

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MEJORAMIENTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA PARA LA
REGULACIÓN HÍDRICA DEL ECOSISTEMA DE LA MICROCUENCA
HUITAMA EN LA PROVINCIA DE HUAROCHIRÍ, LIMA”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

FREDY GABRIEL GARCÍA ANTÚNEZ

LIMA – PERÚ

2023

TSP FREDY GARCIA ANTÚNEZ

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

19%

FUENTES DE INTERNET

13%

PUBLICACIONES

10%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTE QUE CONTIENE COINCIDENCIAS



purl.org

Fuente de Internet

5%

5%

repositorio.lamolina.edu.pe

Fuente de Internet

5%

/bitstream/handle/20.500.12996/4665/manrique-michca-edwin%20maximo.pdf?
isAllowed=y&sequence=1

5%

/bitstream/handle/UNALM/4665/manrique-michca-edwin%20maximo.pdf

< 1%

/bitstream/handle/20.500.12996/5679/quispe-ramos-mijael-yoseff.pdf?
isAllowed=y&sequence=1

< 1%

/bitstream/handle/20.500.12996/4556/rebaza-pino-carlos-renato.pdf?
isAllowed=y&sequence=1

< 1%

Terry Cerdeña, Miguel Angel. "Modelamiento hidrológico e hidráulico del río
Runichinchay para el diseño del puente Runichinchay, provincia de Huari, Ancash",
'Universidad Nacional Agraria la Molina', 2019

< 1%

/bitstream/handle/20.500.12996/5231/ccahuana-trujillo-fernando-michael.pdf?
isAllowed=y&sequence=1

< 1%

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“MEJORAMIENTO DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA PARA
LA REGULACIÓN HÍDRICA DEL ECOSISTEMA DE LA
MICROCUEENCA HUITAMA EN LA PROVINCIA DE HUAROCHIRÍ,
LIMA”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. FREDY GABRIEL GARCÍA ANTÚNEZ

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. RAÚL ARNALDO ESPINOZA VILLAR
Presidente

Mg. Sc. JOHANA NAYELI CUELLAR CAJAHUARINGA
Asesor

Mg. Sc. LENA CRUZ VILLACORTA
Miembro

Ing. MANUEL HUMBERTO BARRENO GALLOSO
Miembro

LIMA – PERÚ

2023

DEDICATORIA

Este trabajo de suficiencia profesional está dedicado a mis queridos padres, Ana y Fredy, por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad y su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida, para alcanzar cualquier meta trazada; a mi amada esposa Mirella por su sacrificio y esfuerzo, por creer en mi capacidad, aun en momentos difíciles siempre me brindó comprensión, cariño y amor; a mi encantadora hija María Fernanda por ser mi fuente de inspiración para seguir adelante cada día más y lograr tener un futuro mejor; a mi suegra Julianita y a mi cuñado, por su apoyo y palabras de aliento para seguir adelante y siempre ser perseverante para cumplir mis metas; y a mis tías Carmencita y Eldercita, por su apoyo en mi crecimiento profesional.

AGRADECIMIENTO

A mi asesora, Mg.Sc. Johana Nayeli Cuellar, por haberme brindado la oportunidad de recurrir a sus conocimientos, así como también haber tenido la paciencia para guiarme durante el desarrollo de este trabajo.

Agradezco sinceramente a cada docente que compartió sus conocimientos conmigo durante mi etapa universitaria. Cada enseñanza recibida contribuyó significativamente a mi formación profesional y fue fundamental para alcanzar mis objetivos. También, expreso mi gratitud a las instituciones que proporcionaron la información necesaria para llevar a cabo esta investigación.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMÁTICA	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.2.1. Objetivo principal.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
II. REVISIÓN DE LITERATURA	3
2.1. CONCEPTOS BÁSICOS	3
2.1.1. Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica (SERH)	3
2.1.2. Ecosistema principal	3
2.1.3. Canal amunero.....	4
2.1.4. Cárcava.....	4
2.2. CRITERIOS TÉCNICOS.....	4
2.2.1. Cuenca hidrográfica	4
2.2.2. Parámetros geomorfológicos básicos	4
2.2.3. Caudales máximos.....	6
2.2.4. Método racional.....	6
2.2.5. Tiempo de concentración (Tc).....	7
2.2.6. Coeficiente de escorrentía (C).....	7
2.2.7. Aliviadero de demasías	8
2.2.8. Nivel de agua máximo ordinario (NAMO)	8
2.2.9. Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	8
2.2.10. Volumen de almacenamiento	8
III. DESARROLLO DEL TRABAJO	9
3.1. ASPECTOS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO	9
3.1.1. Ubicación	9
3.1.2. Accesibilidad.....	13
3.1.3. Población.....	13
3.1.4. Características socioeconómicas	13
3.1.5. Meteorología	14

3.1.6. Hidrogeomorfología	16
3.2. HIDROLOGÍA	18
3.2.1. Caudal medio mensual de la microcuenca Huitama	18
3.3. METODOLOGÍA.....	26
3.3.1. Fase de campo	26
3.3.2. Fase de gabinete	34
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	59
4.1. RESULTADOS DE PARÁMETROS EN LAGUNA HUITAMA	59
4.2. RESULTADOS DE LA DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE SEDIMENTOS.....	61
4.3. RESULTADO DE DETERMINACIÓN DE PENDIENTES EN CANAL AMUNA.....	65
4.4. RESULTADO DEL DISEÑO HIDRÁULICO PARA REDIMENSIONAMIENTO DE ALVIADERO DE DEMASÍAS.....	68
4.5. RESULTADO DEL DISEÑO HIDRÁULICO PARA PROPUESTA DE DIQUES DE PROTECCIÓN	69
V. CONCLUSIONES	73
VI. RECOMENDACIONES	74
VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS	75
VIII. ANEXOS	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Ubicación Geográfica de la microcuenca Huitama	10
Tabla 2: Distancias hacia la zona del proyecto	13
Tabla 3: Participación en la actividad económica (15 y a más años) en el distrito de San Pedro de Casta	14
Tabla 4: Temperatura promedio mensual (4200 msnm)	15
Tabla 5: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Huitama	18
Tabla 6: Estaciones con registro de precipitación	19
Tabla 7: Precipitación promedio mensual, máximas, mínimas (1993-2013) – Estación Carampoma.....	21
Tabla 8: Precipitación promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Río Blanco	22
Tabla 9: Precipitación promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Milloc.....	23
Tabla 10: Generación de caudales medios mensuales	25
Tabla 11: Ubicación geográfica de la laguna Huitama	26
Tabla 12: Ubicación geográfica de dique existente	27
Tabla 13: Ubicación geográfica del aliviadero de demasías.....	28
Tabla 14: Ubicación geográfica del canal de infiltración (canal amunero).....	30
Tabla 15: Ubicación en coordenadas de la estación y BM	33
Tabla 16: Ubicación en coordenadas de la estación y BM	33
Tabla 17: Determinación de volumen acumulado (m ³).....	35
Tabla 18: Ubicación Geográfica – Estación Milloc.....	37
Tabla 19: Valores máximos anuales de precipitación máxima en 24 horas (mm).....	37
Tabla 20: Datos estadísticos de los logaritmos de las series anuales de precipitaciones máximas.....	39
Tabla 21: Precipitación Máxima 24 horas corregido -Estación Milloc	41
Tabla 22: Precipitación Máxima para diferentes Distribuciones – Estación Milloc	43
Tabla 23: Síntesis de Ajuste de Precipitación Máxima 24 horas	44
Tabla 24: Intensidades máximas (mm/hora) - Estación Milloc.....	45
Tabla 25: Resultados obtenidos del análisis de regresión.....	46
Tabla 26: Alturas de lluvia para diferentes periodos de retorno – Estación Milloc.....	47

Tabla 27: Cuadro de distribución de las precipitaciones – Estación Milloc.....	48
Tabla 28: Datos para cálculo de vertedero.....	50
Tabla 29: Datos para cálculo de vertedero con Co corregido.....	54
Tabla 30: Parámetros calculados de vertedero	54
Tabla 31: Características hidráulicas de vertedero	55
Tabla 32: Sección típica de Vertedero	58
Tabla 33: Parámetros obtenidos.....	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de ubicación política de la microcuenca Huitama	11
Figura 2: Mapa de ubicación hidrográfica de la microcuenca Huitama.....	12
Figura 3: Velocidad promedio de viento (km/h).....	15
Figura 4: Microcuenca del ámbito de estudio	16
Figura 5: Relación Precipitación – Altitud	19
Figura 6: Diagrama de doble masa	20
Figura 7: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Carampoma ..	21
Figura 8: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Río Blanco....	22
Figura 9: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Milloc	23
Figura 10: Ubicación de la laguna Huitama	26
Figura 11: Vista del dique existente en la laguna Huitama.....	27
Figura 12: Sedimentación en el ecosistema principal	28
Figura 13: Ubicación del aliviadero de demasías en dique	29
Figura 14: Vista del aliviadero existente en dique.....	29
Figura 15: Ubicación del canal natural de infiltración	30
Figura 16: Bocatoma del canal amunero en la progresiva 0+000 km y estructura	31
Figura 17: Vista de la progresiva 1+200 km del canal amunero	31
Figura 18: Vista de las condiciones estructurales en malas condiciones del canal amunero	32
Figura 19: Vista de la progresiva 1+600 km del canal amunero	32
Figura 20: Levantamiento batimétrico y topográfico en la laguna Huitama.	33
Figura 21: Levantamiento topográfico en el área de influencia de la amuna.....	34
Figura 22: Análisis de confiabilidad de datos – Estación Milloc	40
Figura 23: Precipitación máxima 24 horas – Estación Milloc.....	42
Figura 24: Curva de Intensidad vs Duración – Estación Milloc.....	47
Figura 25: Hietograma de diseño – Estación Milloc	49
Figura 26: Elementos de las secciones de las crestas con la forma de la lámina vertiente .	51
Figura 27: Relación entre C_o y P/H_o	53
Figura 28: Relación de coeficiente con valores de P/H_o	53
Figura 29: Determinación de características hidráulicas – Prueba 1 para un ancho igual a 3.40 m	56

