.61	874.38	
1998	67.85	17.89	44.83	104.67	9.93	38.79	0.16	3.76	11.55	4.62	66.77	103.55	474.37	
1999	78.1	57.65	193.55	68.11	23.68	3.41	0.83	0.33	33.12	2.55	36.79	62.74	560.86	
2000	83.03	131.33	82.92	32.58	24.5	2.76	16.03	24.12	59.05	66.57	44.25	55	622.14	
2001	76.26	219.6	161.23	37.75	22.28	14.09	13.82	8.51	47.16	76.53	47.2	103.31	827.74	
2002	105.71	94.2	56.66	53.51	7.67	13.38	538.23	60.68	71.55	46.64	76.96	123.89	1249.08	
2003	144.94	181.68	194.77	40.25	12.51	53.99	16.33	61.87	59.29	37.29	34.1	93.64	930.66	
2004	181.32	233.89	90.89	30.61	31.08	2.6	43.96	130.93	72.3	85.52	48.79	89.95	1041.84	
2005	48.31	201.28	97.84	21.91	33.42	1.41	2.22	13.56	52.3	32.86	61.06	100.39	666.56	
2006	94.41	7.78	39.52	49.32	19.58	63.26	0.22	20.89	73.82	63.03	95.41	110.2	637.44	
2007	125.87	104.82	204.33	29.47	22.49	21.27	19.72	5.69	62.43	65.52	54.9	100.81	817.32	
2008	128.23	68.21	50.02	24.29	24.51	0	0.2	2.71	49.85	49.57	44.14	129.25	570.98	
2009	108.96	183.47	70.75	52.17	7.56	0.34	30.46	26.13	64.31	31.65	108.12	127.67	811.59	
2010	144.2	175.85	66.47	29.73	6.1	0.12	0.98	27.56	51.49	30.65	33.33	85.9	652.38	
2011	72.17	87.86	147.31	86.96	24.76	2.37	51.19	58.38	91.22	69.98	42.81	70.64	805.65	
2012	118.59	172.48	132.04	35.11	30.74	0.94	0.67	3.57	34.44	37.1	44.79	132.56	743.03	
2013	117.88	220.72	155.83	23.75	5.44	20.29	0.77	29.76	39.99	55.64	42.13	84.37	796.57	
2014	49.89	117.11	127.56	53.87	17.03	0.01	1.11	54.46	82.23	59.07	59.41	100.41	722.2	
<b>Promedio</b>	108.9	125.5	115.0	41.8	21.9	13.2	21.5	30.1	52.6	58.2	70.1	105.9	<b>764.6</b>	
<b>Máximo</b>	185.8	284.3	242.8	168.4	73.2	69.3	538.2	130.9	92.7	206.2	253.3	180.3	<b>1423.7</b>	
<b>Mínimo</b>	36.7	0.0	24.2	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	0.0	26.4	22.6	<b>474.4</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.						FUENTE: 1974 - 1996 SENAMHI - OFICINA GENERAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA							
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 121.** Precipitación mensual completada de la estación Combapata. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA															
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL															
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Corani															
ESTACIÓN	CORANI / PLU-012112										LAT.	13°52"	"S"	DPTO.	PUNO
PARÁMETRO	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)										LOG.	70°36'	"W"	PROV.	CARABAYA
											ALT.	4010	msnm.	DIST.	CORANI
ANOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL		
1964	123.1	59.8	60.9	40.2	14.2	0.8	4.0	19.0	23.1	40.5	42.2	72.3	499.86		
1965	110.4	72.2	64.8	32.9	15.9	1.1	4.9	14.4	15.1	32.9	31.7	67.1	463.40		
1966	71.4	80.9	56.1	25.5	18.3	6.0	3.9	6.1	14.1	52.6	61.2	69.5	465.59		
1967	60.7	91.6	87.4	28.4	14.1	3.2	8.9	9.2	14.1	47.3	57.3	73.0	495.17		
1968	66.4	112.7	81.7	38.0	12.4	0.5	6.6	4.6	12.7	37.8	34.8	84.9	493.03		
1969	113.0	79.9	57.1	30.4	8.0	4.9	19.8	3.3	8.2	36.1	35.1	62.3	458.02		
1970	112.0	64.5	66.0	34.1	13.8	15.8	16.7	13.7	18.6	46.8	66.1	89.6	557.52		
1971	105.0	126.8	53.4	32.1	12.6	5.1	23.7	20.3	13.5	40.7	40.1	70.8	544.14		
1972	119.6	118.3	82.3	38.2	11.7	0.1	1.4	18.5	17.7	36.6	39.1	58.6	541.93		
1973	135.0	74.9	78.8	45.3	11.9	1.7	3.5	17.1	22.5	55.6	57.5	109.7	613.45		
1974	175.4	70.9	56.3	49.6	11.2	0.9	2.7	40.1	25.3	41.2	51.0	64.9	589.40		
1975	73.5	100.3	63.4	30.8	17.2	1.7	13.1	4.1	14.6	45.5	50.8	80.1	495.06		
1976	146.6	57.7	47.5	36.4	16.8	18.5	27.3	32.1	19.3	27.7	28.6	59.6	517.96		
1977	73.4	137.9	117.0	30.8	9.6	1.2	3.4	8.5	16.4	45.9	50.7	87.2	581.99		
1978	116.3	68.1	60.3	56.8	13.5	3.2	6.4	0.7	15.7	35.9	35.7	59.7	472.46		
1979	119.2	47.1	69.0	52.9	19.5	0.8	3.5	7.1	14.6	38.6	46.7	132.1	550.95		
1980	82.9	67.6	71.5	32.9	12.2	4.6	9.3	15.2	15.5	57.3	69.9	64.4	503.42		
1981	103.3	82.3	101.6	34.6	9.0	0.9	1.1	6.6	13.5	53.3	60.4	69.3	535.90		
1982	156.1	48.9	66.3	35.0	6.1	0.2	1.8	36.6	12.3	60.0	68.1	255.6	746.94		
1983	94.1	46.9	36.6	28.5	10.3	1.1	3.0	18.4	15.0	29.0	30.0	64.1	376.90		
1984	189.2	56.2	68.1	34.3	14.2	2.2	6.2	0.6	12.2	63.1	67.3	84.5	598.15		
1985	151.8	96.7	71.4	43.4	12.8	4.8	16.6	11.1	20.4	35.1	44.7	220.9	729.60		
1986	128.7	111.6	113.1	37.7	11.4	1.1	10.8	10.5	23.0	39.8	56.7	62.1	606.45		
1987	99.7	72.8	46.8	49.8	12.1	2.5	10.6	6.8	9.0	53.5	63.5	81.9	509.08		
1988	120.9	69.4	100.2	41.2	16.7	1.7	8.6	9.3	10.9	33.8	44.4	70.5	527.57		
1989	104.9	77.9	57.5	72.5	13.2	17.7	6.8	7.7	15.4	43.5	49.8	77.1	543.99		
1990	117.5	53.4	40.1	38.9	4.6	4.5	1.5	15.5	14.9	60.1	70.0	100.2	521.35		
1991	96.8	63.5	54.2	25.5	6.5	0.5	2.0	4.8	8.9	41.1	47.6	86.6	438.06		
1992	109.0	67.7	62.2	26.7	5.5	0.8	10.8	5.1	9.1	39.9	48.0	85.8	470.46		
1993	135.8	61.3	66.4	41.3	18.9	27.0	23.6	26.0	20.5	52.6	64.9	91.4	629.67		
1994	110.0	84.9	75.6	39.1	17.9	10.0	11.1	13.9	4.7	50.5	60.8	47.5	525.84		
1995	44.0	102.1	81.1	24.6	6.0	0.2	0.9	5.7	9.8	34.0	31.4	62.3	402.07		
1996	129.4	66.3	60.0	25.6	14.5	0.7	3.4	16.8	13.5	48.5	65.1	87.8	531.48		
1997	130.7	109.6	120.7	49.3	19.3	6.3	6.4	8.3	11.6	50.3	55.3	73.7	641.39		
1998	94.4	92.8	51.2	39.4	6.8	3.6	6.0	3.1	6.3	59.7	74.2	65.9	503.31		
1999	108.3	113.8	74.9	33.5	9.8	1.4	1.4	2.3	7.8	42.2	48.9	60.7	504.90		
2000	123.6	74.6	65.1	31.3	12.4	31.4	18.0	14.6	18.4	65.6	68.3	74.1	597.40		
2001	130.0	142.3	118.2	43.6	18.2	0.2	33.2	25.4	25.4	48.1	54.2	53.2	692.00		
2002	66.0	159.6	122.8	44.6	10.4	11.6	19.0	9.8	23.6	73.0	60.4	95.4	696.20		
2003	126.0	75.6	108.6	80.0	8.2	4.6	4.0	15.0	15.0	28.8	23.6	87.6	577.00		
2004	138.7	73.0	55.4	41.4	20.0	15.4	16.4	19.0	13.6	40.2	56.1	76.3	565.50		
2005	74.2	123.6	63.8	20.8	5.8	0.0	0.2	2.4	12.0	48.2	53.0	56.0	460.00		
2006	114.4	72.2	86.1	41.2	8.1	3.3	0.8	16.6	20.6	48.4	90.6	128.6	630.90		
2007	83.2	53.6	56.6	27.2	17.0	0.2	6.0	0.6	3.8	38.0	38.8	87.4	412.40		
2008	120.4	52.2	75.9	28.4	15.8	1.7	8.2	10.1	14.7	43.7	56.3	50.7	478.07		
2009	113.9	73.5	63.5	41.2	20.0	15.0	16.4	19.0	13.6	38.0	38.8	87.4	540.30		
2010	138.7	73.0	55.4	41.4	20.0	15.4	16.4	19.0	13.6	40.2	56.1	76.3	565.50		
2011	74.2	123.6	63.8	20.8	5.8	0.0	0.2	2.4	12.0	48.2	53.0	56.0	460.00		
2012	114.4	72.2	37.6	41.2	16.3	2.2	9.4	8.7	13.1	30.7	30.9	76.9	453.51		
2013	90.4	116.5	82.0	35.0	16.5	42.8	32.0	28.9	18.6	58.9	65.8	65.9	653.28		
2014	80.7	78.2	62.0	31.0	8.9	0.1	0.0	8.6	23.3	48.6	60.7	62.9	464.9		
<b>Promedio</b>	110.1	83.8	71.3	37.8	12.8	5.9	9.2	12.6	14.9	45.2	52.1	82.1	537.9		
<b>Máximo</b>	189.2	159.6	122.8	80.0	20.0	42.8	33.2	40.1	25.4	73.0	90.6	255.6	746.9		
<b>Mínimo</b>	44.0	46.9	36.6	20.8	4.6	0.0	0.0	0.6	3.8	27.7	23.6	47.5	376.9		
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>		
S/D =	Sin Dato.			FUENTE: 2001-2012				EGESG							
T =	Traza.														
<b>26.9</b>	Completado con Promedio														

**Figura 122.** Precipitación mensual completada de la estación Corani. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>														
1.6.1. INFORMACIÓN COMPLETADA														
1.6.1.2 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL														
Cuadro 6.1.2.1 Precipitación Total Mensual Tabinapampa														
ESTACIÓN :	TABINAPAMPA							LAT.	13°43'	"S"	DPTO.	PUNO		
PARÁMETRO :	PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL (mm)							LOG.	70°27'	"W"	PROV.	CARABAYA		
							ALT.	2100 msnm.			DIST.	OLLACHEA		
ANOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	
1964	147.5	161.2	198.3	80.6	30.7	10.2	13.6	14.9	43.0	124.7	87.0	123.7	1,035.40	
1965	161.3	193.7	155.0	89.9	24.9	7.8	8.3	18.0	23.2	46.4	94.7	126.0	949.19	
1966	165.1	169.3	112.1	59.1	30.7	6.7	8.5	31.5	29.4	80.5	100.2	154.4	947.50	
1967	196.8	144.6	133.8	49.3	19.6	2.8	13.0	37.4	36.4	109.8	63.7	79.4	886.44	
1968	164.1	232.0	148.2	75.5	17.1	5.6	20.6	12.1	34.8	80.2	101.5	127.2	1019.01	
1969	148.3	189.5	107.0	63.3	16.2	1.5	19.4	38.5	28.2	70.8	71.2	97.9	851.83	
1970	144.5	196.0	225.4	103.2	27.0	8.4	10.6	12.7	44.4	124.7	74.5	130.2	1101.59	
1971	208.2	154.3	82.0	32.3	17.1	4.4	3.3	6.3	11.2	31.1	98.8	142.6	791.39	
1972	161.6	220.9	117.3	52.7	14.7	0.6	2.5	16.1	30.6	94.7	80.9	145.5	938.02	
1973	141.3	165.7	149.7	41.7	23.6	12.6	29.9	39.8	47.7	124.8	93.8	120.5	990.96	
1974	190.9	175.9	160.9	85.8	36.6	3.7	4.8	28.8	35.9	83.8	82.9	142.5	1032.49	
1975	186.3	206.2	172.0	80.6	33.1	18.0	20.2	48.5	25.3	95.8	103.4	154.0	1143.21	
1976	159.9	199.1	138.2	63.9	34.2	19.8	62.4	71.4	36.3	68.9	88.4	144.6	1087.02	
1977	216.8	258.9	210.5	96.1	22.3	2.9	5.8	8.8	24.2	56.1	120.3	187.3	1209.90	
1978	258.5	188.6	158.9	63.9	22.0	4.2	4.7	9.6	47.7	124.8	103.9	138.0	1124.70	
1979	175.0	129.0	119.8	31.3	21.2	2.5	13.1	27.8	24.0	64.8	90.7	140.2	839.33	
1980	231.8	140.5	134.6	83.5	22.8	5.0	17.0	22.9	15.1	39.8	79.0	133.9	925.89	
1981	159.7	152.8	172.1	71.6	17.6	1.0	1.2	10.9	35.2	116.8	73.0	95.2	907.04	
1982	158.0	161.2	134.4	54.3	15.3	1.1	1.8	17.5	25.2	105.1	106.0	161.4	941.35	
1983	189.1	145.1	112.9	51.9	19.3	4.7	4.8	6.7	9.1	11.3	82.4	114.9	752.28	
1984	175.8	125.5	126.8	66.6	24.5	8.3	11.2	41.1	29.4	104.1	98.0	162.1	973.15	
1985	221.1	157.4	117.0	49.1	25.6	8.2	5.3	7.8	41.1	105.4	116.0	153.9	1007.75	
1986	163.4	207.7	201.8	80.2	28.1	11.3	23.5	28.9	43.6	124.7	72.8	122.1	1107.99	
1987	183.6	113.8	101.4	32.1	19.2	1.3	12.9	32.7	27.8	107.4	104.4	155.2	891.93	
1988	164.9	149.6	170.8	48.8	29.7	7.9	7.1	14.5	16.3	23.2	57.0	86.1	775.87	
1989	128.8	149.1	132.8	16.4	18.3	14.9	17.8	34.4	23.2	71.8	61.0	79.4	747.76	
1990	195.5	154.3	99.9	36.8	10.2	9.7	12.1	18.7	36.4	121.0	60.1	130.5	885.19	
1991	147.4	164.9	147.8	61.2	9.4	11.0	14.3	14.1	20.7	49.4	67.1	78.6	785.79	
1992	172.1	158.9	99.8	45.8	10.3	5.6	4.7	20.6	26.4	57.4	100.8	163.5	865.62	
1993	134.2	116.6	142.5	62.6	29.3	18.8	104.1	71.4	17.3	55.1	107.1	166.4	1025.33	
1994	264.5	184.6	156.8	62.1	21.7	9.1	13.5	19.7	26.7	103.7	95.7	112.0	1069.95	
1995	208.6	178.4	142.4	76.3	11.2	0.8	1.1	6.6	18.3	44.8	93.5	103.9	885.86	
1996	133.9	221.4	165.0	82.4	30.5	2.4	17.6	32.6	7.5	15.3	88.3	113.2	910.03	
1997	159.7	236.9	369.5	120.3	43.8	4.3	3.6	14.8	23.4	95.8	106.6	180.3	1358.97	
1998	236.6	133.6	93.4	34.3	11.5	3.8	5.7	15.3	10.7	49.3	102.1	149.9	846.23	
1999	170.9	202.2	176.1	87.3	16.8	1.3	1.4	5.9	25.8	81.6	45.8	56.7	871.84	
2000	86.6	162.5	134.9	67.0	16.0	9.4	18.6	31.7	29.4	111.4	55.4	41.3	764.01	
2001	230.0	297.4	270.6	92.2	34.4	9.0	26.4	48.6	38.4	99.2	82.2	81.0	1309.40	
2002	104.0	261.6	193.0	68.0	23.3	28.0	19.2	26.8	30.6	91.6	103.2	172.4	1193.70	
2003	183.4	162.8	203.6	113.2	38.4	8.8	13.0	48.2	19.4	49.4	69.2	152.2	1061.60	
2004	153.4	144.6	126.8	35.6	42.0	17.8	63.8	68.6	30.0	66.7	92.8	126.4	968.50	
2005	123.0	204.6	99.3	19.0	10.6	0.6	0.3	4.0	19.7	79.7	87.3	92.8	740.90	
2006	189.2	119.3	142.6	68.0	13.3	5.7	7.8	26.8	45.0	95.4	111.6	167.1	991.80	
2007	163.3	123.4	175.8	73.8	28.8	14.4	24.0	17.0	35.8	73.0	64.9	120.0	914.20	
2008	239.2	125.2	124.6	43.2	26.0	13.9	8.8	18.6	22.5	80.0	46.3	31.6	779.87	
2009	65.5	257.4	128.2	82.0	20.7	0.6	9.0	15.6	4.2	0.2	108.4	140.2	832.00	
2010	123.0	204.6	99.3	19.0	10.6	0.6	0.3	4.0	19.7	79.7	87.3	92.8	740.90	
2011	189.2	119.3	142.6	68.0	13.3	5.7	7.8	26.8	45.0	95.4	111.6	167.1	991.80	
2012	241.0	200.1	102.4	75.6	29.4	3.5	3.0	10.1	26.6	62.9	71.2	101.3	927.03	
2013	147.4	194.2	176.4	76.8	26.2	9.8	37.4	38.4	19.5	71.3	76.5	93.7	967.52	
2014	128.6	135.2	131.4	82.8	18.5	4.8	2.7	36.0	47.7	124.8	74.8	124.2	911.6	
<b>Promedio</b>	172.4	175.5	149.8	64.2	22.7	7.3	16.4	25.1	28.1	79.3	86.6	125.0	<b>952.5</b>	
<b>Máximo</b>	264.5	297.4	369.5	120.3	43.8	28.0	104.1	71.4	47.7	124.8	120.3	187.3	<b>1359.0</b>	
<b>Mínimo</b>	65.5	113.8	82.0	16.4	9.4	0.6	0.3	4.0	4.2	0.2	45.8	31.6	<b>740.9</b>	
<b>Nro</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	<b>51</b>	
S/D =	Sin Dato.			FUENTE: 2001-2012				EGESG						
T =	Traza.													
<b>26.9</b>	Completado con Promedio													

**Figura 123.** Precipitación mensual completada de la estación Tabinapampa. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>													
1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA													
1.6.1.1 Caudal Mensual													
Cuadro N° 6.1.1.1													
REGISTRO DE CAUDALES MENSUALES - ESTACIÓN OLLACHEA													
Caudales	Medios	Mensuales Historicos (m3/s)											
Estacion :		Ollachea										Latitud :	13°48'
Cuenca :		San Gabán										Longitud :	70°28'
Río :		San Gabán										Elevación :	2,690
Área de Captación:		2175 km2										Fuente :	EGESG
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
1982	118.40	40.60	63.60	37.69	14.80	8.91	7.51	6.68	6.79	10.82	27.31	33.42	31.38
1983	43.01	55.52	37.51	24.90	13.58	8.98	6.29	7.69	8.70	10.71	17.71	16.49	20.92
1984	84.51	71.40	58.10	34.71	12.40	7.51	5.89	5.79	7.91	10.60	27.49	35.50	30.15
1985	119.90	41.80	33.60	33.60	16.50	7.70	7.50	7.80	9.10	11.60	25.00	32.00	28.84
1986						8.24	7.60	7.16	7.06	9.36	15.07	26.55	
1987	95.85	64.77	33.52	23.48	12.66	7.71	6.48	5.90	8.13	15.17	32.80	40.90	28.95
1988	50.10	52.79	81.73	56.34	18.06	9.38	6.61	5.96	8.10	11.45	14.32	25.77	28.38
1989	50.26	62.40	78.76	46.58	18.48								
1990						8.93	6.30	5.53	6.55	10.55	32.21	44.74	
1991						9.94	6.48	5.91	6.11	9.10	15.98	37.44	
1992	91.52	80.03	56.93	24.40				6.51	6.63	9.42	16.89		
1993	51.13	54.62	52.30	45.26	17.95	8.61	6.47	7.56	8.96	10.16	24.41	48.69	28.01
1994	57.41	74.58	57.27	44.57	17.42	8.76	6.58	5.37	6.53	8.10	15.24	36.09	28.16
1995	46.91	35.33	87.07	23.17	7.90	6.34	4.79	7.16	7.06	9.36	15.07	26.55	23.06
1996	52.15	50.74	43.26	31.32	14.58	8.22	7.15	6.96	8.49	8.87	19.87	35.19	23.90
1997	62.50	71.45	84.65	30.96	12.86	7.99	6.50	5.97	7.00	7.49	18.18	23.96	28.29
1998	29.13	56.25	55.57	31.86	14.40	9.68	7.38	8.26	11.01	13.52	19.15	20.78	23.08
1999	39.59	87.00	71.08	37.94	20.76	9.15	5.51	4.43	5.18	5.94	8.51	22.99	26.51
2000	53.60	75.80	53.30	22.60	11.00	7.00	7.20	6.60	6.70	11.20	11.80	22.10	24.08
2001	79.42	76.48	84.15	31.03	15.02	8.95	7.21	6.29	6.59	10.35	18.92	28.14	31.05
2002	47.97	81.40	82.83	34.93	14.00	8.36	7.91	7.19	7.93	11.82	25.37	41.97	30.97
2003	69.97	68.66	62.89	68.23	17.19	9.30	7.13	7.31	6.96	8.47	11.34	19.49	29.75
2004	92.30	77.48	32.72	24.76	14.82	9.46	8.47	7.16	6.96	9.37	16.34	33.78	27.80
2005	36.27	84.26	62.74	27.51	11.80	9.54	8.51	8.33	7.61	9.92	15.88	21.06	25.29
2006	70.86	55.63	38.51	39.17	12.35	8.97	7.65	7.15	7.34	11.30	25.25	65.08	29.11
2007	62.18	49.86	52.09	32.73	13.82	8.14	7.33	6.88	8.02	10.54	13.68	25.99	24.27
2008	73.17	55.70	61.58	21.09	11.66	8.14	6.78	7.00	7.70	10.34	13.08	19.28	24.63
2009	48.39	50.20	20.09	26.26	13.27	13.19	10.72	10.05	11.48	11.98	22.31	52.31	24.19
2010	93.86	71.85	51.17	33.60	15.23	8.65	8.08	8.01	8.51	9.01	11.45	32.14	29.30
2011	46.87	93.41	104.56	52.98	19.86	9.30	7.87	7.00	7.24	11.52	12.64	34.50	33.98
2012													
<b>Promedio</b>	65.43	63.86	59.31	35.12	14.65	8.57	6.94	6.70	7.50	10.21	19.35	31.86	27.46
<b>Desv.Std.</b>	25.01	14.89	17.85	11.26	2.92	0.88	0.87	0.94	1.19	1.87	6.45	11.08	3.21
<b>Maximo</b>	119.90	87.00	87.07	68.23	20.76	9.94	8.51	8.33	11.01	15.17	32.80	65.08	119.90
<b>Minimo</b>	29.13	35.33	32.72	22.60	7.90	6.34	4.79	4.43	5.18	5.94	8.51	16.49	4.43
<b>Nº Datos</b>	23	23	23	23	22	24	24	25	25	25	25	24	24
7.40	Información completada con el promedio												
108.02	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG												

**Figura 124.** Registro de caudales mensuales de la estación Ollachea. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
<b>1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA</b>															
<b>1.6.1.1 Caudal Mensual</b>															
<b>Cuadro 6.1.1.2</b>															
<b>REGISTRO DE CAUDALES MENSUALES EN LA ESTACIÓN CAMATANI (RÍO SAN GABÁN)</b>															
ESTACION :	CAMATANI					LAT. :	13° 44'	"S"						DPTO. :	PUNO
PARAMETRO :	CAUDALES MENSUALES (m3/s)					LOG. :	70° 27'	"W"						PROV. :	CARABAYA
FUENTE :	EGESG					ALT. :	2,240	msnm.						DIST. :	
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
2001	109.91	87.62	119.71	37.64	15.85	10.11	9.35	10.64	10.83	14.10	20.95	32.25	39.91		
2002	56.04	110.61	112.89	57.33	21.29	13.05	12.48	12.53	14.07	18.08	35.75	67.59	44.31		
2003	80.23	83.21	77.97	87.46	21.52	12.76	11.50	13.85	12.06	10.78	13.44	24.57	37.45		
2004	114.66	98.76	44.14	31.66	18.27	13.59	11.65	11.28	10.39	12.49	19.33	37.45	35.30		
2005	41.07	95.55	67.12	33.39	15.97	13.53	12.58	11.67	6.88	13.51	21.13	22.49	29.57		
2006	77.99	73.32	47.74	50.51	16.03	12.16	11.76	12.23	10.45	15.50	45.55	74.59	37.32		
2007	76.12	57.70	62.81	37.71	13.68	8.36	9.85	11.53	12.15	12.04	15.74	30.77	29.04		
2008	105.82	70.42	82.50	26.07	14.40	10.60	9.17	9.58	10.35	13.31	14.64	37.01	33.66		
2009	62.92	76.30	63.61	31.02	14.88	11.88	9.50	8.50	9.45	11.10	22.08	49.16	30.87		
2010	117.94	89.93	64.20	42.08	15.61	11.04	11.12	10.67	12.23	12.52	13.96	40.11	36.78		
2011	54.77	117.48	131.20	66.96	20.70	12.42	11.87	11.99	12.69	15.37	16.28	42.97	42.89		
2012	62.51	108.18	86.92	47.01	19.94	13.95	10.68	9.51	8.97	9.56	14.85	51.64	36.98		
2013	87.38	117.23	89.53	37.78	16.43	12.23	9.23	10.03	10.93	16.81	35.58	77.31	43.37		
Promedio	80.57	91.26	80.80	45.12	17.27	11.97	10.82	11.08	10.88	13.47	22.25	45.22	36.73		
Desv.Std.	25.16	18.89	26.97	17.09	2.73	1.59	1.26	1.45	1.84	2.46	10.21	18.09	5.06		
Maximo	117.94	117.48	131.20	87.46	21.52	13.95	12.58	13.85	14.07	18.08	45.55	77.31	131.20		
Minimo	41.07	57.70	44.14	26.07	13.68	8.36	9.17	8.50	6.88	9.56	13.44	22.49	6.88		
Nº Datos	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13		
108.02	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG														

**Figura 125.** Registro de caudales mensuales de la estación Camatani. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
<b>1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA</b>															
<b>1.6.1.1 Caudal Mensual</b>															
<b>Cuadro 6.1.1.5.</b>															
<b>REGISTRO DE AFOROS MENSUALES - NINAHUISA</b>															
ESTACION :						ESTE:	333864						DPTO. :	PUNO	
PARAMETRO :	CAUDALES MENSUALES (m3/s)					NORTE :	8443115						PROV. :	CARABAYA	
FUENTE :	EGESG					ALT. :	4,237	msnm.						DIST. :	MACUSANI
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
2011					0.16		0.06	0.04	0.23		0.10	4.10	0.78		
2012	2.08				0.14	0.12	0.05	0.04	0.04	0.04	0.28	3.28	0.67		
2013	5.41	1.74	1.99	0.49			0.03	0.07	0.02	1.20	0.69	7.09	1.87		
2014	7.66	3.85	1.64	0.43	0.12	0.05	0.10	0.03	0.28	0.09	0.30	3.41	1.50		
2015	8.45	9.01	3.54	1.41	0.32	0.12		0.03					3.27		
Promedio	5.90	4.87	2.39	0.78	0.18	0.10	0.06	0.04	0.15	0.44	0.34	4.47	1.64		
Desv.Std.	2.86	3.74	1.01	0.55	0.09	0.04	0.03	0.02	0.13	0.66	0.25	1.78	1.05		
Maximo	8.45	9.01	3.54	1.41	0.32	0.12	0.10	0.07	0.28	1.20	0.69	7.09	9.01		
Minimo	2.08	1.74	1.64	0.43	0.12	0.05	0.03	0.03	0.02	0.04	0.10	3.28	0.02		
Nº Datos	4	3	3	3	4	3	4	5	4	3	4	4	4		
108.02	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG														