Figura 30: Determinación de características hidráulicas – Prueba 2 para un ancho igual a 4.50 m	57
Figura 31: Determinación de características hidráulicas – Prueba 3 para un ancho igual a 2.73 m	57
Figura 32: Determinación de la curva Volumen (m ³) Vs. Altura (msnm) de la represa laguna Huitama.....	60
Figura 33: Vista de planta de las cinco secciones de corte	62
Figura 34: Sección 0+020 y área de corte	63
Figura 35: Sección 0+040 y área de corte	63
Figura 36: Sección 0+060 y área de corte	63
Figura 37: Sección 0+080 y área de corte	64
Figura 38: Sección 0+100 y área de corte	64
Figura 39: Vista de planta canal amuna	66
Figura 40: Perfil longitudinal del canal amunero	67
Figura 41: Vista de planta de diseño de aliviadero	68
Figura 42: Vista de perfil de diseño de aliviadero	68
Figura 43: Dimensiones del dique natural vista frontal.....	70
Figura 44: Dimensiones del dique natural vista de perfil.....	70
Figura 45: Vista de planta de ubicación de diques	71
Figura 46: Vista de perfil de ubicación de dique	72
Figura 47: Identificación de bofedales en área de estudio.....	77
Figura 48: Vista parcial de la Laguna Huitama y dique existente	78

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Panel Fotográfico de reconocimiento de campo.....	77
Anexo 2: Vista en planta de diseño de redimensionamiento de aliviadero de demasías	79

RESUMEN

El cambio climático representa uno de los factores que podría amenazar la regulación hídrica en nuestro país. Este fenómeno conlleva la posibilidad de que en el futuro se reduzca la disponibilidad del agua, como consecuencia del aumento de temperaturas que generaría una mayor evaporación de agua en fuentes naturales, disminución de las precipitaciones, mayor intensidad de sequías e inundaciones, entre otros impactos.

El objetivo principal del presente trabajo fue desarrollar el mejoramiento de la infraestructura hidráulica existente en la microcuenca Huitama, como el redimensionamiento del aliviadero de demasías ubicado en la laguna Huitama, la recuperación de la infraestructura ancestral del canal amunero y diques de protección en zonas con presencia de cárcavas, debido a que éstas se encontraban con deficiencias para una buena operación.

Por ello, con la finalidad de satisfacer las necesidades de agua del ecosistema existente, como los bofedales y cobertura vegetal que tienen la función de almacenamiento de agua, se abordó en primer lugar la infraestructura hidráulica existente, enfocándose en su mejoría y optimización.

Palabras claves: regulación hídrica, microcuenca, dique, aliviadero de demasías, canal amunero, cárcava.

ABSTRACT

Climate change represents one of the factors that could threaten water regulation in our country. This phenomenon entails the possibility that water's availability will be reduced in the future therefore the temperature's increase will generate factors such as greater evaporation of water in natural sources, decreased precipitation, greater intensity of droughts and floods, among other impacts.

The main objective of this work was to develop the improvement of the existing hydraulic infrastructure in the Huitama micro-basin, such as the resizing of the spillway located in the Huitama lagoon, the recovery of the ancestral infrastructure of the ammunero canal and protection dikes in areas with the presence of gullies, because they had deficiencies for a good operation.

Therefore, in order to satisfy the water needs of the existing ecosystem, such as the wetlands and vegetation cover that have the function of water storage, the existing hydraulic infrastructure was addressed first, focusing on its improvement and optimization.

Keywords: water regulation, microbasin, dam, overflow spillway, amuna waterway, gully.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMÁTICA

El cambio climático tiene un impacto significativo en la regulación hídrica en Perú y el mundo, como la disminución de fuentes de agua. Este escenario cobra relevancia en muchas regiones del Perú, donde la recarga de acuíferos representa una de las fuentes importantes de agua dulce; sin embargo, el calentamiento global ha llevado a la disminución de los glaciares andinos y a las alteraciones de los patrones de recarga de los acuíferos, lo que reduce la disponibilidad de agua a largo plazo (Llosa *et al.*, 2009).

Otro impacto es el estrés hídrico, debido al incremento de la demanda de agua por el aumento de las temperaturas, lo que podría afectar la disponibilidad de agua para diversos usos, como el abastecimiento de agua potable y la agricultura (Llosa *et al.*, 2009).

El presente trabajo monográfico se centró en el análisis y el mejoramiento de la infraestructura hidráulica destinada a la regulación hídrica del ecosistema de la microcuenca Huitama. Este trabajo se llevó a cabo mientras ocupaba el cargo de Asistente en la empresa J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C. en el año 2020, como parte de la fase de diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública denominado “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima”. En la microcuenca Huitama, uno de los problemas más significativos se relacionó con su topografía, caracterizada por un terreno empinado que propicia la erosión de los suelos y el arrastre de sedimentos y grava durante las fuertes lluvias, especialmente durante las crecidas. Esto tuvo un impacto negativo en uno de los ecosistemas principales, la laguna Huitama, debido a la sedimentación. Asimismo, otro de los factores que afecta la oferta hídrica de la laguna es el cambio climático. Esta variación global reflejada en la reducción de las precipitaciones y el incremento de la temperatura conlleva a la reducción del volumen de agua en este ecosistema (SENAMHI, 2015).

De acuerdo a la Resolución Ministerial N° 183-2016-MINAM (2016), en el cual se aprueba la Guía Complementaria para la Compensación Ambiental, define que los ecosistemas principales son las lagunas y los bofedales, ya que estos aportan agua a los ecosistemas asociados (pajonales, pastizales y matorrales arbustivos), a través de los flujos subterráneos humedeciendo los subsuelos y llegando a las raíces de las plantas; sin embargo, es necesario la permanencia del flujo de agua durante todo el año para satisfacer la demanda hídrica del ecosistema asociado durante la época de estiaje.

Por tanto, con el objetivo de satisfacer las necesidades de agua de los ecosistemas adyacentes y de las corrientes superficiales que provienen de la laguna durante la temporada de sequía, se propuso mejoras tanto en la propia laguna como en las estructuras de ingeniería existentes, así como en la infraestructura ancestral del canal amunero.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo principal

Realizar la propuesta de mejoramiento de la infraestructura hidráulica para la regulación hídrica del ecosistema de la microcuenca Huitama en el distrito de San Pedro de Casta, provincia de Huarochirí, departamento de Lima.

1.2.2. Objetivos específicos

- Identificar las infraestructuras hidráulicas existentes en la microcuenca Huitama.
- Evaluar el estado situacional de las infraestructuras hidráulicas identificadas y de la laguna Huitama.
- Determinar el volumen de sedimentos para la descolmatación de la laguna Huitama.
- Elaborar el diseño hidráulico para el redimensionamiento de la infraestructura hidráulica del aliviadero de demasías existente en la laguna Huitama.
- Elaborar el diseño hidráulico de diques para la protección del canal amunero en zonas críticas con presencia de cárcavas.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.1. Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica (SERH)

Los servicios ecosistémicos se definen como aquellos beneficios naturales que un ecosistema aporta a la sociedad en aspectos económicos, sociales y ambientales, siendo uno de ellos del tipo de regulación hídrica. Estos servicios resultan del propio funcionamiento de los ecosistemas, proporcionando un equilibrio natural en el almacenamiento de agua en los periodos lluviosos y la liberación en los periodos secos. La regulación hídrica depende principalmente de la intensidad y estacionalidad de las precipitaciones, la cobertura nativa vegetal, el tipo de suelo, la variación del clima y las prácticas locales de la preservación del agua (Medina *et al.*, 2022).

2.1.2. Ecosistema principal

Se incluye todos los elementos que participan de manera directa en el control de los recursos hídricos, como los lagos andinos y bofedales, cuya tarea principal es el acopiamiento de agua (Medina *et al.*, 2022).

Se identificaron dos ecosistemas principales, que según el instructivo para la elaboración de “Ficha Técnica Simplificada de Proyectos de Inversión – Recuperación del Servicio Ecosistémico de Regulación Hídrica” aprobado mediante Resolución Ministerial N° 066-2020-MINAM se describe como aquellos componentes que intervienen directamente en la regulación hídrica (MINAM, 2020).

2.1.3. Canal amunero

Son canales naturales de infiltración que representan un antiguo método de recarga artificial del subsuelo, consisten en habilitar estructuras hechas de piedra impermeable y canales permeables diseñados para permitir la infiltración del agua al subsuelo durante la temporada de lluvias. Este procedimiento es denominado como la "siembra de agua", ya que ayuda a las comunidades a que puedan recolectar el recurso hídrico durante las épocas de sequía, es decir, cuando no hay precipitaciones (AQUAFONDO , 2010).

2.1.4. Cárcava

Una cárcava se forma como resultado de la erosión continua del terreno, ocasionada por la acumulación de aguas sin control de la escorrentía superficial (Ministerio de Agricultura y Ganadería, 1988).

2.2. CRITERIOS TÉCNICOS

2.2.1. Cuenca hidrográfica

Según la hidrología, una cuenca hidrográfica es una zona geográfica natural o unidad natural separada por una divisoria topográfica (*divortium aquarum*), que recoge el agua de lluvia y canaliza la escorrentía hacia el río principal (Vásquez *et al.*, 2016).

2.2.2. Parámetros geomorfológicos básicos

- **Longitud de cauce principal**

Mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada o el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección hasta un punto de interés (Fattorelli & Fernández, 2011).

- **Ancho Promedio**

Relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río (Villón, 2002).

- **Índice de Compacidad**

El índice utilizado para representar esta característica es el coeficiente de compacidad

de Gravelius, o sencillamente, índice de compacidad, y que es igual a la relación entre el perímetro de la cuenca (P) y el perímetro de una circunferencia cuya área es igual al área de la cuenca de estudio (Fattorelli & Fernández, 2011).