**Figura 126.** Registro de caudales mensuales en el río Ninahuisa. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA															
1.6.1.1 Caudal Mensual															
<b>Cuadro 6.1.1.3.</b>															
<b>REGISTRO DE CAUDALES MENSUALES EN LA ESTACIÓN CORANI (RÍO CORANI)</b>															
ESTACION :	CORANI PUEBLO					LAT. :	13° 52'	"S"						DPTO. :	PUNO
PARAMETRO :	CAUDALES MENSUALES (m3/s)					LOG. :	70° 36'	"W"						PROV. :	CARABAYA
FUENTE :	EGESG					ALT. :	4,020	msnm						DIST. :	
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
1996										5.98	11.80	16.63			
1997	21.83	27.18	26.92	11.36	6.54	4.02	3.48	3.14	4.51	7.52	10.59	12.23	11.61		
1998	16.03	28.73	23.29	14.99	8.11	6.08	4.31	5.52	8.76	11.94	12.09	12.64	12.71		
1999	16.74	38.63	31.34	18.22	11.03	4.74	2.62	2.14	3.39	4.03	5.44	14.22	12.71		
2000	28.18	31.30	22.05	13.08	5.83	3.17	1.92	1.86	2.92	7.16	7.84	14.48	11.65		
2001	34.50	36.20	40.50	17.10	6.50	3.90	3.30	2.70	3.50	6.10	10.00	14.10	14.87		
2002	28.50	53.90	46.50	15.80	6.70	4.30	4.20	3.60	4.20	6.60	13.70	23.20	17.60		
2003	36.70	39.70	30.50	42.00	7.40	3.40	2.50	2.30	2.20	4.50	7.10	13.00	15.94		
2004	42.64	37.01	15.92	13.22	7.86	4.02	3.45	2.97	2.65	5.38	10.81	22.97	14.08		
2005	19.25	39.92	37.16	18.06	9.79	5.92	4.21	3.70	4.47	9.69	9.89	9.09	14.26		
2006	39.60	22.70	19.50	18.00	4.40	3.30	2.80	2.30	2.90	6.00	13.70	30.90	13.84		
2007	34.88	22.04	27.58	11.06	4.86	3.63	2.44	2.00	2.55	6.29	6.83	15.80	11.66		
2008	33.02	31.30	28.31	8.39	5.20	8.13	2.32	2.47	3.49	5.42	6.17	22.45	13.05		
2009	33.25	26.54	23.57	9.73	4.30	2.99	2.34	2.03	2.80	4.38	11.98	22.90	12.23		
2010	43.91	35.63	27.12	19.05	10.99	6.48	6.52	6.33	7.04	7.18	7.85	18.22	16.36		
2011	23.60	44.22	48.37	27.89	8.72	7.17	6.87	6.32	7.29	8.47	8.89	19.07	18.07		
2012	26.56	41.19	34.69	21.05	10.43	4.38	2.66	2.41	2.65	4.46	8.31	22.18	15.08		
2013	34.61	57.06	35.54	17.52	8.95	7.04	5.60	5.98	6.43	8.97	16.68	31.09	19.62		
Promedio	30.22	36.07	30.52	17.44	7.51	4.86	3.62	3.40	4.22	6.67	9.98	18.62	14.43		
Desv.Std.	8.61	9.78	9.03	7.88	2.24	1.61	1.49	1.60	1.97	2.07	2.99	6.23	2.42		
Maximo	43.91	57.06	48.37	42.00	11.03	8.13	6.87	6.33	8.76	11.94	16.68	31.09	57.06		
Minimo	16.03	22.04	15.92	8.39	4.30	2.99	1.92	1.86	2.20	4.03	5.44	9.09	1.86		
Nº Datos	17	17	17	17	17	17	17	17	17	18	18	18	17		
108.02	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG														

**Figura 127.** Registro de caudales mensuales de la estación Corani. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA															
1.6.1.1 Caudal Mensual															
<b>Cuadro 6.1.1.5.</b>															
<b>REGISTRO DE AFOROS MENSUALES - ACORA</b>															
ESTACION :						ESTE :	326986						DPTO. :	PUNO	
PARAMETRO :	CAUDALES MENSUALES (m3/s)					NORTE :	8443115						PROV. :	CARABAYA	
FUENTE :	EGESG					ALT. :	4,237	msnm.						DIST. :	MACUSANI
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
2011											0.06	3.64	1.85		
2012	1.47				0.08	0.07	0.02	0.01	0.02	0.02	0.21	2.82	0.52		
2013	3.52	1.43	1.20	0.35			0.01	0.04	0.02	0.97	0.52	4.79	1.28		
2014	4.77	3.51	1.30	0.31	0.08	0.02	0.03	0.01	0.13	0.06	0.21	1.33	0.98		
2015	5.57	6.62	1.05	0.38	0.08	0.03		0.01					1.96		
Promedio	3.83	3.85	1.18	0.34	0.08	0.04	0.02	0.02	0.05	0.35	0.25	3.15	1.10		
Desv.Std.	1.79	2.62	0.13	0.04	0.00	0.03	0.01	0.02	0.06	0.53	0.19	1.46	0.60		
Maximo	5.57	6.62	1.30	0.38	0.08	0.07	0.03	0.04	0.13	0.97	0.52	4.79	6.62		
Minimo	1.47	1.43	1.05	0.31	0.08	0.02	0.01	0.01	0.02	0.02	0.06	1.33	0.01		
Nº Datos	4	3	3	3	3	3	3	4	3	3	4	4	3		
108.02	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG														

**Figura 128.** Registro de caudales mensuales en el punto de represamiento. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

 <b>Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.</b>															
<b>1.6.1. INFORMACIÓN HISTÓRICA</b>															
<b>1.6.1.1 Caudal Mensual</b>															
<b>Cuadro 6.1.1.5.</b>															
<b>REGISTRO DE CAUDALES MENSUALES EN LA ESTACIÓN PUENTE CAQUENE (RÍO MACUSANI)</b>															
ESTACION :	PUENTE CAQUENE					LAT. :	14° 01'	"S"						DPTO. :	PUNO
PARAMETRO :	CAUDALES MENSUALES (m3/s)					LOG. :	70° 27'	"W"						PROV. :	CARABAYA
FUENTE :	EGESG					ALT. :	4,255	msnm.						DIST. :	MACUSANI
AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM		
1987	13.48	14.77	7.75	3.13	1.2	0.64	0.46	0.34	0.31	0.31	4.91	6.87	4.51		
1988															
1989															
1990															
1991															
1992															
1993															
1994															
1995															
1996															
1997															
1998															
1999							0.46	0.46	0.59	0.66	0.83	2.98			
2000															
2001	27.24	25.84	33.06	7.79	1.62	0.88	0.35	0.97	0.21	0.29	1.33	5.41	8.75		
2002	13.56	26.09	29.87	7.66	1.84	0.77	1.08	0.40	1.32	0.67	3.88	8.02	7.93		
2003	20.45	15.49	20.05	15.16	2.47	0.74	0.70	0.39	0.44	0.62	0.81	1.78	6.59		
2004	25.23	27.29	5.66	3.99	1.62	1.80	1.91	1.28	0.65	0.59	1.11	4.76	6.32		
2005	7.36	24.72	12.54	3.16	0.47	0.20	0.15	0.40	0.40	0.53	2.07	4.04	4.67		
2006	36.31	18.72	14.54	17.77	5.97	4.45	5.30	5.96	4.99	4.32	7.60	17.37	11.94		
2007	14.89	13.84	12.54	9.01	1.45	0.49	0.37	0.37	0.38	0.49	0.54	1.70	4.67		
2008	9.18	11.97	16.35	2.80	1.45	0.53	0.18	0.16	0.25	0.29	0.64	2.08	3.82		
2009	8.89	11.57	10.81	5.82	4.27	2.94	1.99	1.72	1.43	0.54	0.70	3.01	4.47		
2010	32.97	19.09	10.56	5.54	0.94	0.50	0.50	0.42	0.42	0.29	0.74	5.35	6.44		
2011	9.35	30.57	36.85	11.69	1.68	0.55	0.66	1.27	0.94	0.28	0.93	6.22	8.42		
2012															
<b>Promedio</b>	18.24	20.00	17.55	7.79	2.08	1.21	1.09	1.09	0.95	0.76	2.01	5.35	6.51		
<b>Desv.Std.</b>	10.00	6.62	10.28	4.88	1.54	1.27	1.40	1.54	1.28	1.08	2.16	4.13	2.38		
<b>Maximo</b>	36.31	30.57	36.85	17.77	5.97	4.45	5.30	5.96	4.99	4.32	7.60	17.37	36.85		
<b>Minimo</b>	7.36	11.57	5.66	2.80	0.47	0.20	0.15	0.16	0.21	0.28	0.54	1.70	0.15		
<b>Nº Datos</b>	12	12	12	12	12	12	13	13	13	13	13	13	13		
<b>108.02</b>	Caudal naturalizado. Fuente: EGESG														

**Figura 129.** Registro de caudales mensuales de la estación Puente Caquene. Fuente. Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

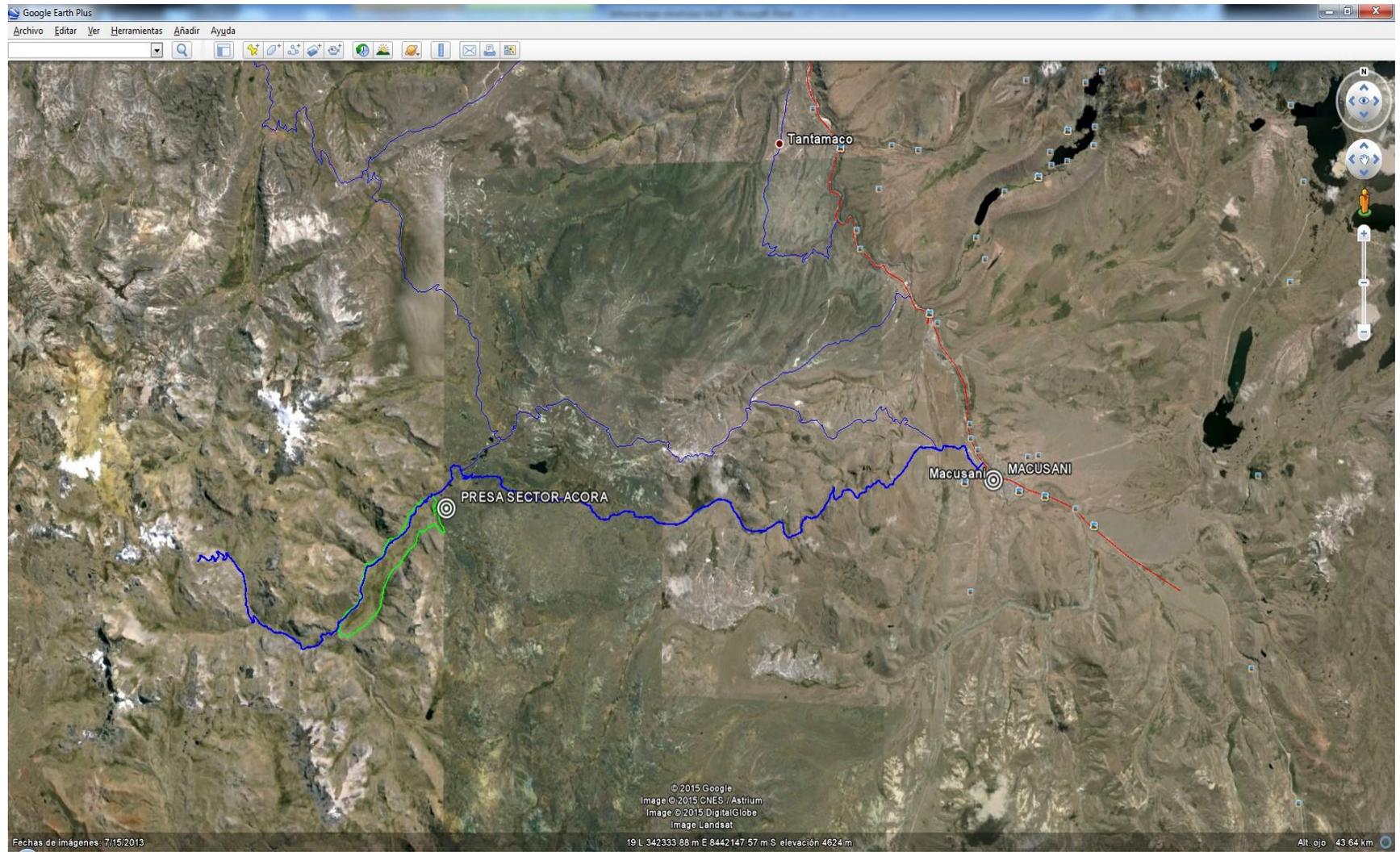


Figura 130. Imagen satelital parcial del área de estudio. Fuente. Google Earth.



*Figura 131.* Registro fotográfico de la zona de embalse aguas arriba del punto de represamiento. Fuente. Elaboración propia.



*Figura 132.* Registro fotográfico del cañón principal en el sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.

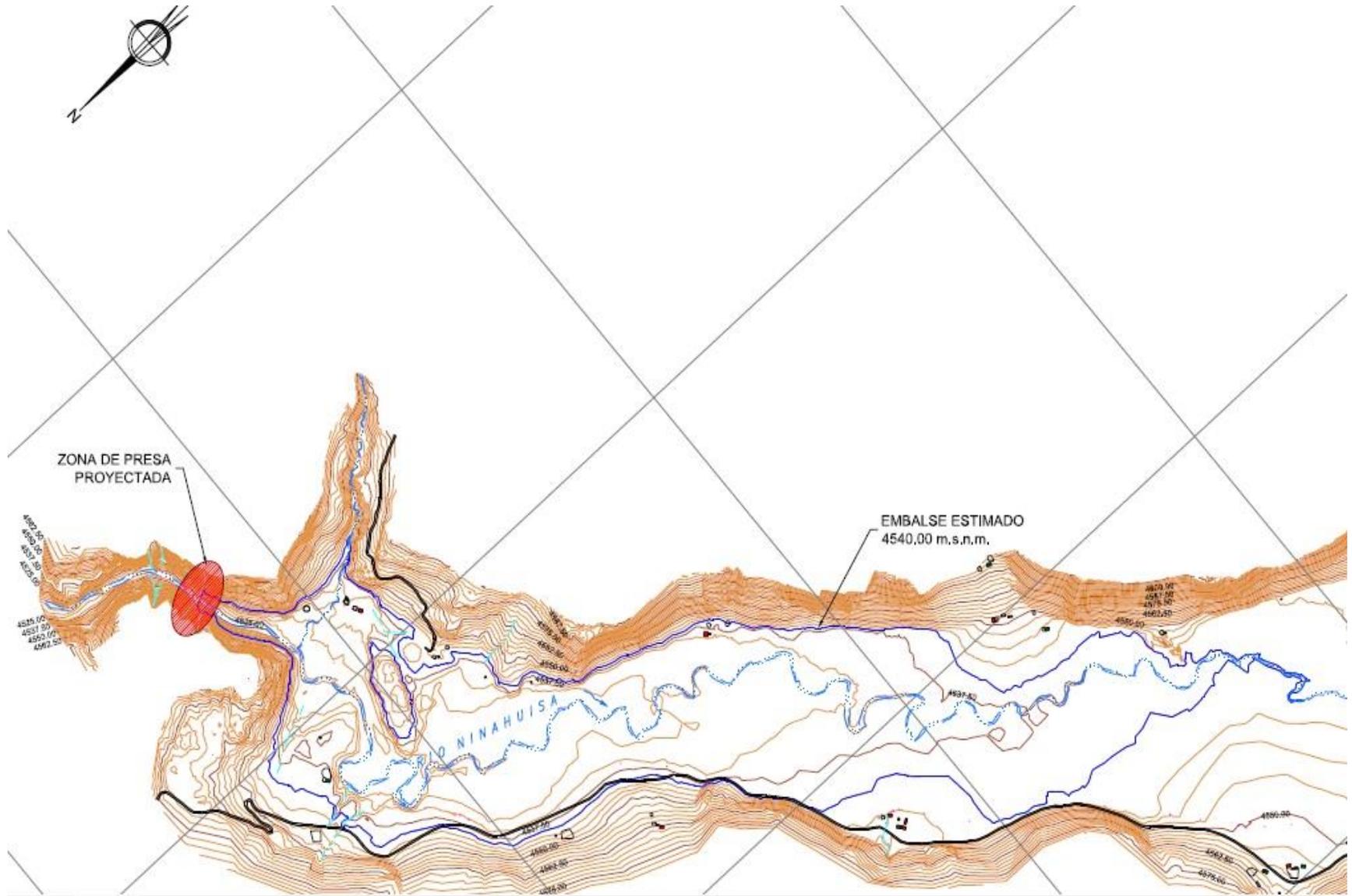


Figura 133. Topografía general del sitio de la presa y zona de embalse. Fuente. Elaboración propia.

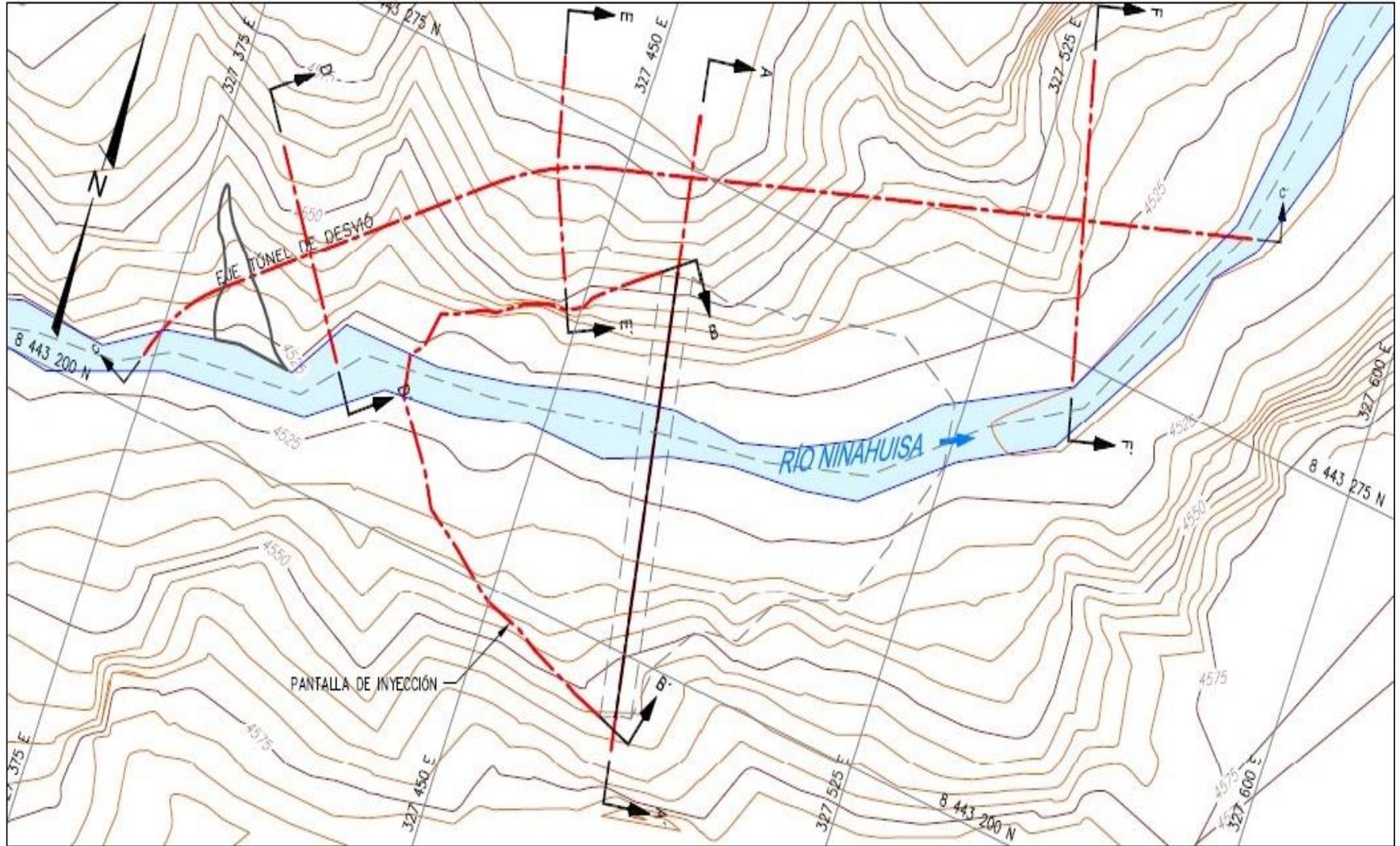
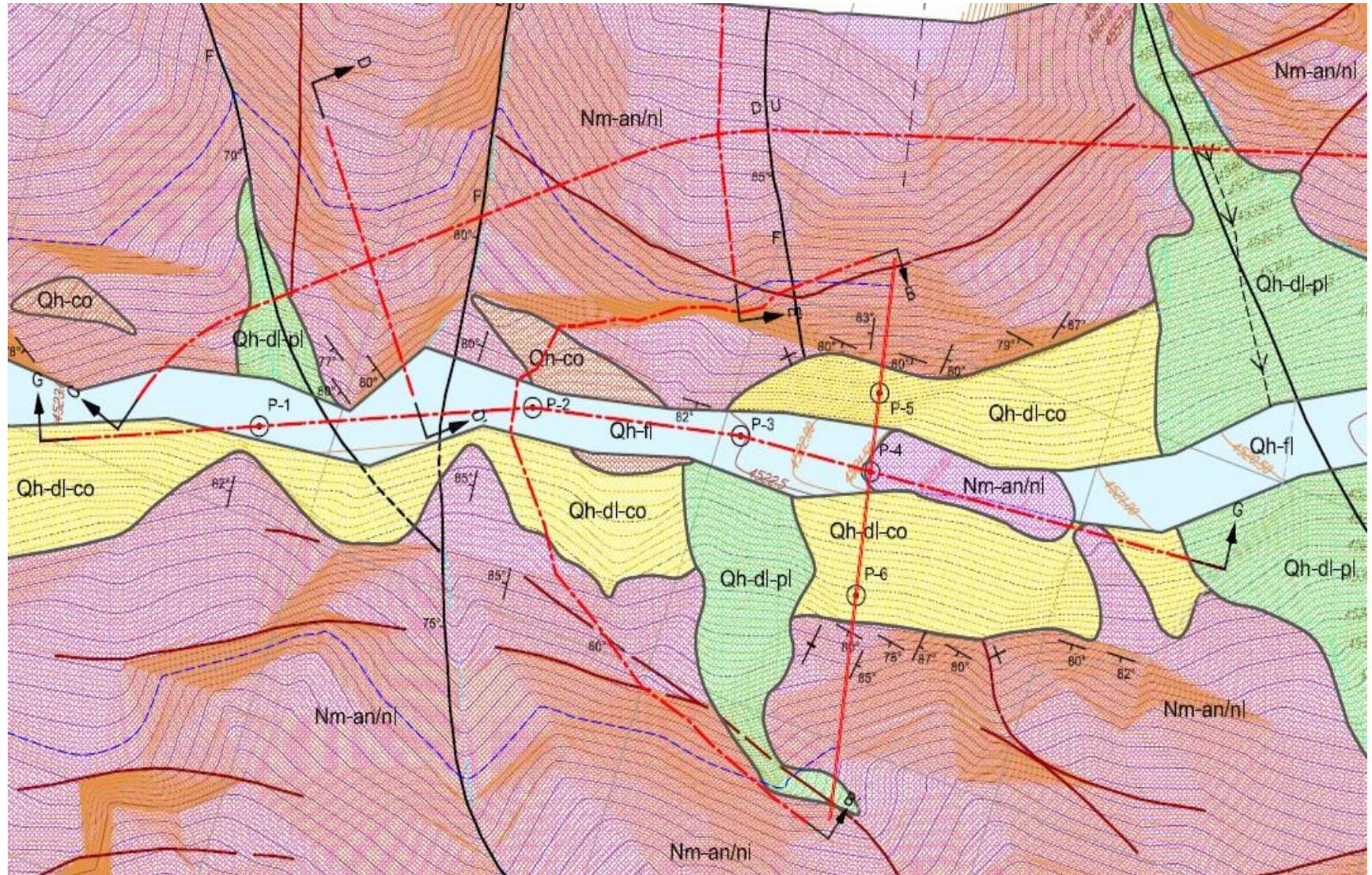


Figura 134. Topografía detallada del sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 135.** Geología del sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.

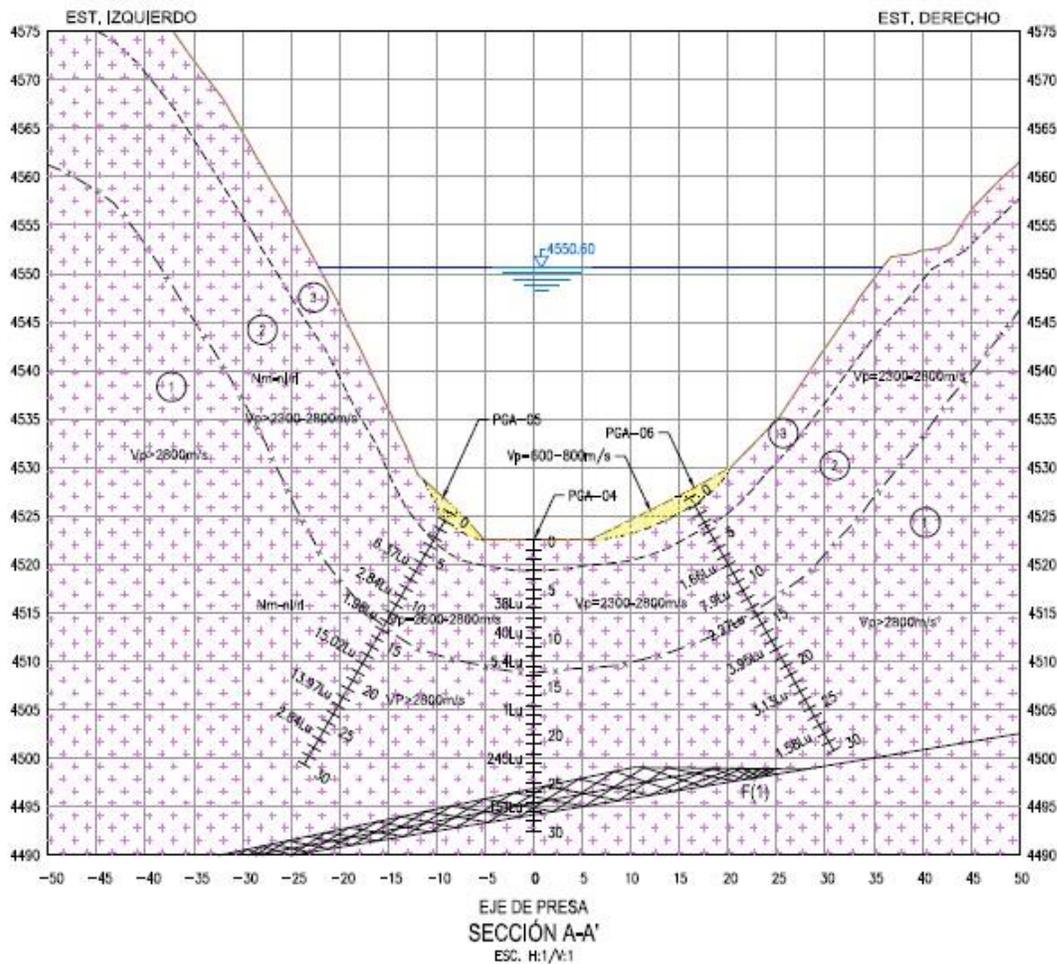


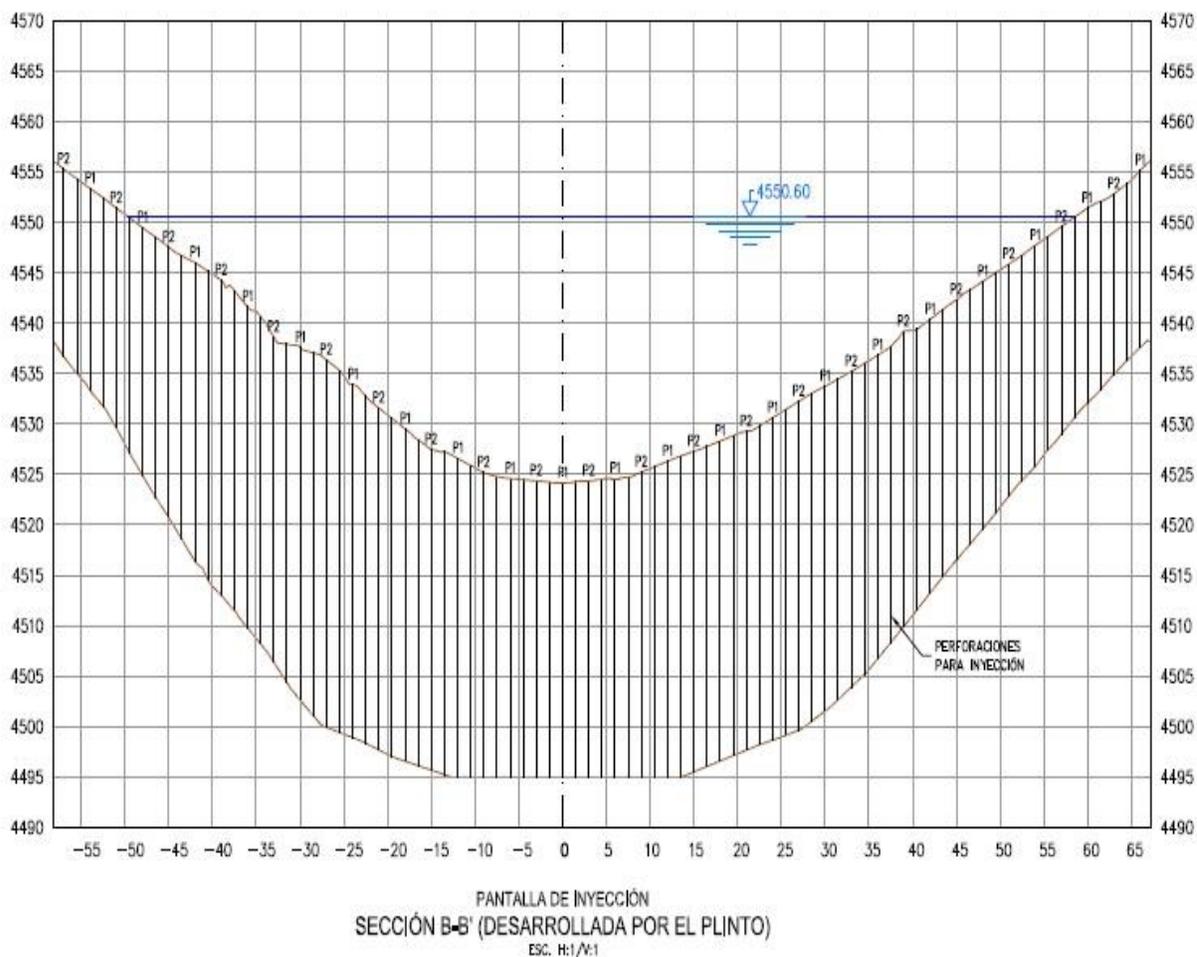
Figura 136. Eje del sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.