El índice de compacidad se determina por medio de la siguiente ecuación:

$$I_c = 0.282 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \dots (1)$$

Donde:

Ic = Índice de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de estudio (km²)

- **Factor de forma (Ff)**

Es un índice adimensional que relaciona el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud de la cuenca más largo (Fattorelli & Fernández, 2011).

Se expresa por la siguiente relación:

$$Ff = A \cdot \frac{m}{L} = A/L^2 \quad \dots (2)$$

Donde:

Ff = Factor de forma

Am = Ancho medio de la cuenca (km)

L = Longitud más largo de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km²)

- **Altitud media (H)**

Es la elevación promedio referida al nivel de la estación de aforo de la boca de la cuenca. Se refiere a la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y por el 50% este situado por debajo de ella (Villón, 2002).

- **Pendiente media del cauce principal**

Relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo. Se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, determinando la rapidez de respuesta de la cuenca entre eventos pluviales intensos y la capacidad

erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética (Fattorelli & Fernández, 2011).

- **Orden de la red de drenaje**

Es una clasificación que proporciona una medida de la ramificación dentro de una cuenca hidrográfica. Se asigna el orden uno (1) a los cursos de agua que carecen de afluentes; se categoriza como orden dos (2) a aquellos con solo afluentes de orden uno (1); se designa como orden tres (3) a aquellos que cuentan con dos o más afluentes de orden dos (2); y así sucesivamente, aumentando el orden en función del nivel de ramificación de los tributarios en la red hidrográfica (Villón, 2002).

2.2.3. Caudales máximos

Los caudales máximos son utilizados para la predicción de inundaciones y el diseño de estructuras hidráulicas, pueden ser embalses, canales y entre otros. Estos pueden ser estimados con pruebas de ajustes distribuciones estadísticas, métodos de regionalización para la determinación de caudales y precipitaciones (Tucci, 1993).

2.2.4. Método racional

Es usado para estimar caudales máximos a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente de escorrentía estimado sobre la base de las características de la cuenca). Muy usado para cuencas, $A < 10 \text{ km}^2$ (Fattorelli & Fernández, 2011).

El principio de la fórmula racional es el siguiente: Para una misma probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno, la Intensidad promedio máxima de la lluvia disminuye a medida que aumenta el intervalo de tiempo (curvas de intensidad, duración y frecuencia). Cuando la duración de la lluvia excede el tiempo de concentración, la intensidad media máxima de la lluvia será menor que la Intensidad en un periodo igual al del tiempo de concentración; por tanto, como toda el área está contribuyendo al caudal resultante, la tasa de escurrimiento será menor que si la duración de la lluvia fuese igual al tiempo de concentración (Fattorelli & Fernández, 2011).

Según esta metodología, la descarga máxima de diseño se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 \cdot CIA \quad \dots (3)$$

Donde:

Q = Descarga máxima de diseño (m³/s)

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A = Área de la cuenca (km²)

2.2.5. Tiempo de concentración (Tc)

Es el tiempo que una partícula de agua tarda en llegar del punto más alejado al punto de desagüe dentro de una cuenca. Una de las fórmulas más usadas para su estimación es la ecuación de Pezzoli (1988), el cual está basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte (Fattorelli & Fernández, 2011).

$$Tc = 0.055x \frac{L}{\sqrt{S}} \quad \dots (4)$$

Donde:

L = Longitud de cauce principal (km)

S = Pendiente media del cauce principal (m/m)

Tc = Tiempo de concentración (horas)

2.2.6. Coeficiente de escorrentía (C)

Es un parámetro adimensional utilizado en el método hidrológico racional, el cual sirve para la estimación de la cantidad de precipitación que se transforma en escorrentía. Su valor depende de las características del suelo, la topografía, el tipo y uso de suelo, la cobertura vegetal, entre otros. Por lo que con este coeficiente se obtiene una calibración del modelo hidrológico racional, utilizando datos de niveles observados en campo (huella máxima) (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

2.2.7. Aliviadero de demasías

El aliviadero de demasías es una obra de excedencias o estructura de alivio, su finalidad es evacuar los excesos del agua sobrante de un embalse que no se conservará para su almacenamiento. Su capacidad más importante es de evacuar rápidamente las mayores crecidas que pueda alcanzar el vaso de almacenamiento (Fattorelli & Fernández, 2011).

2.2.8. Nivel de agua máximo ordinario (NAMO)

El nivel de aguas máximo de operación, NAMO indica el nivel a partir del cual comienza a funcionar las obras de excedencias (ANA, 2017).

2.2.9. Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)

La diferencia de elevaciones entre el NAMO y NAME corresponde a la carga de diseño del vertedor, valor con el cual es diseñada la obra de excedencias y la estructura de control (vertedor) con o sin compuertas (ANA, 2017).

2.2.10. Volumen de almacenamiento

Es la cantidad de agua que el embalse puede retener para alimentar a los consumidores del sistema. Para calcularlo se utilizan modelos de simulación hidrológica que tienen en cuenta las características físicas del embalse, los caudales naturales que entran en él, las precipitaciones directas sobre la zona embalsada, las pérdidas por evapotranspiración, infiltración y vertido, así como el suministro de agua a los usuarios. Cuando el embalse no siempre puede satisfacer la demanda porque el volumen utilizable es inferior al necesario, se producen fallos de suministro y racionamiento (Fattorelli & Fernández, 2011).

III. DESARROLLO DEL TRABAJO

El presente documento se ajustó a las diferentes actividades que realicé durante mi experiencia laboral como bachiller en Ingeniería Agrícola. Durante el transcurso, tuve las oportunidades de desempeñar y desarrollar los conocimientos adquiridos en las diferentes especialidades como Recursos Hídricos y de Ordenamiento Territorial y Construcción, habiendo tomado la función como asistente para la elaboración de estudios básicos para la formulación de expedientes técnicos a estudios relacionados como: estudio topográfico, elaboración de memorias de cálculos hidráulicos, elaboración de planos, desarrollo de especificaciones técnicas, elaboración de metrados, costos y presupuestos, entre otros. Los cuales son temas vistos en cursos como Topografía, Hidrología, Ingeniería de Riegos I y II, Mecánica de Fluidos, Hidráulica, Dibujo para ingeniería, Mecánica de Suelos, Concreto Reforzado, Estructura Hidráulicas I y II, Manejo y Gestión de Cuencas y Percepción Remota y SIG.

Este trabajo se basó en mi experiencia laboral previa como asistente en la empresa J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C., en la etapa de la elaboración del diagnóstico para el proyecto de Pre-Inversión Pública de “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca de Huitama, distrito de San Pedro de Casta, en la Provincia de Huarochirí de la Región Lima” de Aquafondo, quienes son una organización que contribuyen a la conservación de los recursos hídricos y la adaptación al cambio climático en las cuencas de los ríos Chillón, Rímac y Lurín.

3.1. ASPECTOS GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1.1. Ubicación

- **Ubicación geográfica**

Geográficamente el área de estudio de la microcuenca Huitama de acuerdo con la Tabla 1, se encuentra ubicada en las siguientes coordenadas:

Tabla 1: Ubicación Geográfica de la microcuenca Huitama

Descripción	Coordenada UTM (Datum WGS84)			Zona
	Este (m)	Norte (m)	Altitud (msnm)	
Microcuenca Huitama	334776.00	8700559.00	4500.00	18S

FUENTE: Elaboración propia

- **Ubicación Política**

Departamento : Lima

Provincia : Huarochirí

Distrito : San Pedro de Casta

- **Ubicación Hidrográfica**

Cuenca : Rímac

Subcuenca : Santa Eulalia

Microcuenca : Carhuayumac

En las figuras 1 y 2 se observa la ubicación política e hidrográfica, respectivamente.