Tabla 53

Zonificación de la calidad de roca en el eje del sitio de la presa

Zona	Descripción	Espesor (m)	Clase RMR	Masa rocosa (RMR)	
				Cohesión	Angulo de fricción interna (°)
3	Corteza superf. de roca con fract. F5 y meteorizac. M2 a M4	2 a 4	III Regular (50)	200 a 300 KPa	25° a 35°
2	Corteza subyacente a Zona 1, fract. F4 a F3 y Meteorizac. M2 a M3	10	II Buena (67)	300 a 400 KPa	35° a 45°
1	Corteza subyacente a Zona 2, roca con fract. F4 a F3 y meteorizac. M1	>10	I Muy Buena (85)	> 400 KPa	> 45°
(x)	Falla tectónica y zona de influencia. Roca con fract F6 a F7 y meteorizac M5 a M6	variable de 10 a 100 cm	IV y V, Mala a Muy Mala (29 a 15)	100 a 200 KPa	15° a 25°

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 137.** Eje de pantalla de inyecciones. Fuente. Elaboración propia.

**Tabla 54**

*Recuperación, RQD y prueba de inyección en perforaciones en el sitio de la presa*

Sondeo	Recuperación (%)	RQD (%)	Perforación		Prueba de inyección
			Suelo	Roca	
PGA N°01	99	68	0.60	29.80	3 tramos ( 5 m, 10 m y 10 m)
PGA N°02	98	60	0.60	29.40	
PGA N°03	100	82	0.00	30.40	
PGA N°04	100	77	0.00	30.20	
PGA N°05	99	72	1.00	29.30	
PGA N°06	99	88	1.00	29.00	

Fuente: Elaboración propia.

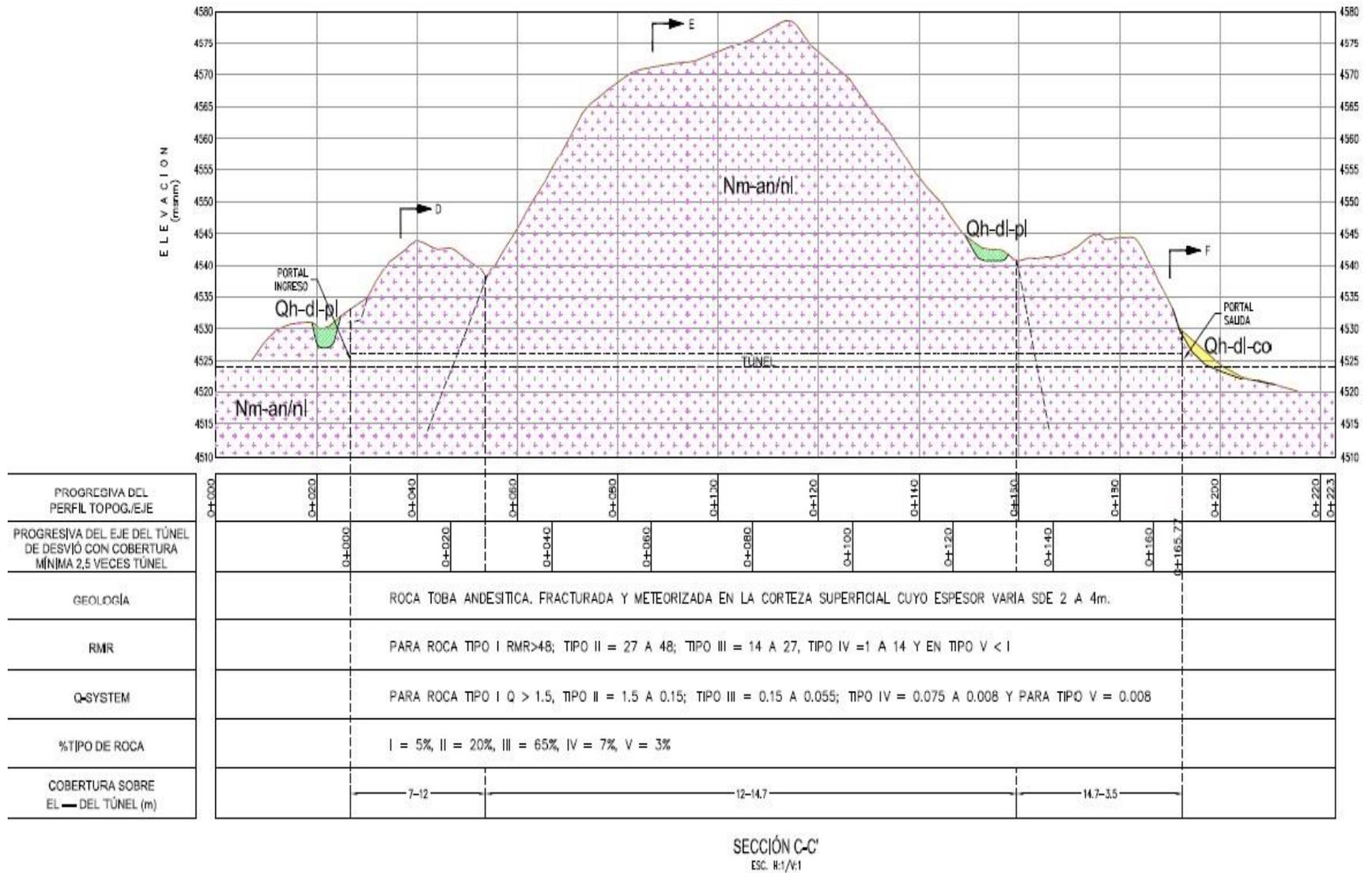


Figura 138. Perfil geológico del aliviadero de demasías y toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

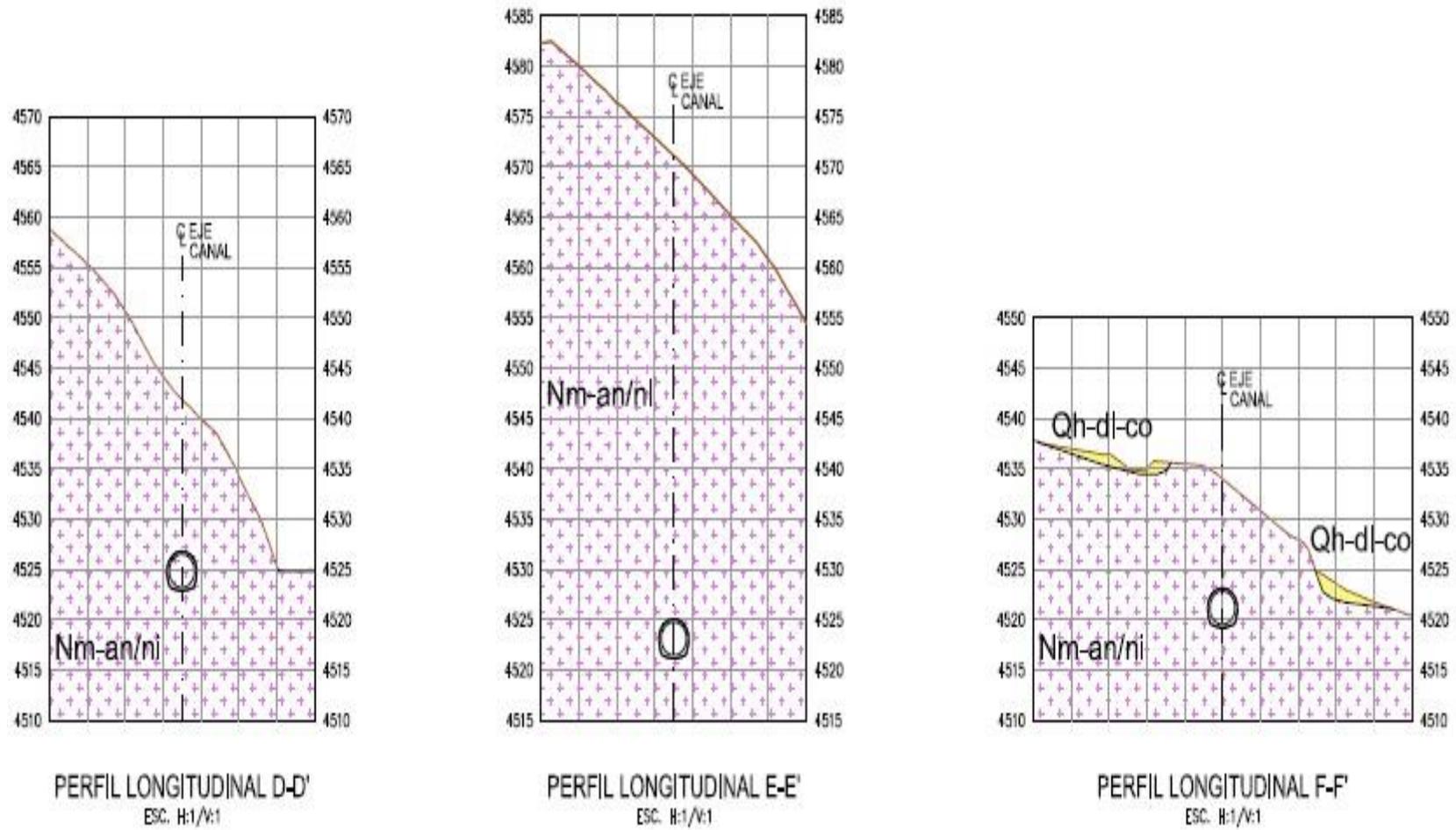


Figura 139. Secciones geológicas del aliviadero de demasías y toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

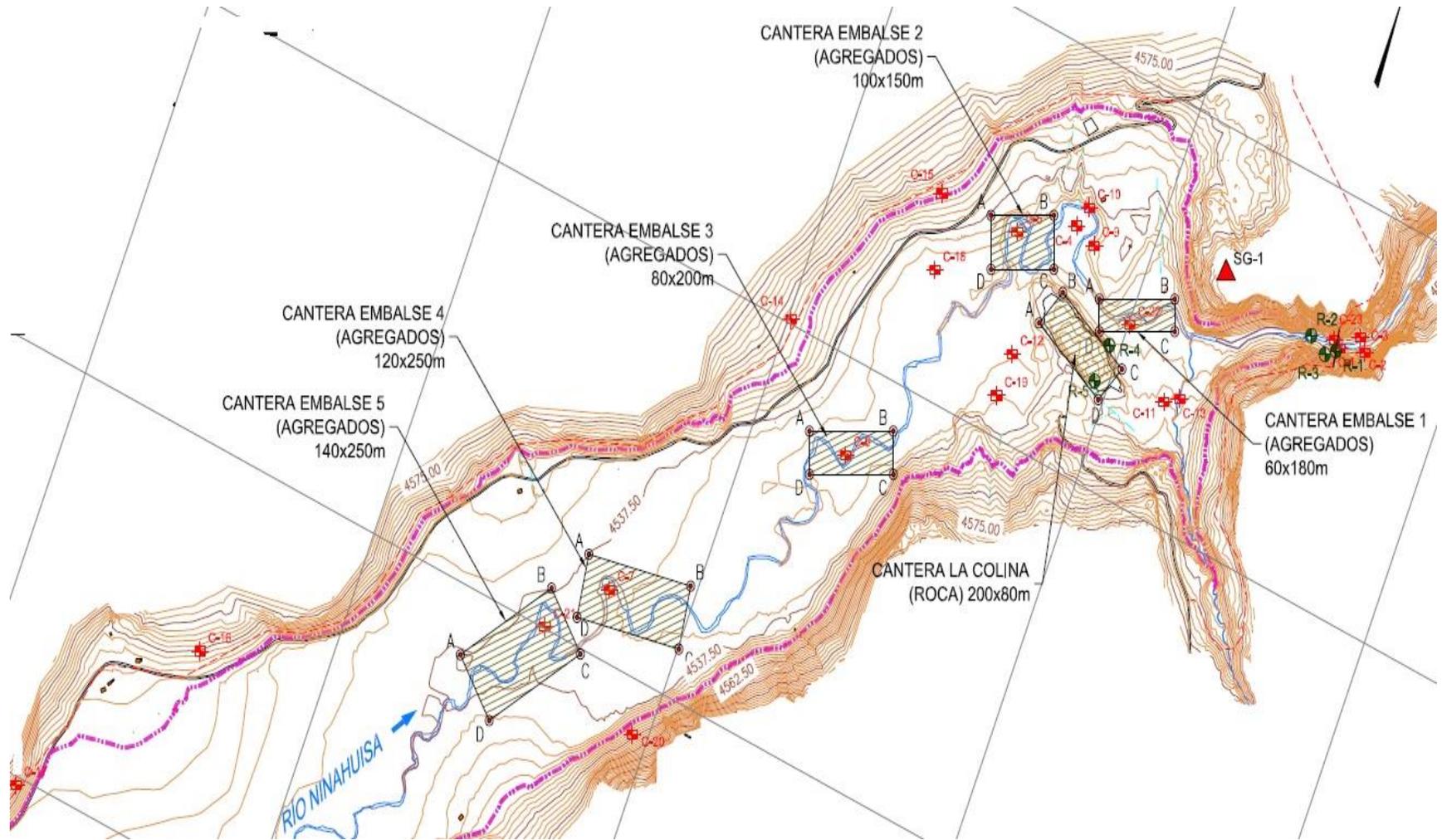


Figura 140. Ubicación de calicatas y canteras en el sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.

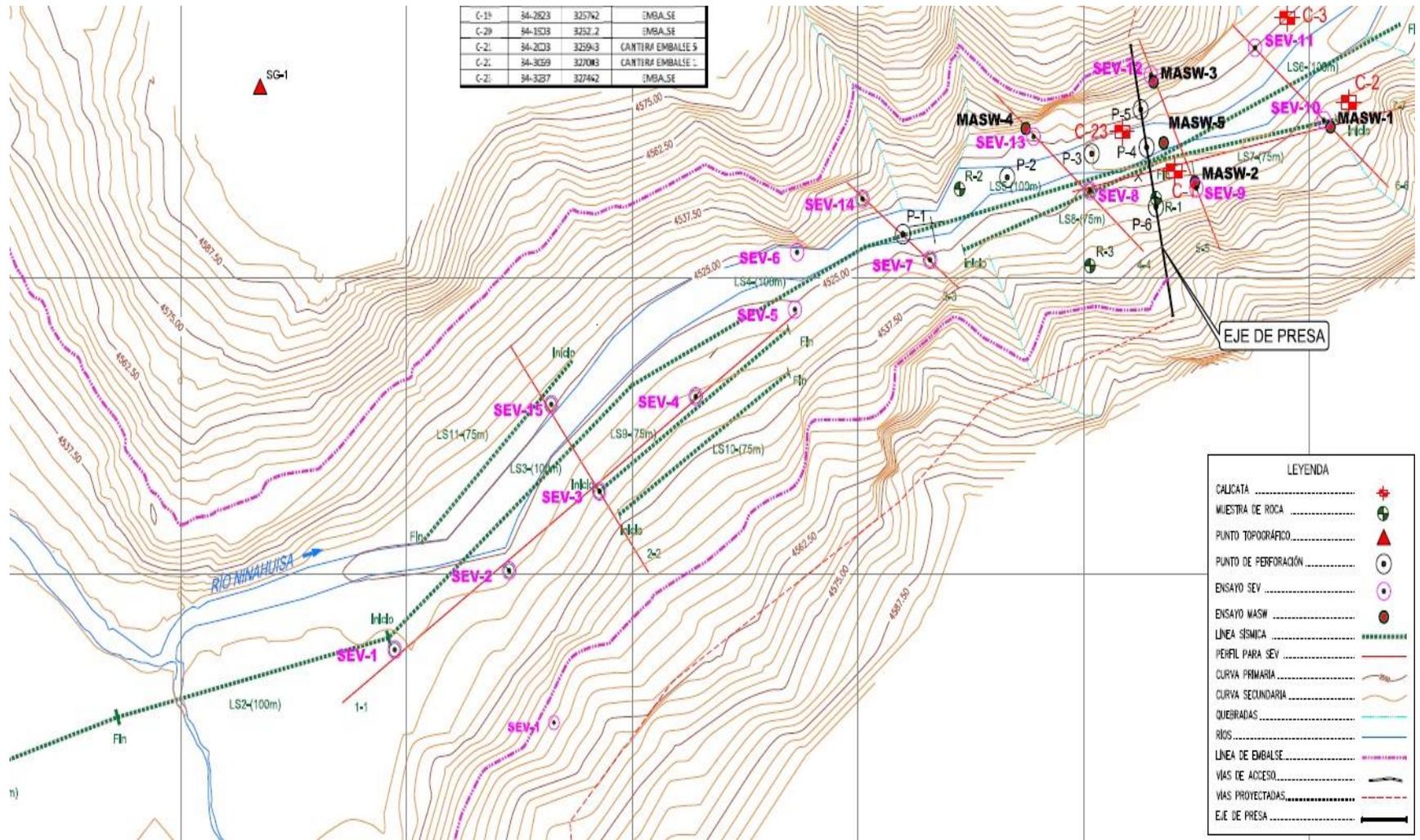


Figura 141. Ubicación de líneas de refracción sísmica y MASW en el sitio de la presa y zona de embalse. Fuente. Elaboración propia.

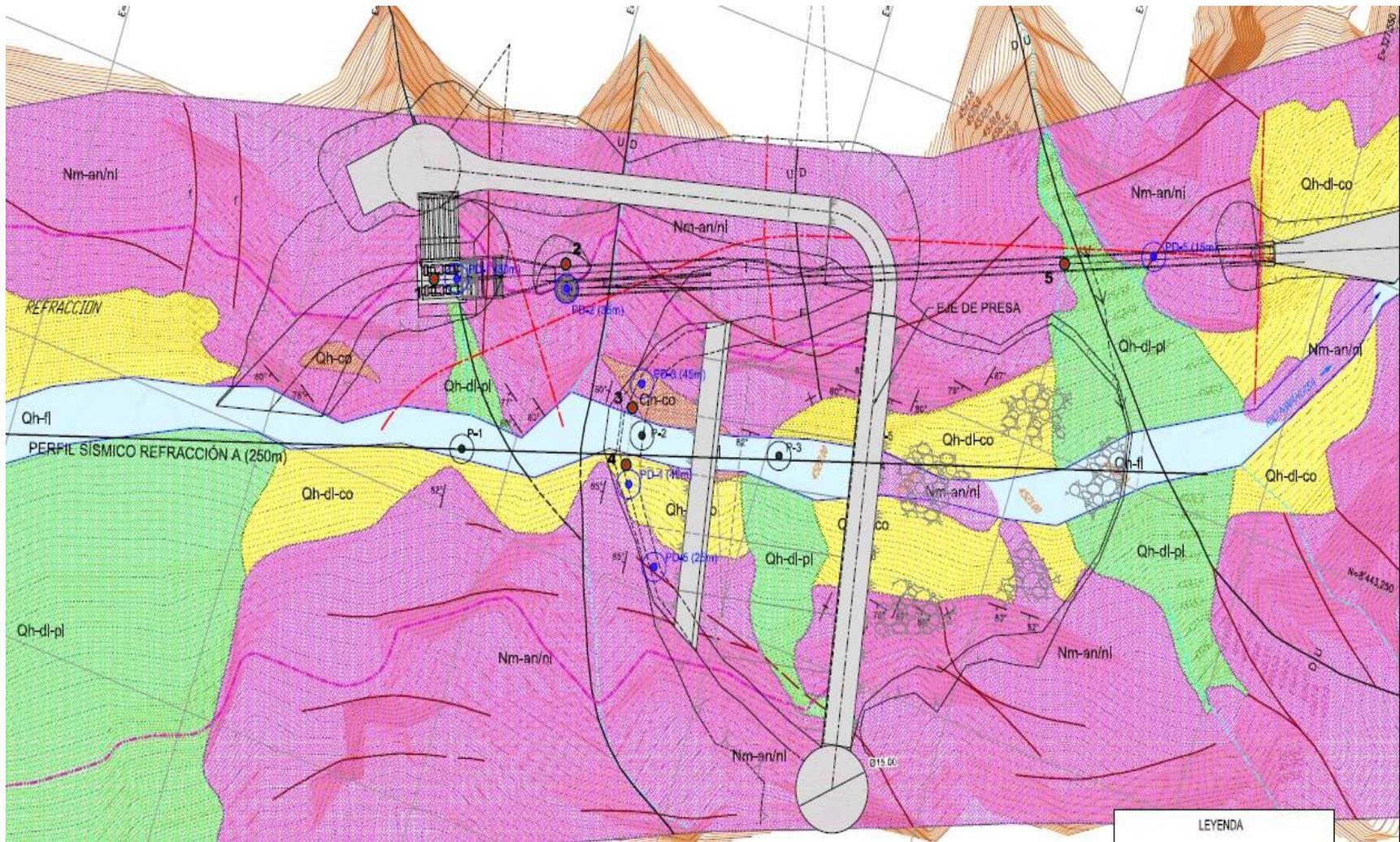


Figura 142. Ubicación de líneas de refracción sísmica en el sitio de la presa. Fuente. Elaboración propia.

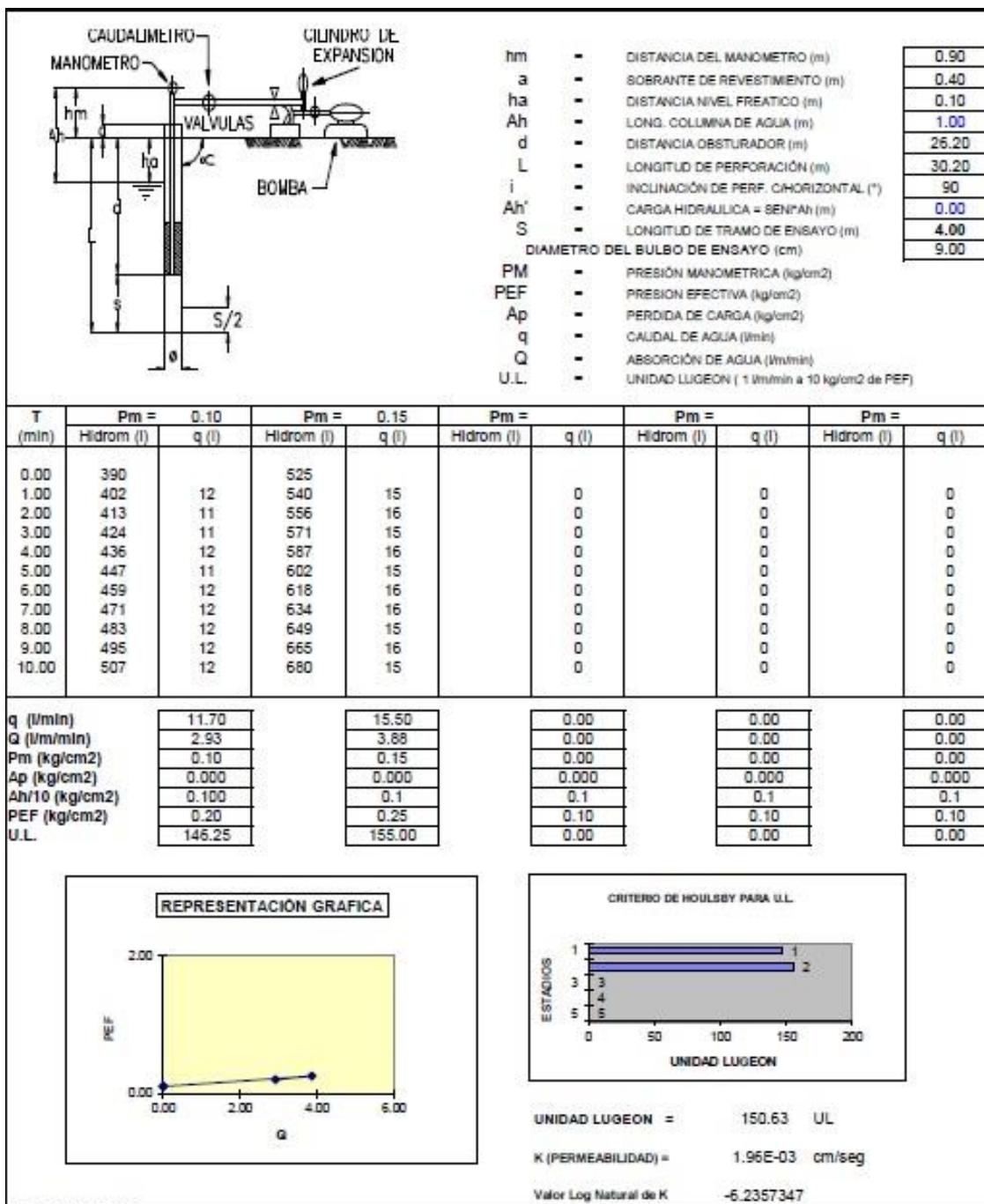


Figura 143. Resultados de ensayo Lugeon de PGA N° 04. Fuente. Elaboración propia.



*Figura 144.* Registro fotográfico de roca extraída de PGA N° 04. Fuente. Elaboración propia.

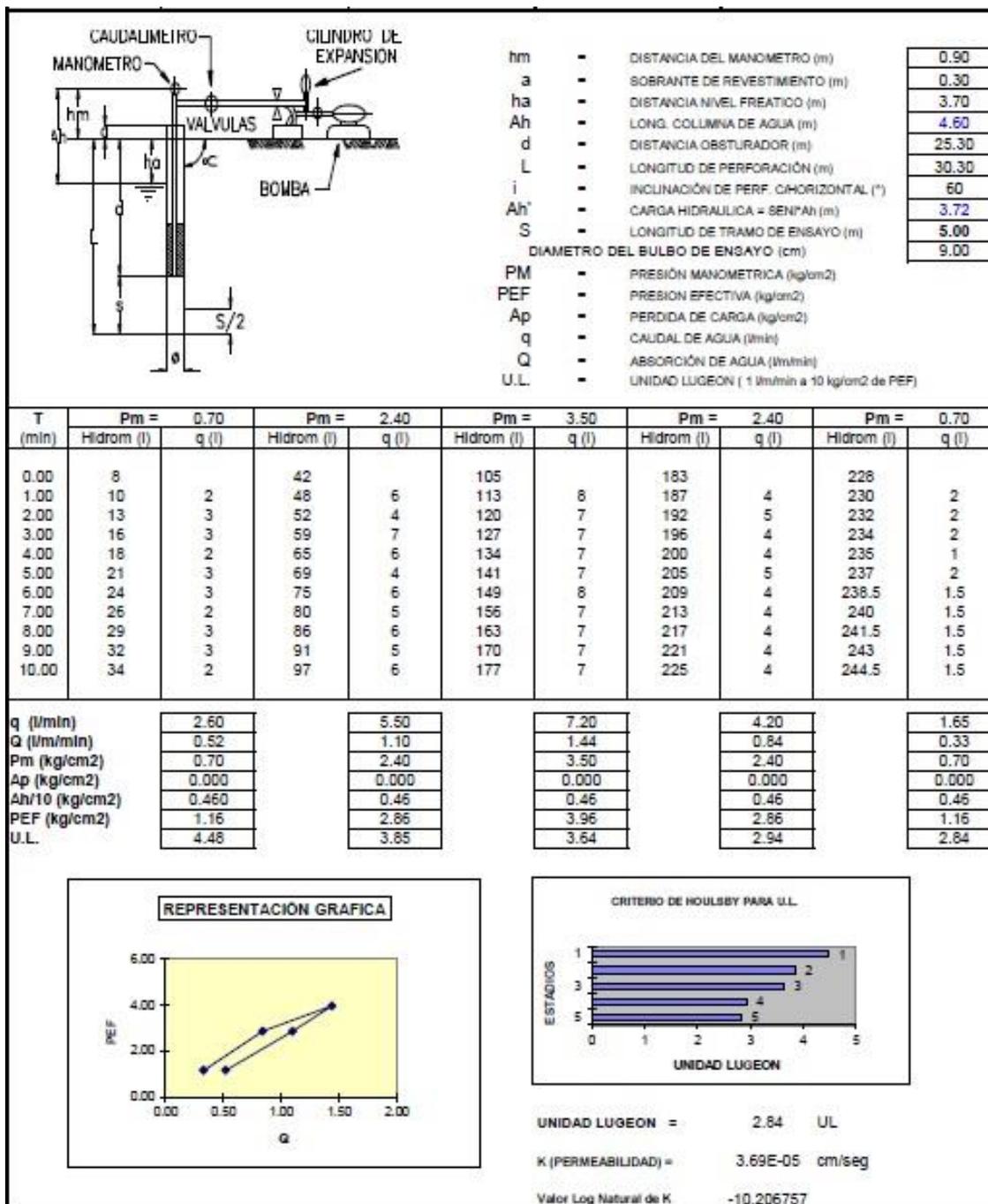


Figura 145. Resultados de ensayo Lugeon de PGA N° 05. Fuente. Elaboración propia.