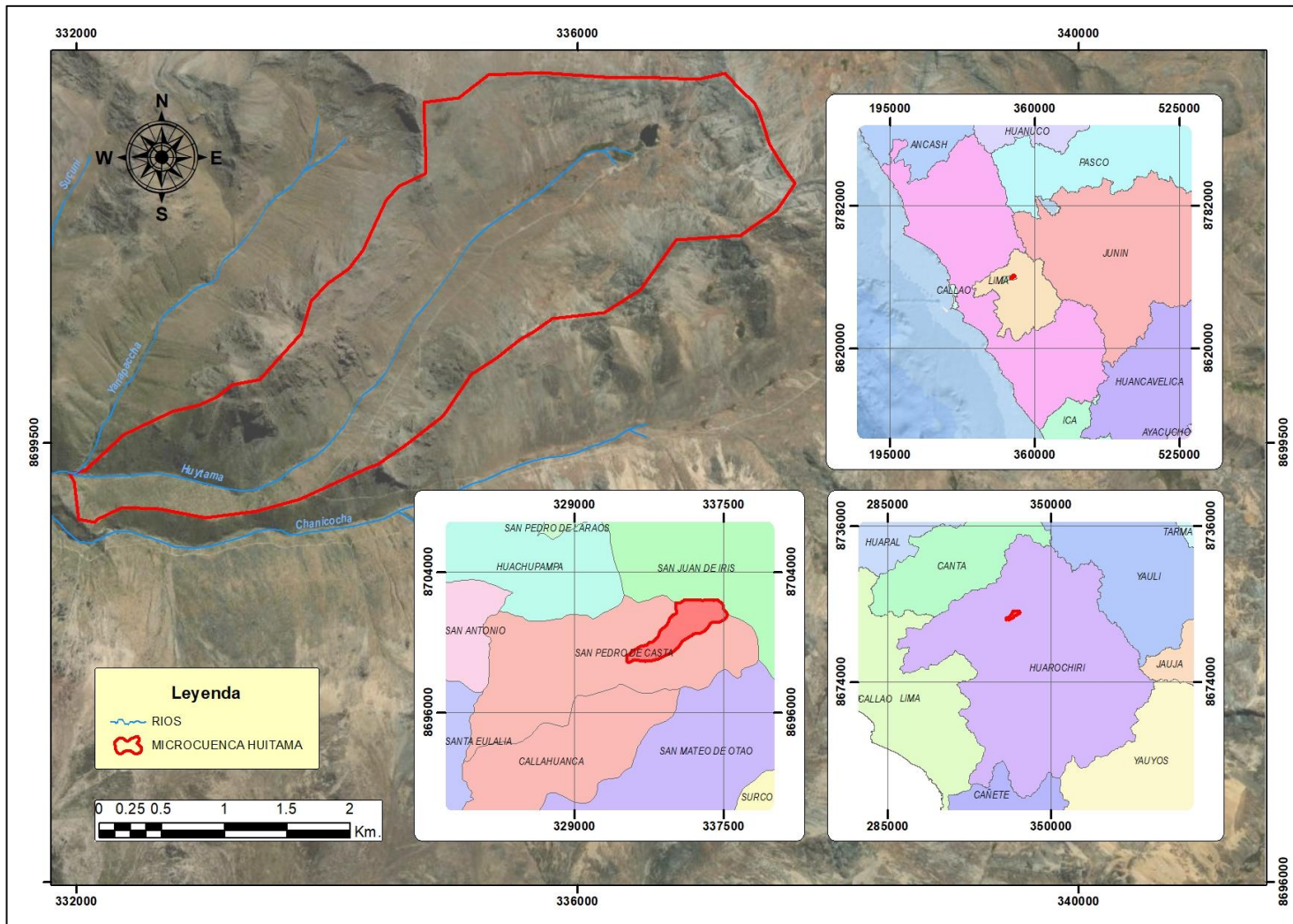


Figura 1: Mapa de ubicación política de la microcuenca Huitama

FUENTE: Elaboración propia

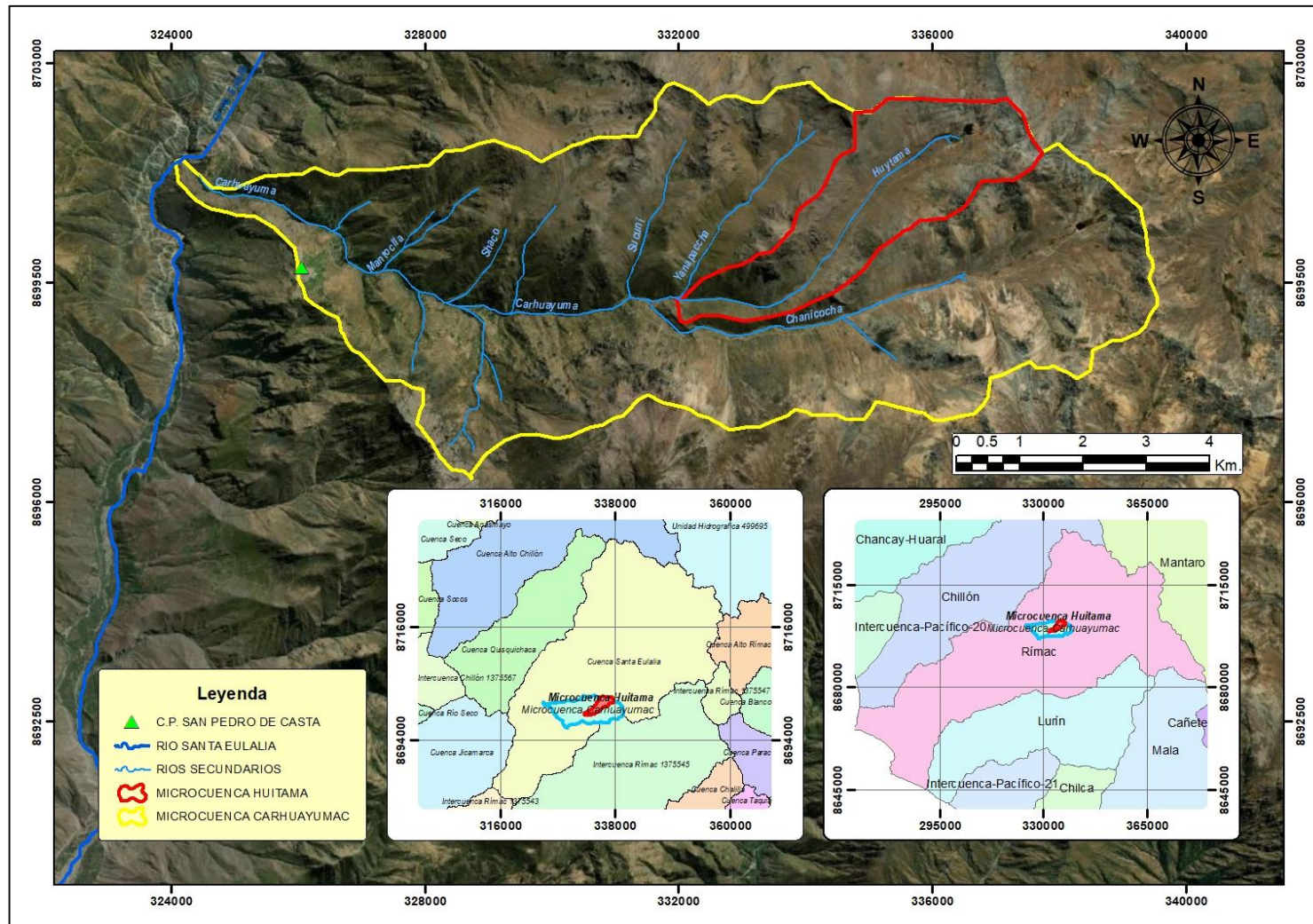


Figura 2: Mapa de ubicación hidrográfica de la microcuenca Huitama

FUENTE: Elaboración propia

3.1.2. Accesibilidad

El acceso a la microcuenca Huitama desde la ciudad de Lima se realiza a través de la carretera Central hasta llegar a la provincia de Huarochirí, que está ubicada a 33.9 kilómetros al Este. Posteriormente se continuó a través del desvío por el río Santa Eulalia margen derecha (distrito de Santa Eulalia), recorriendo 66 km a través de una carretera sin asfaltar y en condiciones inadecuadas, para llegar a la comunidad más cercana, el tiempo aproximado de recorrido desde la ciudad de Lima hasta la Comunidad Campesina de San Pedro de Casta es de 3.5 horas. Finalmente, la microcuenca Huitama se encuentra a 1 hora del centro poblado de San Pedro de Casta; en la Tabla 2 se describe las distancias en km y el tiempo en horas para el desplazamiento hacia la zona del proyecto.

Tabla 2: Distancias hacia la zona del proyecto

Inicio	Final	Distancia (km)	Tiempo (horas)	Tipo de vehículo
Lima	Santa Eulalia	33.9	1.5	Bus/Camioneta
Santa Eulalia	C.P. San Pedro de Casta	66.0	2.0	Van/ Camioneta
C.P. San Pedro de Casta	Microcuenca Huitama	17.0	1.0	Camioneta

FUENTE: Elaboración propia

3.1.3. Población

La comunidad de San Pedro de Casta es la población colinda con el área de proyecto y una de sus fuentes principales de agua proviene de la microcuenca Huitama. De acuerdo con el XII Censo de Población y VII Vivienda (2017), elaborado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), se determinó que la comunidad cuenta con un total de 928 habitantes de los cuales el 52.2% son mujeres y el 47.8% son hombres, siendo el 1.6% del total de la provincia de Huarochirí.

3.1.4. Características socioeconómicas

Según el XII Censo de Población y VII Vivienda (2017), elaborado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), se denomina Población Económicamente Activa (PEA) a las personas en capacidad de trabajar y producir, sean estas varones o mujeres, en esta condición se encuentran los que tienen una edad entre los 15 a 64 años, considerando como el intervalo de edad propicio para laborar. En la Tabla 3, se describen las actividades

económicas que predominan en la comunidad de San Pedro de Casta, siendo la agricultura, ganadería, silvicultura y pesca con un porcentaje de 63.6% de la ocupación de la Población Económicamente Activa (PEA).

Tabla 3: Participación en la actividad económica (15 y a más años) en el distrito de San Pedro de Casta

Población Económicamente Activa (PEA)	Total	%
PEA ocupada según actividad económica	568	100.0
Agricultura, ganadería, caza y silvicultura	361	63.6
Pesca	-	-
Explotación de minas y canteras	-	-
Industrias manufactureras	16	2.8
Suministro de electricidad, gas y agua	-	-
Construcción	26	4.6
Comercio	56	9.9
Venta, mantenimiento y reparación de veh. autom. y motoc	2	0.4
Hoteles y restaurantes	9	1.6
Transporte, almacenamiento y comunicaciones	20	3.5
Intermediación financiera	-	-
Actividad inmobiliaria, empresas y alquileres	15	2.6
Adm. pública y defensa; planes de seguridad social. afil	18	3.2
Enseñanza	15	2.6
Servicios sociales y de salud	11	1.9
Otras actividades de servicios, comun.soc y personales	10	1.8
Hogares privados con servicio doméstico	7	1.2
Organiz. y órganos extraterritoriales	-	-
Actividad económica no especificada	2	0

FUENTE: INEI – Censos Nacionales 2017

3.1.5. Meteorología

a. Temperatura

Según SENAMIH, las heladas ocurren cuando la temperatura del aire desciende a cero grados centígrados o valores menores a cero grados centígrados en zonas altoandinas.

En la Tabla 4 se observa que en la microcuenca Huitama, las temperaturas mínimas tienden a ser negativas durante los meses de enero a abril, mientras que muestran una tendencia hacia valores cercanos a cero en los meses restantes.