*Figura 146.* Registro fotográfico de roca extraída de PGA N° 05. Fuente. Elaboración propia.

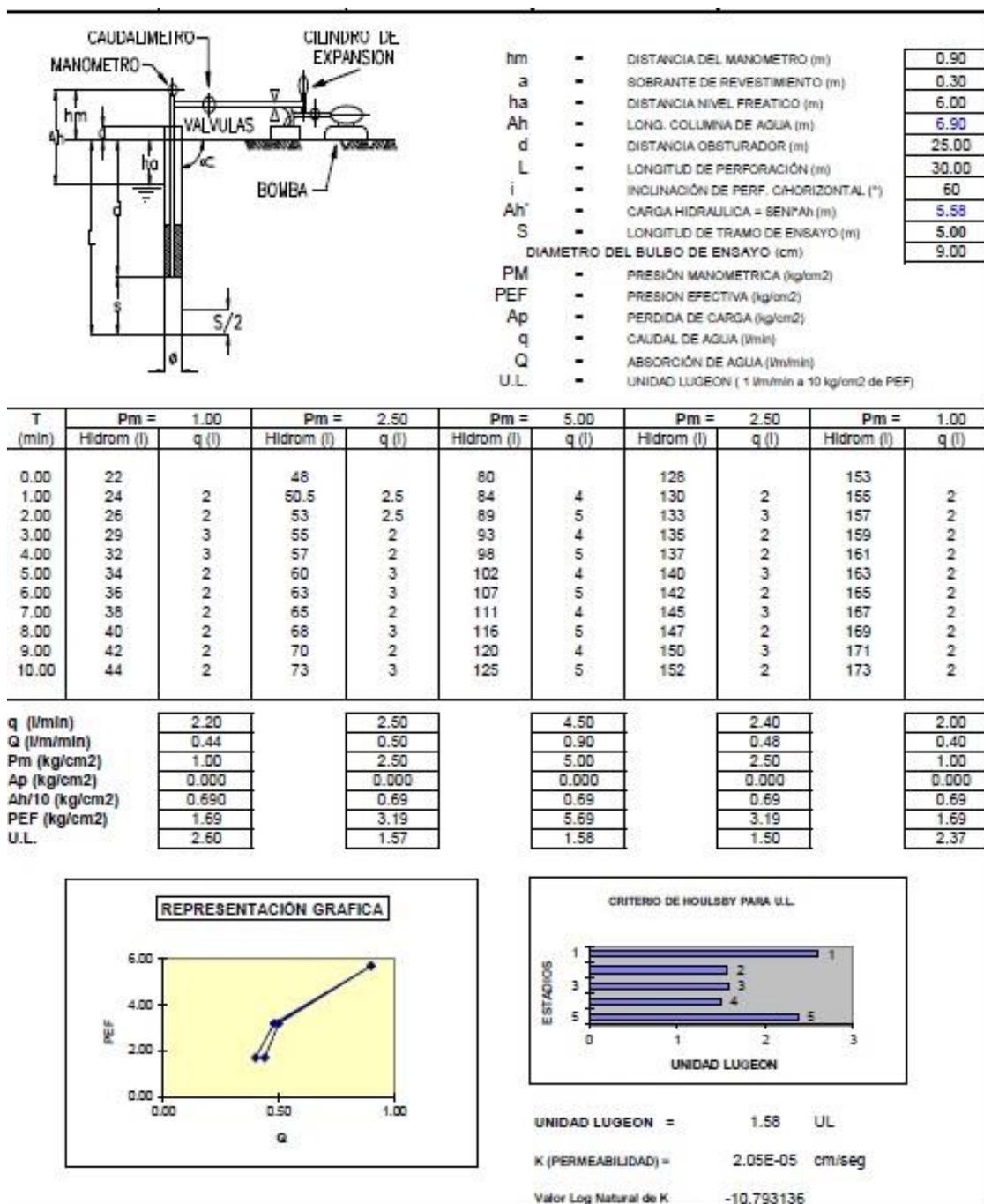
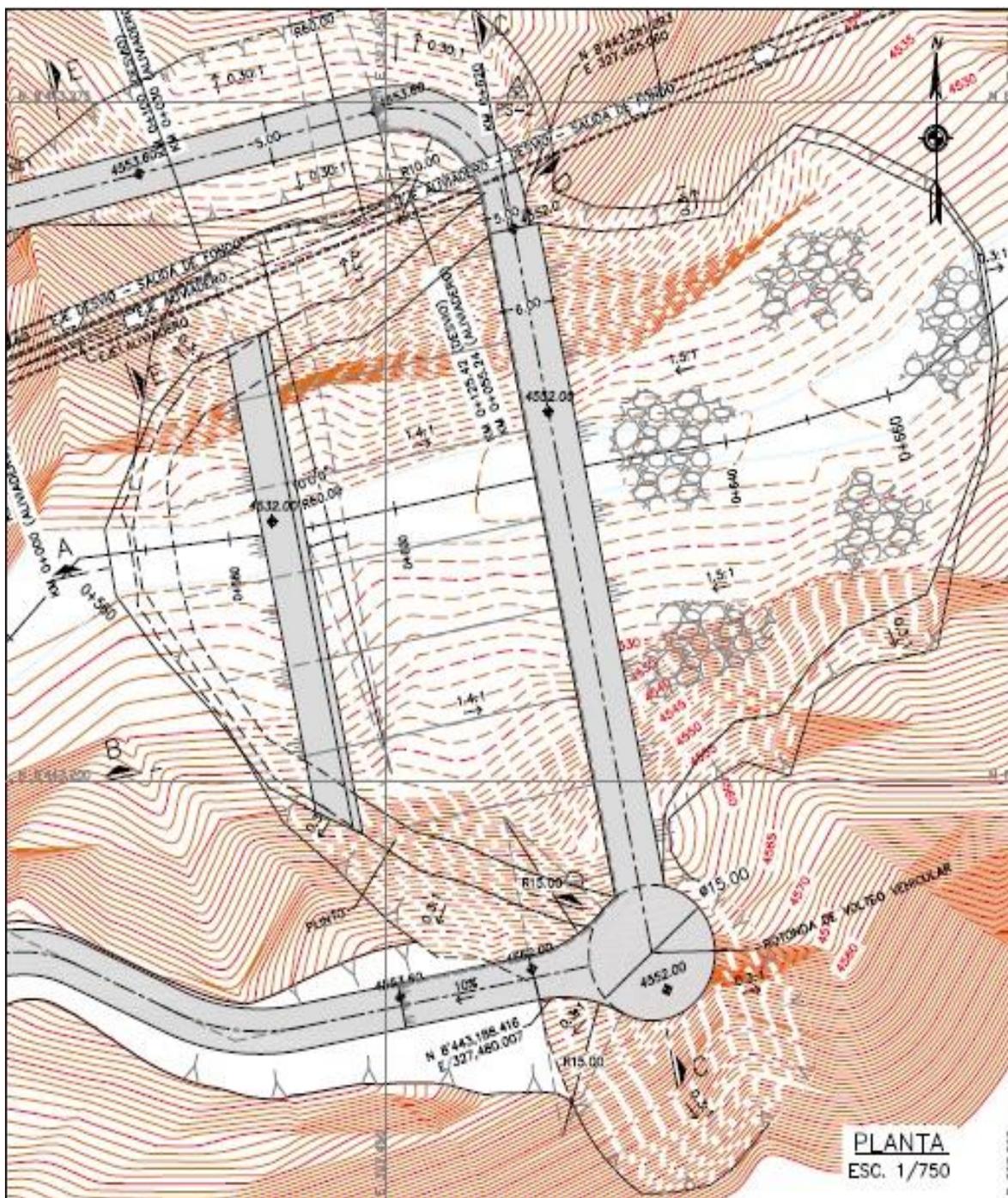


Figura 147. Resultados de ensayo Lugeon de PGA N° 06. Fuente. Elaboración propia.

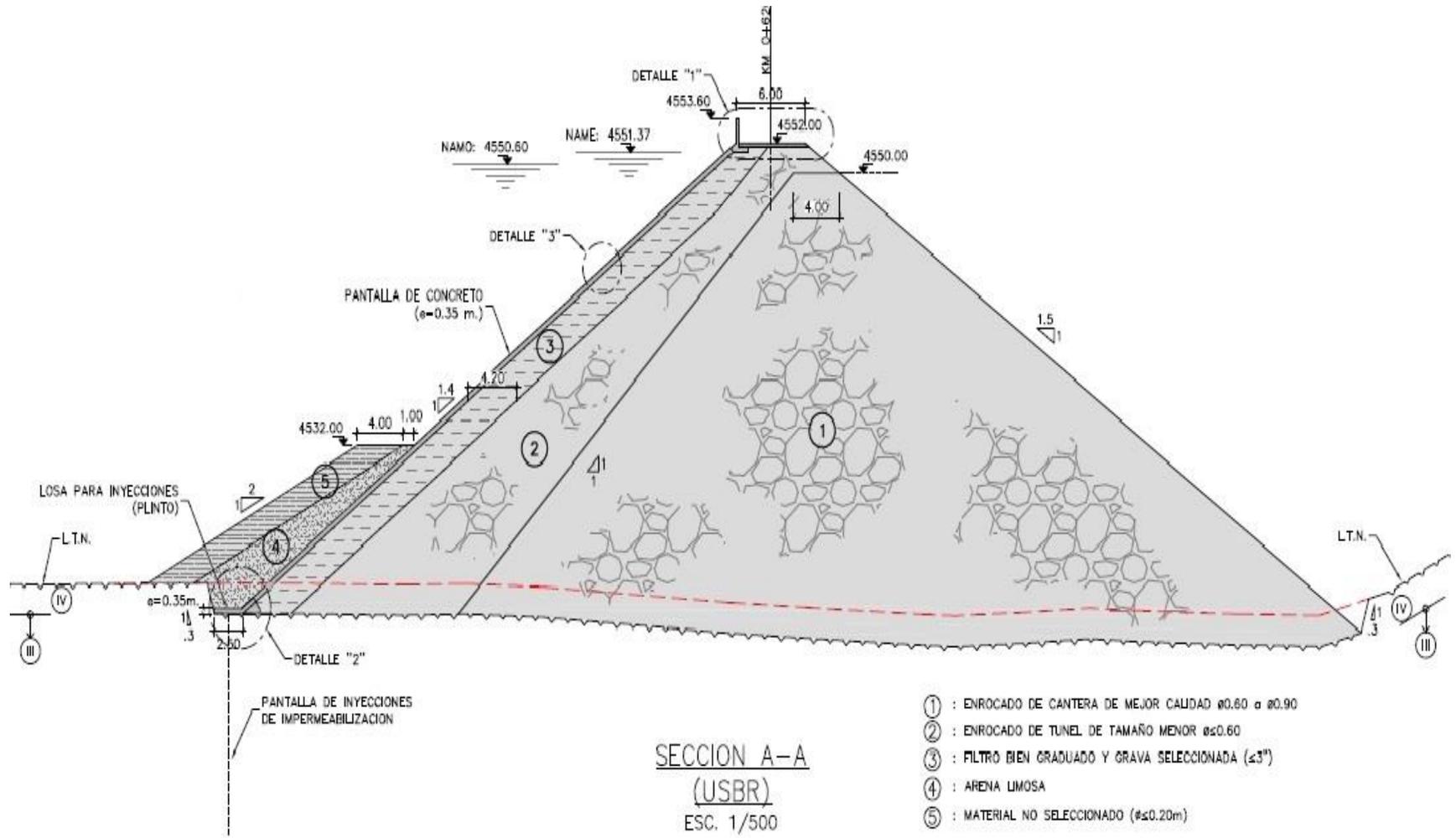


*Figura 148.* Registro fotográfico de roca extraída de PGA N° 06. Fuente. Elaboración propia.