Tabla 4: Temperatura promedio mensual (4200 msnm)

Descripción	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago.	Set	Oct	Nov	Dic
Temperatura Prom ° C	5.11	5.28	5.46	4.71	5.32	6.36	6.84	6.37	6.79	6.64	5.47	6.03
Temperatura Max ° C	14.02	12.73	12.92	13.12	13.72	16.11	12.33	12.33	13.32	13.62	13.12	12.63
Temperatura Min ° C	-1.39	-1.29	-1.09	-0.4	0.8	3.18	2.49	2.49	1.69	2.29	2.19	2.39

FUENTE: SENAMHI

b. Viento

La velocidad promedio del viento por hora en San Mateo tiene variaciones estacionales leves en el transcurso del año. En la figura 3, se muestra que la parte más ventosa del año dura 5,8 meses, del 23 de mayo al 15 de noviembre, con velocidades promedio del viento de más de 8,4 kilómetros por hora. El día más ventoso del año es el 1 de agosto, con una velocidad promedio del viento de 9,8 kilómetros por hora. El tiempo más calmado del año dura 6,2 meses, del 15 de noviembre al 23 de mayo. El día más calmado del año es el 19 de febrero, con una velocidad promedio del viento de 7,0 kilómetros por hora.

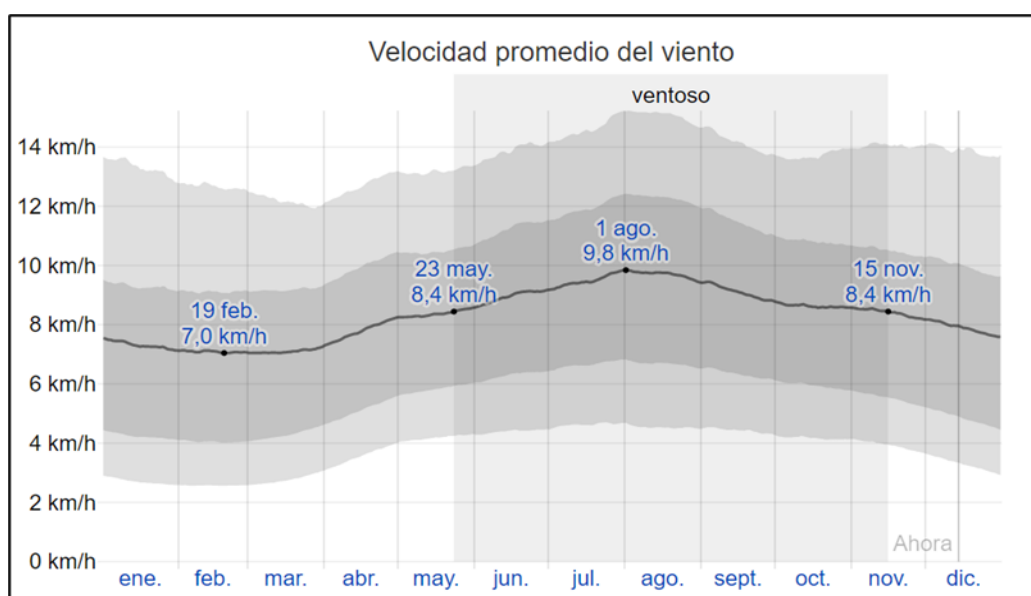


Figura 3: Velocidad promedio de viento (km/h)

FUENTE: Wheater Spark

3.1.6. Hidrogeomorfología

La caracterización de la microcuenca Huitama comprende la evaluación de los parámetros físicos relevantes y su comportamiento en términos hidrológicos. Este proceso se lleva a cabo con el objetivo de adquirir un entendimiento fundamental de la unidad de drenaje para el proyecto, y además se emplea con propósitos de comparación. En la Figura 4, se muestra la extensión del análisis complementario.

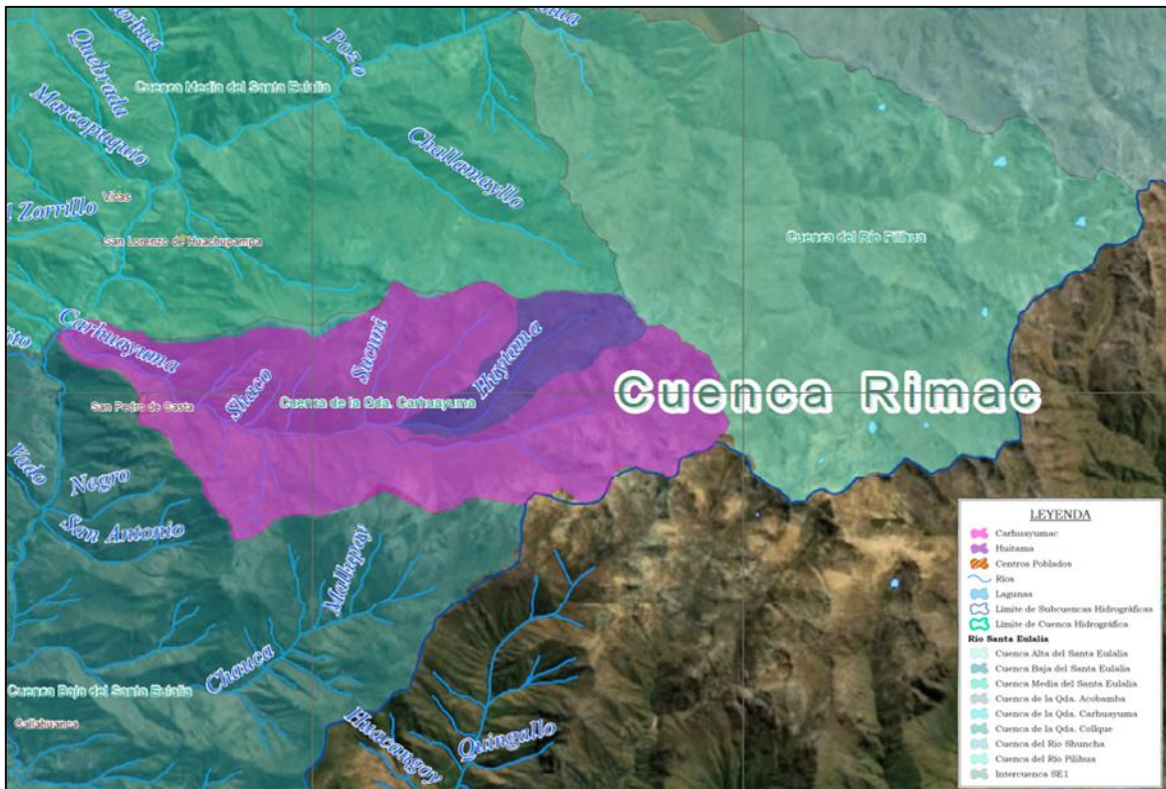


Figura 4: Microcuenca del ámbito de estudio

FUENTE: Elaboración propia

Asimismo, se establecieron los siguientes parámetros para la microcuenca Huitama:

PARÁMETROS DE FORMA

- Área

Se tiene un área de 8.29 km² que corresponde a la superficie plana con proyección horizontal.

- **Perímetro**

Se tiene un perímetro de 15.70 km.

- **Ancho promedio**

Se tiene un ancho promedio de 2.31 km.

- **Factor de forma**

El factor de forma es de 0.199, por lo que la microcuenca tendrá un aumento lento de caudal en un evento de precipitación máxima.

- **Coefficiente de compacidad**

La microcuenca Huitama se caracteriza por su forma alargada, con un coeficiente de compacidad de 1.70. Como resultado, la respuesta ante eventos extremos será rápida en toda la microcuenca.

PARÁMETROS DE RELIEVE

- **Altura media de la cuenca**

La cota máxima de la microcuenca Huitama es 4740 msnm, la cota mínima es 3841 msnm y su altitud media es de 4291 msnm.

- **Pendiente promedio**

La pendiente promedio del cauce principal es de 42.53%, correspondientes a un terreno fuertemente accidentado.

- **Longitud del cauce principal**

La longitud del cauce principal es de 6.43 km.

Parámetros de la Red Hidrográfica

- **Grado de bifurcación**

De acuerdo con la clasificación de Horton se tiene que la microcuenca Huitama es de orden 5. En la Tabla 5, se muestra los parámetros geomorfológicos de la

microcuenca Huitama.

Tabla 5: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Huitama

Parámetros		Unidad de medida		Microcuenc Huitama
	Área		km ²	8.26
Parámetros de forma	Ancho promedio		km	2.31
	Perímetro		km	15.70
	Factor de forma			0.199
	Coefficiente de compacidad			1.70
Parámetros de relieve	Altitud media de la cuenca	máxima	m.s.n.m	4740
		mínima	m.s.n.m	3841
	Pendiente media de la cuenca		%	42.53
Parámetros de la red hidrográfica	Longitud del cauce principal		km	6.43
	Orden de corrientes			5

FUENTE: Elaboración propia

3.2. HIDROLOGÍA

3.2.1. Caudal medio mensual de la microcuenca Huitama

a. Precipitación

La caracterización hidrometeorológica tiene como objetivo aproximar el patrón de los ingresos de agua de lluvia a la cuenca del área del proyecto. El análisis de estos registros históricos, el conocimiento de la hidrología regional y la apreciación obtenida en la visita de campo permite estimar los flujos representativos en la zona del proyecto, su variación temporal y espacial.

En la microcuenca Huitama se utilizó información registrada en las siguientes estaciones: Carampoma, Río Blanco y Milloc. Para ello, se accedió al registro de precipitaciones desde el año 1993 hasta 2013. Las altitudes de dichas estaciones varían desde los 3450msnm hasta los 4320 msnm. En la Tabla 6, se presentan las características de las estaciones pluviométricas que fueron analizadas.

Tabla 6: Estaciones con registro de precipitación

Estación	Período de registro	Fuente	Coordenadas (Datum WGS84) (Este; Norte)		Altitud (msnm)
Carampoma	1993-2013	SENAMHI	334775.00	8711083.00	3452
Río Blanco	1993-2013	SENAMHI	358702.59	8700226.10	3550
Milloc	1993-2013	SENAMHI	352767.00	8720546.00	4320

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)

b. Análisis pluviométrico

La ecuación de la precipitación para la microcuenca Huitama se realizó considerando la existencia de una relación exponencial entre los datos de precipitación total anual registrada en las estaciones pluviométricas ubicadas en el área de estudio y su altitud respectiva. En la Figura 5 se muestra la relación Precipitación – Altitud, y la ecuación encontrada fue:

$$PP = 71.67 * e^{0.0006 * \text{Altitud}}$$

Donde:

PP = Precipitación total anual (mm)

Altitud = Altitud sobre el nivel del mar (msnm)

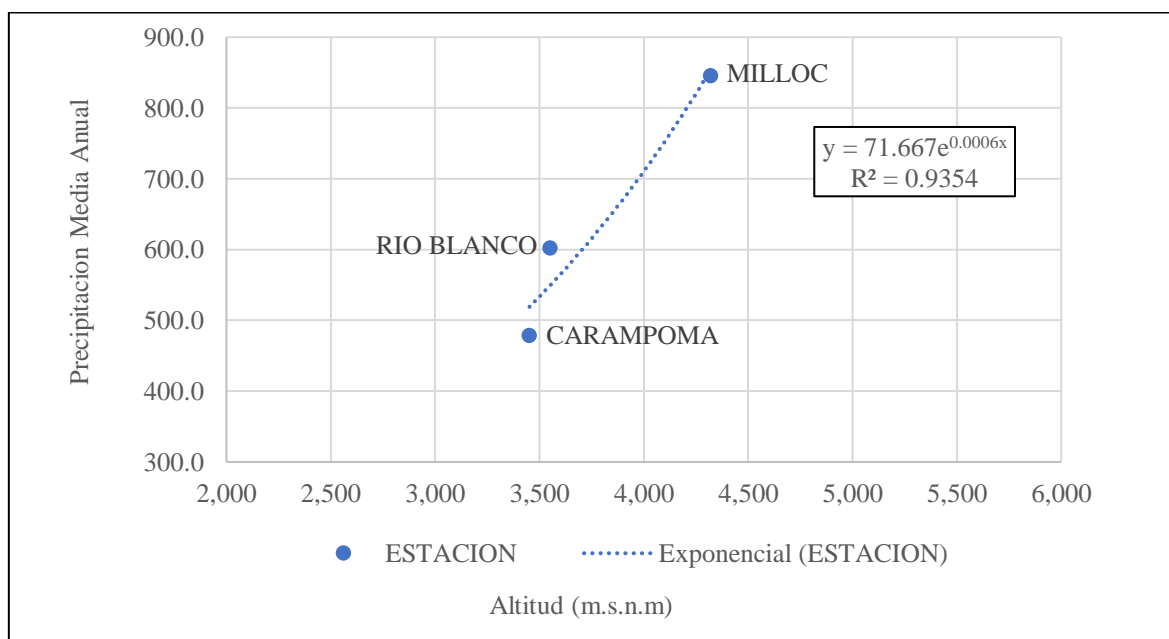


Figura 5: Relación Precipitación – Altitud

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)

c. Análisis de consistencia

El análisis de consistencia de la precipitación considera la identificación, descripción y remoción de los errores de la serie de datos, a fin de obtener series confiables para lo cual se empleó el método de doble masa (SENAMHI, 2017).

d. Análisis de doble masa

Se utilizó en la detección de inconsistencias en los datos hidrológicos, cuando disponen de dos o más series de datos, en lo que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de estos (SENAMHI, 2017).

En la Figura 6 se observa el análisis de doble masa o acumulación se ha efectuado en 3 estaciones seleccionadas. Asimismo, se considera un registro común de 20 años entre los períodos de 1993 a 2013.

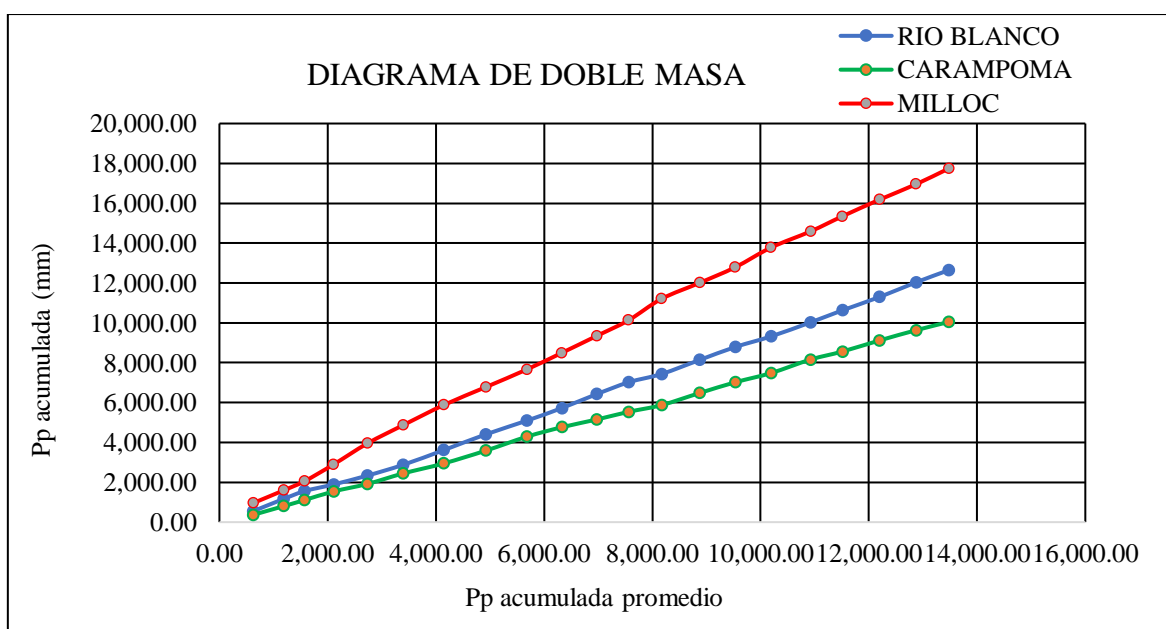


Figura 6: Diagrama de doble masa

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)

e. Precipitación en la microcuenca Huitama

- Estación Carampoma

Según la Tabla 7, las precipitaciones máximas ocurren durante los meses de noviembre a marzo. La precipitación media anual es de 478.3 mm, en épocas de

estiaje la media mensual se establece en julio, con un valor de 0.2 mm, y la media mensual de los meses más lluviosos se presenta en marzo, cuando alcanza 105.50 mm. La variabilidad anual hace que, en algunos años, la mínima de precipitaciones mensuales sea de 0.0 mm (meses de junio a octubre), y las máximas se den en febrero y marzo, cuando algunos años alcanzaron valores de 170.0 y 210.6 mm respectivamente, observándose gráficamente en la Figura 7.

Tabla 7: Precipitación promedio mensual, máximas, mínimas (1993-2013) – Estación Carampoma

Variables	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
Promedio mensual	88.0	101.6	105.5	41.5	5.2	0.4	0.2	0.5	7.5	23.6	32.9	71.4	478.3
Máxima mensual	157.6	170.0	210.6	109.3	19.2	1.4	3.7	3.4	21.1	63.0	75.3	122.3	956.9
Mínimo mensual	20.2	18.2	7.3	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	17.5	70.1

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

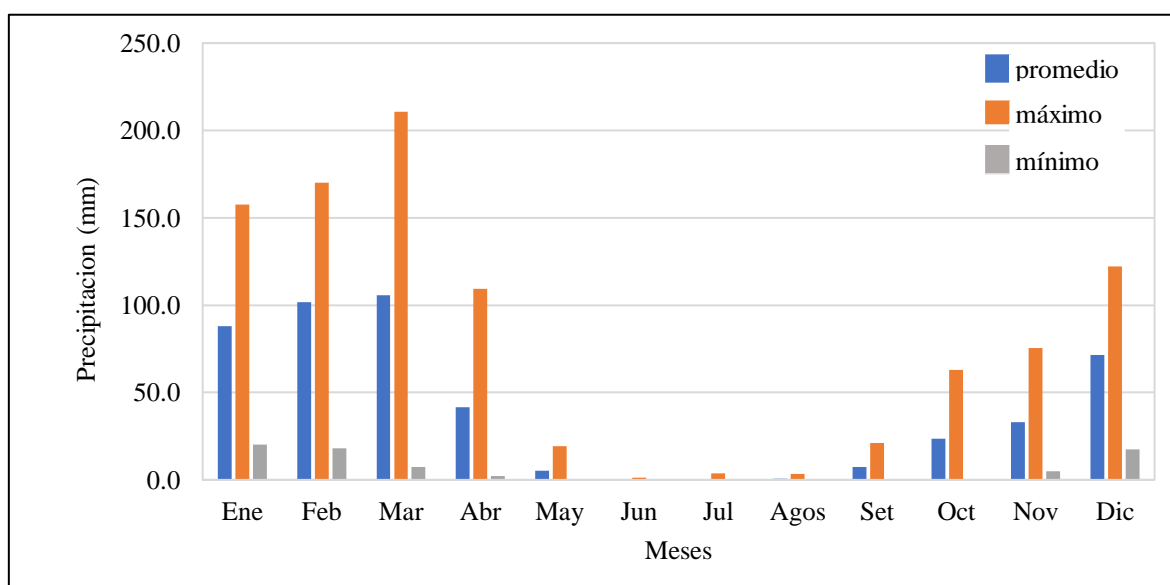


Figura 7: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Carampoma

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

- **Estación Río Blanco**

En la Tabla 8 se muestra que las máximas precipitaciones ocurren durante el período de noviembre a marzo. La precipitación media anual es de 602.1 mm, la media mensual en época de estiaje se establece en julio, cuando llega a un valor de 0.7 mm, y la media mensual de los meses más lluviosos se presenta en febrero, cuando alcanza

126.7 mm. La variabilidad anual hace que, en algunos años, la mínima de precipitaciones mensuales sea de 0.0 mm (meses de junio a agosto), y las máximas se den en febrero y marzo, cuando algunos años alcanzaron valores de 194.0 y 223.9 mm respectivamente, observándose gráficamente en la Figura 8.