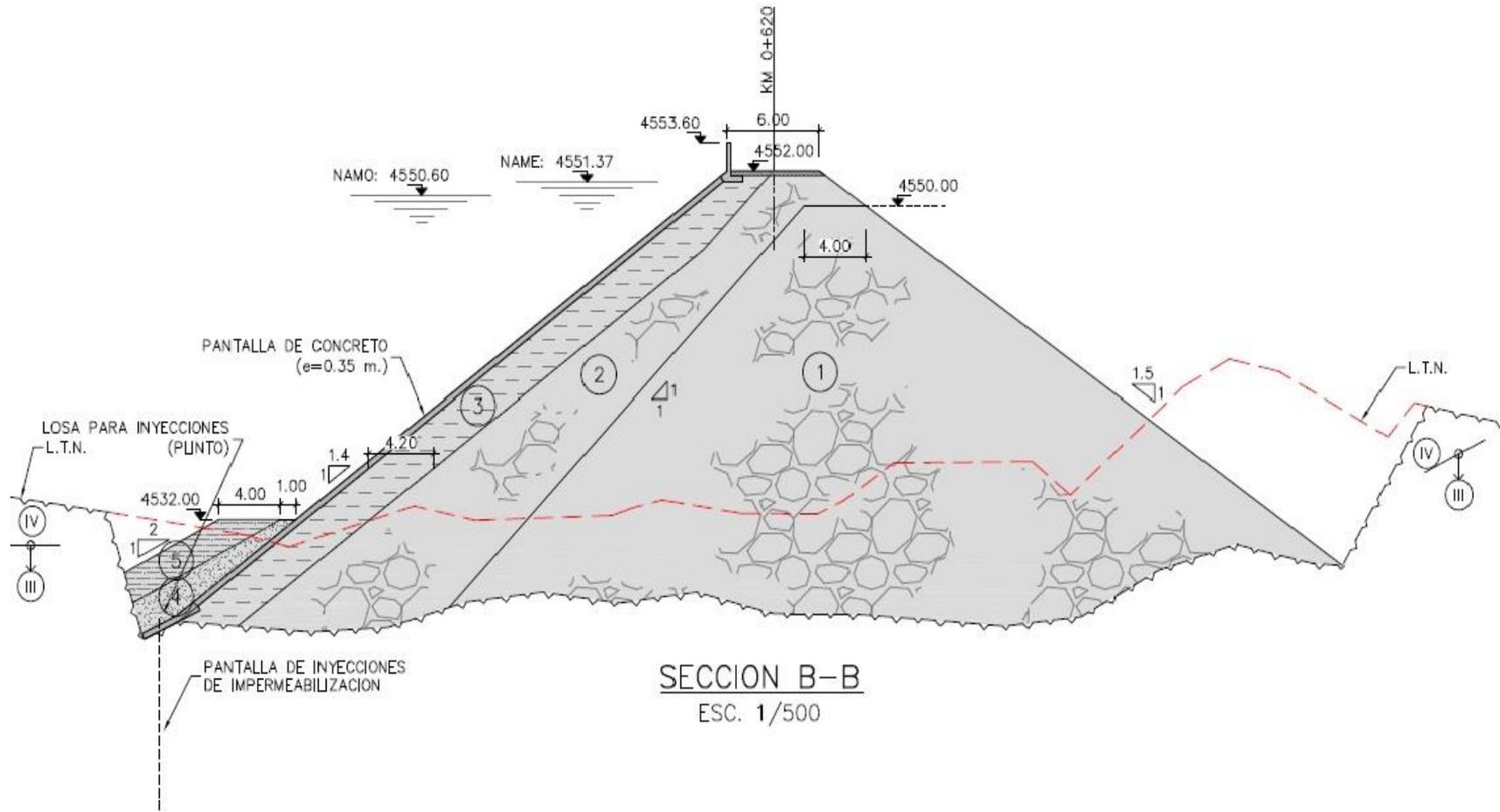




*Figura 150.* Planta del sitio de la presa de enrocado con pantalla de concreto. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 151.** Sección transversal central del cuerpo de la presa de enrocado con pantalla de concreto. Fuente. Elaboración propia.



**Figura 152.** Sección transversal lateral del cuerpo de la presa de enrocado con pantalla de concreto. Fuente. Elaboración propia.

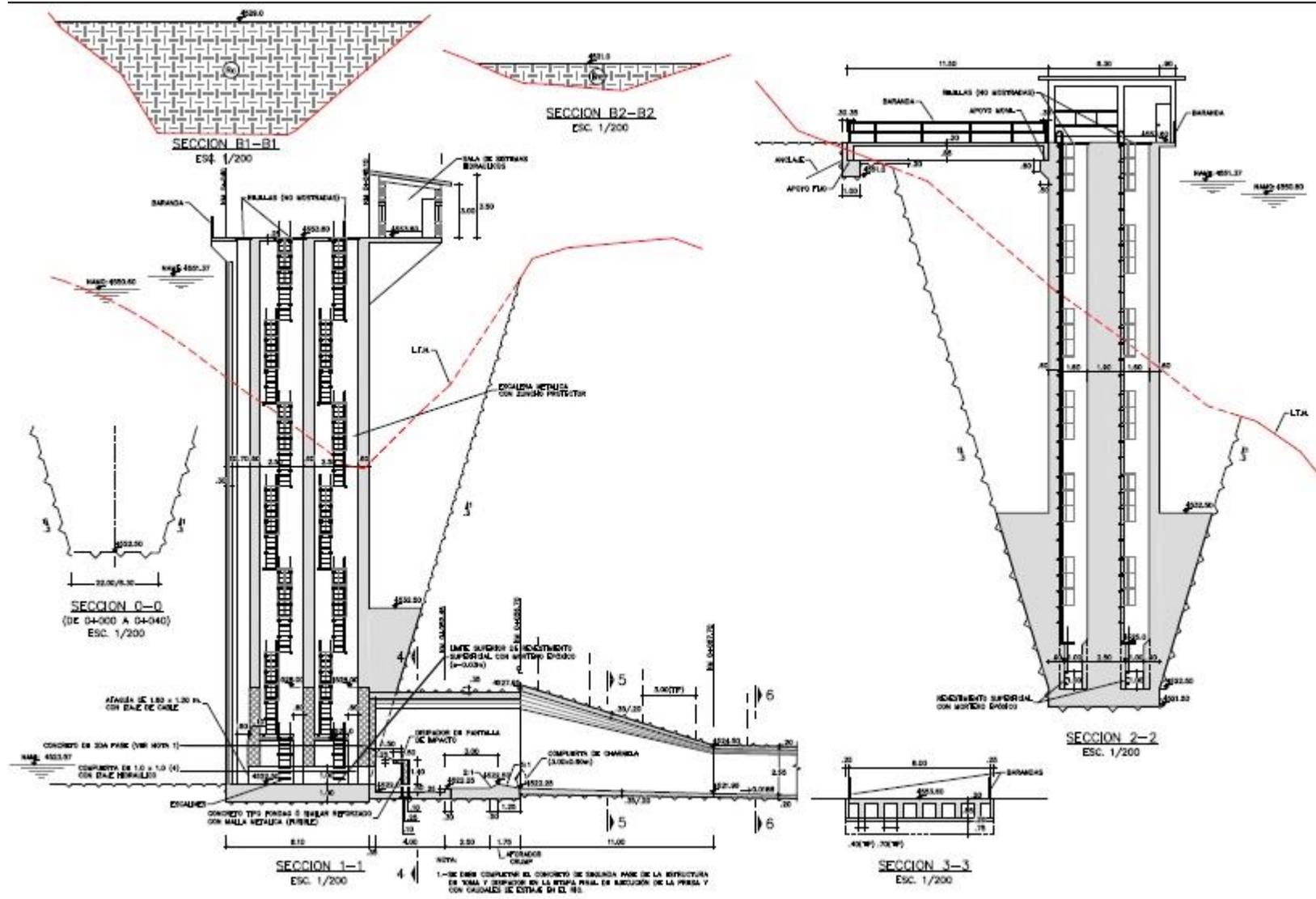


Figura 153. Sección longitudinal y sección transversal de la toma de fondo. Fuente. Elaboración propia.

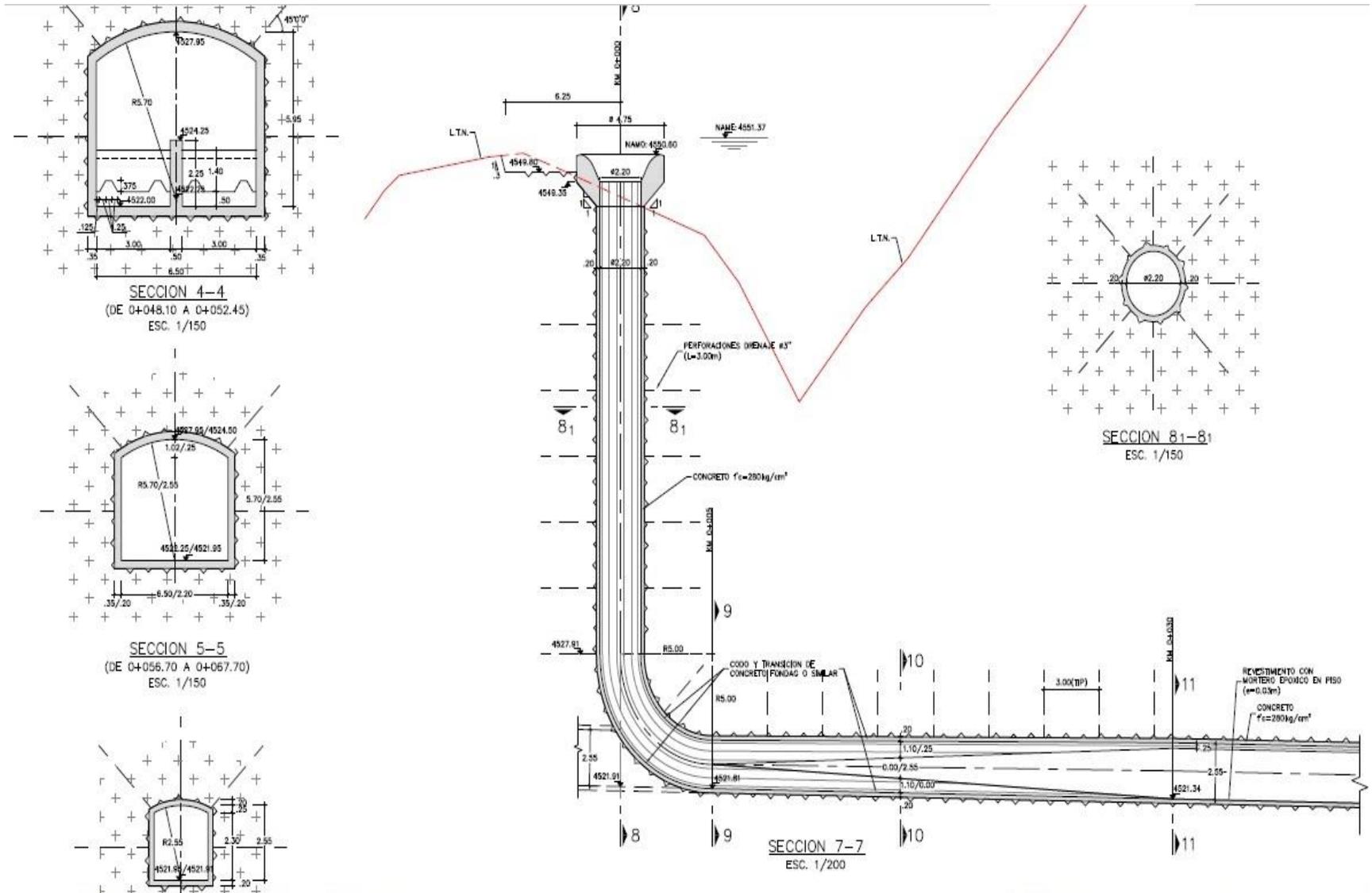


Figura 154. Sección longitudinal y secciones transversales del aliviadero de demasías. Fuente. Elaboración propia.

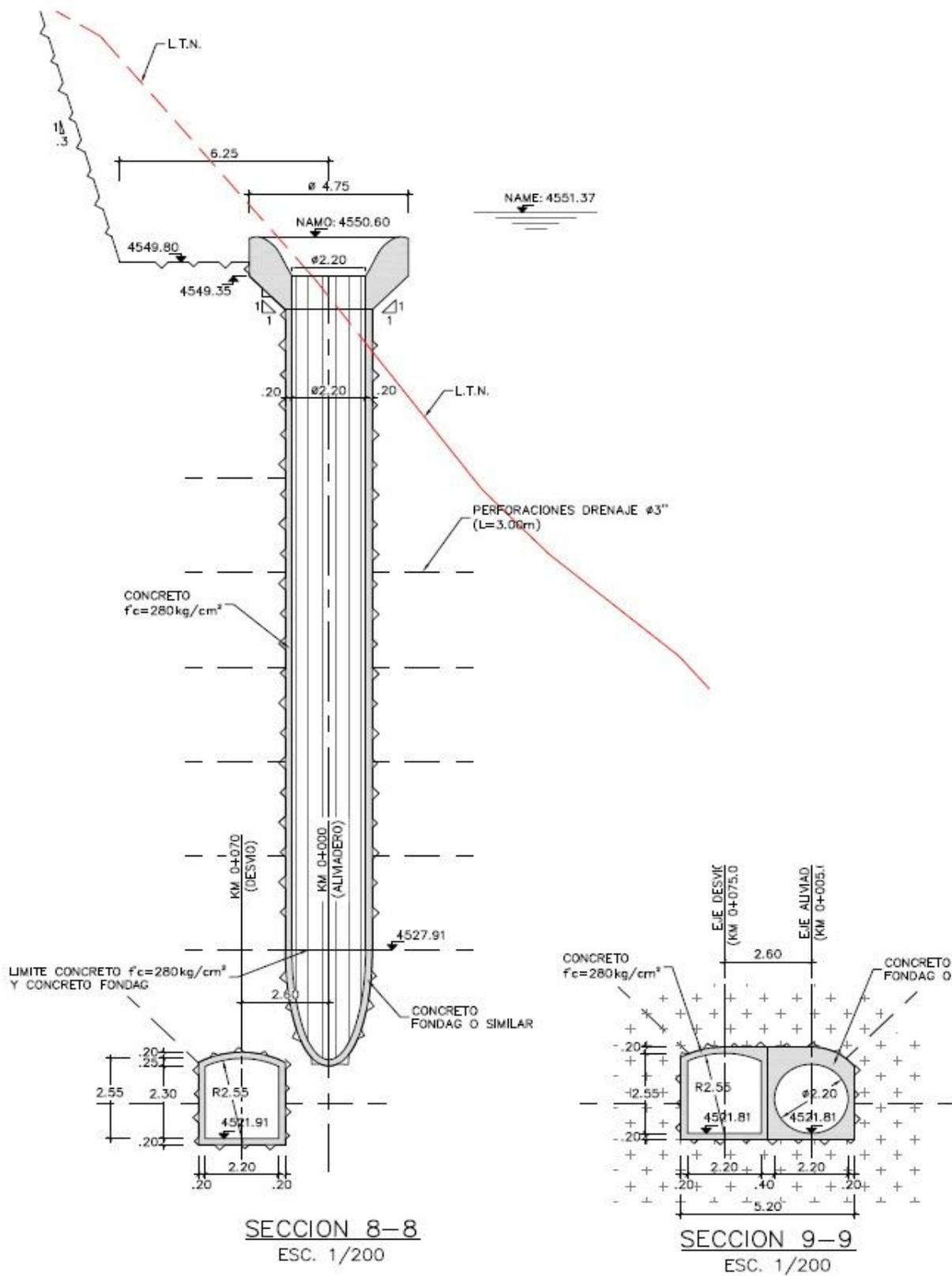


Figura 155. Sección longitudinal y secciones transversales del aliviadero de demasías. Fuente. Elaboración propia.