Tabla 8: Precipitación promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Río Blanco

Variables	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Promedio mensual	107.4	126.7	121.6	44.1	8.7	1.6	0.7	2.7	12.8	32.3	47.7	95.9	602.1
Máxima mensual	183.1	194.0	223.9	121.2	33.2	9.5	3.1	9.5	33.1	65.5	110.6	154.3	1141.0
Mínimo mensual	33.3	64.4	18.5	11.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.9	7.1	26.1	167.8

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

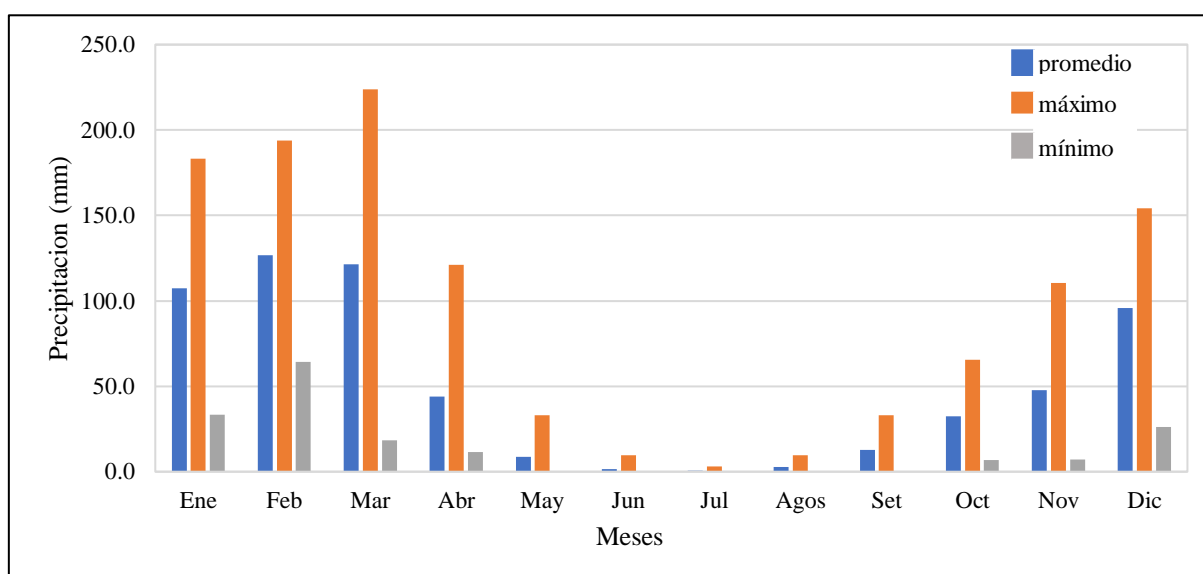


Figura 8: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Río Blanco

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

- **Estación Milloc**

En la Tabla 9, las precipitaciones máximas ocurren durante el período de noviembre a marzo. La precipitación media anual es de 845.1 mm, la media mensual de los meses más secos se establece en junio, cuando llega a un valor de 1.0 mm, y la media mensual de los meses más lluviosos se presenta en febrero, cuando alcanza 177.5 mm. La variabilidad anual hace que, en algunos años, la mínima de precipitaciones mensuales sea de 0.0 mm (meses de mayo a agosto), y las máximas se den en febrero

y marzo, cuando algunos años alcanzaron valores de 283.0 y 258.4 mm respectivamente, observándose gráficamente en la Figura 9.

Tabla 9: Precipitación promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Milloc

Variables	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Promedio mensual	148.0	177.5	175.7	88.5	15.2	1.0	1.2	17.8	16.1	40.4	63.6	100.2	845.05
Máxima mensual	193.8	283.0	258.4	153.1	42.5	3.1	12.4	107.4	53.5	80.3	200.9	180.7	1569.22
Mínimo mensual	89.2	110.1	69.8	18.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	13.7	5.6	41.6	349.20

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

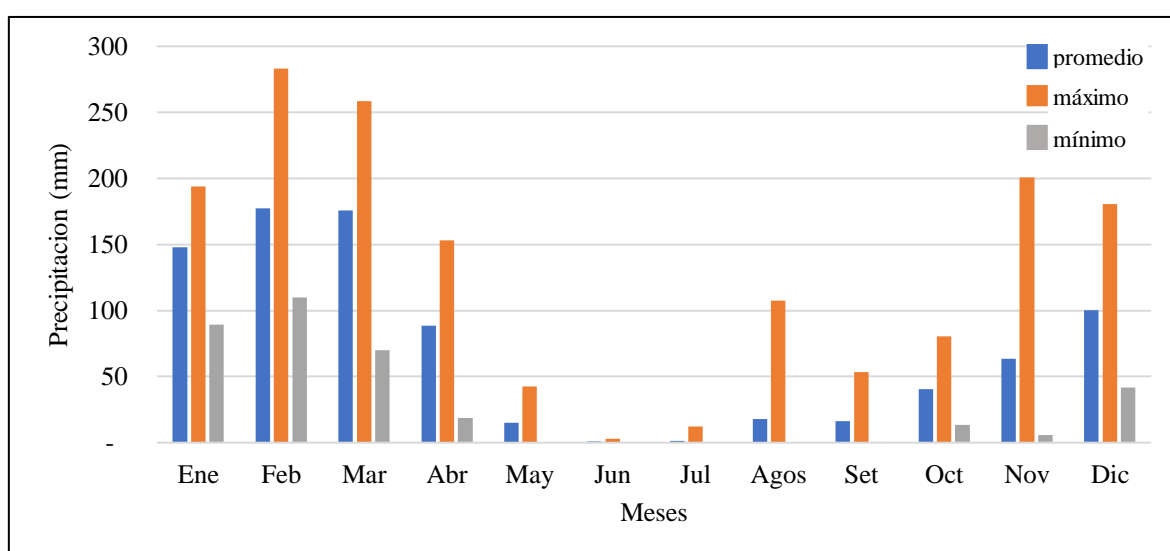


Figura 9: Promedio mensual, máximas y mínimas (1993-2013) – Estación Milloc

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

f. Caudal medio mensual

Debido a que en la microcuenca Huitama no se cuenta con información histórica de registro de caudales, ha sido necesario generar un registro sintético de caudales en puntos de interés a nivel de la microcuenca. Para tal fin se ha empleado el modelo hidrológico Lutz Sholtz, desarrollado para cuencas de la sierra peruana, entre los años 1979-1980, en el marco de Cooperación Técnica de la República de Alemania a través del Plan Meris II (Fattorelli & Fernández, 2011).

Este modelo combina una estructura determinística para el cálculo de los caudales mensuales para el año promedio (Balance Hídrico - Modelo determinístico) y una

estructura estocástica para la generación de series extendidas de caudal (Proceso markoviano - Modelo Estocástico); mediante el cual, en base al conocimiento del proceso del ciclo hidrológico, entradas meteorológicas y las características de la cuenca, se obtiene la escorrentía de la microcuenca Huitama (Fattorelli & Fernández, 2011).

Los parámetros más importantes del modelo son la determinación de la precipitación efectiva hidrológica, el déficit de escurrimiento, la retención y agotamiento de la cuenca.

g. Generación de caudales medios mensuales

Se utilizó las series de precipitación media mensual y los parámetros físicos de la microcuenca Huitama, reproduciendo descargas sintéticas haciendo uso del modelo Determinístico - Estocástico Lutz Scholz (Fattorelli & Fernández, 2011).

Los resultados de la generación de caudales para la microcuenca Huitama se presenta en la Tabla 10.

Tabla 10: Generación de caudales medios mensuales

MES	PRECIPITACION MENSUAL					CONTRIBUCION DE LA RETENCION				CAUDALES GENERADOS	
	N° días del mes	P Total mm/mes	Efectiva			Gasto		Abastecimiento		mm/mes	m³/s
			PE III mm/mes	PE IV mm/mes	PE mm/mes	Gi	Gi mm/mes	Ai	Ai mm/mes		
Enero	30	147.97	-79.0	88.8	85.0			0.300	15.0	70.0	0.224
Febrero	28	177.47	-151.7	101.8	96.0			0.300	15.0	81.0	0.278
Marzo	31	175.71	-146.4	102.1	96.4			0.050	2.5	93.9	0.291
Abril	30	88.45	-11.9	30.4	29.5	0.477	26.3			55.8	0.178
Mayo	31	15.24	1.5	3.4	3.4	0.228	12.5			15.9	0.049
Junio	30	0.99	0.1	0.2	0.2	0.109	6.0			6.2	0.020
Julio	31	1.16	0.1	0.3	0.3	0.052	2.9			3.1	0.010
Agosto	31	17.80	1.7	3.9	3.8	0.025	1.4			5.2	0.016
Setiem.	30	16.09	1.6	3.6	3.5	0.012	0.6			4.2	0.013
Octubre	31	40.36	1.5	8.2	8.1	0.006	0.3	0.100	5.0	3.4	0.010
Noviem.	30	63.61	-2.2	15.7	15.3			0.000	0.0	15.3	0.049
Diciem.	31	100.19	-19.3	40.2	38.8			0.250	12.5	26.3	0.081
AÑO		845.05	-404.0	398.6	380.27	0.907	50.0	1.000	50.0	380.3	0.102
Coeficientes		0.45	0.023	0.977	1.000						

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima

3.3. METODOLOGÍA

3.3.1. Fase de campo

En este punto se realizó un recorrido en el área de influencia del proyecto, con la finalidad de identificar y evaluar el estado situacional del ecosistema principal (laguna Huitama) y las infraestructuras hidráulicas existentes en la microcuenca Huitama.

a. Laguna Huitama

Naciente de la microcuenca del mismo nombre, este ecosistema principal se ubica en el distrito de San Pedro de Casta, provincia de Huarochirí y departamento de Lima, en la Tabla 11 se describe geográficamente su ubicación en coordenadas UTM WGS84 y en la Figura 10 se muestra su ubicación en vista satelital.

Tabla 11: Ubicación geográfica de la laguna Huitama

Descripción	Este (m)	Norte (m)	Altitud (msnm)
Laguna Huitama	336550.00	8701900.00	4548

FUENTE: Elaboración propia



Figura 10: Ubicación de la laguna Huitama

FUENTE: Elaboración propia

Se observó la existencia de un dique en forma de arco con material de concreto ciclópeo, con dimensiones de 3.00 metros de alto, 1.00 metros de ancho y una longitud de 80.00 metros aproximadamente; el cual se encontró en buenas condiciones. En la Tabla 12 se describe la ubicación geográfica del dique en coordenadas UTM (WGS84) y en la Figura 11 se muestra el estado del dique.

Tabla 12: Ubicación geográfica de dique existente

Descripción	Coordenada (Datum UTM WGS84)			
	Inicio		Fin	
	Este (m)	Norte (m)	Este (m)	Norte (m)
Dique	336488.00	8701914.00	336541.00	8701858.00

FUENTE: Elaboración propia

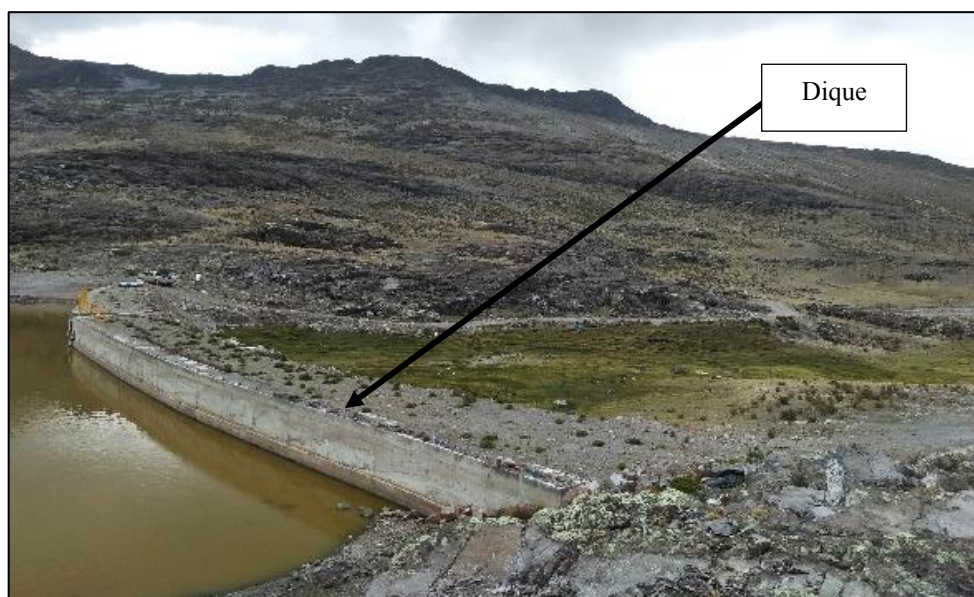


Figura 11: Vista del dique existente en la laguna Huitama

Con respecto al estado de la laguna, en la Figura 12, se pudo evidenciar que en su lado posterior derecho se encontró un gran depósito de sedimentos, observándose la acumulación de material fino que ha sido arrastrado por las fuertes precipitaciones provenientes desde la parte alta de las laderas.



Figura 12: Sedimentación en el ecosistema principal

b. Aliviadero de demasías

Geográficamente, esta estructura hidráulica se encuentra ubicada en la coordenada UTM WGS 84: 336523.00 m Este – 8701886.00 m Norte, según la Tabla 13; está construido en medio del dique de la laguna, de acuerdo con lo mostrado en la Figura 13 y 14, con una ventana de descarga muy reducida con dimensiones de 0.25 m de alto y 1.00 m de ancho, conservando la misma sección hasta su última sección y con una estructura mal ejecutada, debido a que se observó una sección ondulada.

De acuerdo con lo precisado por los propios lugareños de la zona, en el año 2017 durante la época de avenidas, la laguna Huitama superó su capacidad máxima de almacenamiento, por lo que el volumen que se generó por las fuertes precipitaciones excedió la capacidad de descarga del vertedero de salida, lo que originó el desborde por toda la estructura del dique existente; por ello, se redimensionó la sección del vertedero de salida con la finalidad de evitar el rebose de agua en dichas épocas.

Tabla 13: Ubicación geográfica del aliviadero de demasías

Descripción	Coordenadas (Datum UTM WGS 84)		Altitud (msnm)
	Norte (m)	Este (m)	
Aliviadero de demasías	8701886.00	336523.00	4548

FUENTE: Elaboración propia



Figura 13: Ubicación del aliviadero de demasías en dique

FUENTE: Elaboración propia



Figura 14: Vista del aliviadero existente en dique

c. Canal de infiltración (canal amunero)

Se observó la existencia de un canal natural de infiltración existente en el área de estudio, se encuentra ubicado al este del centro poblado de San Pedro de Casta, y en la parte media de la quebrada Huitama, y tiene una extensión de 2.036 km de longitud total. En la Tabla 14, se muestra la ubicación geográfica (WGS 84 UTM) del canal de infiltración (canal amunero) y en la Figura 15 su ubicación en vista satelital.

Tabla 14: Ubicación geográfica del canal de infiltración (canal amunero)

Descripción	Ubicación		
	Coordenadas UTM WGS 84 Norte (m)	Este (m)	Altitud (msnm)
Bocatoma – Inicio de canal amunero	8700053.00	334430.00	4285
Final de canal amunero existente	8699611.00	332711.00	4191

FUENTE: Elaboración propia



Figura 15: Ubicación del canal natural de infiltración

FUENTE: Elaboración propia

El canal de infiltración tenía una bocatoma construida con concreto el cual se encontraba en buenas condiciones. En su recorrido, atravesaba suelos o materiales sueltos y en algunos tramos de afloramiento de rocas, las mismas que se encontraban fracturadas, favoreciendo la infiltración directa de las aguas hacia el acuífero.

Desde la progresiva 0+000 km hasta la progresiva 1+200 km se observó la estructura del canal amunero en óptimas condiciones, según lo observado en las figuras 16 y 17.



Figura 16: Bocatoma del canal amunero en la progresiva 0+000 km y estructura



Figura 17: Vista de la progresiva 1+200 km del canal amunero

Asimismo, a partir de la progresiva 1+200 km hasta la progresiva 2+360 km, en una longitud de 836.00 metros lineales, el estado de la estructura del canal amunero, se encontraba en muy malas condiciones estructurales, debido al deslizamiento de material de arrastre provenientes de la parte alta como piedras, arena y grava dentro de su sección interna a causa de la erosión del suelo, y en progresiva 1+600 km, en el cual se evidenció un tramo aún más crítico debido a la presencia de una cárcava, obsérvese las Figuras 18 y 19.



Figura 18: Vista de las condiciones estructurales en malas condiciones del canal amunero



Figura 19: Vista de la progresiva 1+600 km del canal amunero

d. Levantamiento batimétrico y topográfico

La batimetría se realizó siguiendo todos los protocolos de seguridad y técnicas, de tal manera que se aseguró la calidad de los datos levantados. Para llevar un mejor control del distanciamiento entre puntos, se colocó una cuerda que cruzaba de orilla a orilla del ancho de la laguna en diferentes progresivas, guiando al personal en cargo de la topografía en la toma de datos.

La ubicación de la estación fue en una zona dominante del terreno, con una vista de toda el área del proyecto, según se observa en la Figura 20, donde ayudó a mantener una sola posición al operario facilitando las actividades de campo. Para determinar las coordenadas de la estación se utilizó un GPS marca Garmin, calibrado y en buen estado, descrito en la Tabla 15.

Tabla 15: Ubicación en coordenadas de la estación y BM

Ítem	Este(m)	Norte (m)	Z(m)	Descripción
1	336491	8701938	4564	Estación
2	336539	8701866	4560	BM

FUENTE: Elaboración propia



Figura 20: Levantamiento batimétrico y topográfico en la laguna Huitama.

Respecto al levantamiento topográfico, este se realizó con la finalidad de determinar la pendiente del canal amunero existente. Los puntos de estación se determinaron mediante un GPS marca Garmin, los cuales se visualizan en la Tabla 16.

Tabla 16: Ubicación en coordenadas de la estación y BM

Ítem	Este(m)	Norte (m)	Z(m)	Descripción
3	333744	8699031	4246	Estación
4	333776	8699050	4247	BM

FUENTE: Elaboración propia

En la Figura 21 se pudo observar a los lugareños de la Comunidad de San Pedro de Casta apoyando en las labores del levantamiento topográfico.



Figura 21: Levantamiento topográfico en el área de influencia de la amuna

3.3.2. Fase de gabinete

a. Evaluación del levantamiento batimétrico y topográfico

• Laguna Huitama

Se realizó la evaluación del procesamiento de los datos obtenidos (509 puntos) en el levantamiento batimétrico y topográfico en la laguna Huitama con la finalidad de determinar el volumen de almacenamiento de la laguna (m^3), la determinación del volumen muerto (m^3), el Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME) y el Nivel de Agua Máximo Ordinario (NAMO).

Con la finalidad de determinar dichos parámetros, se realizó el análisis de los datos obtenidos en la batimetría, para procesarlo en el software AutoCAD Civil v.2018, mediante el cual se obtuvo los valores descritos en la Tabla 17.

Tabla 17: Determinación de volumen acumulado (m³)

Cota inferior (m.s.n.m.)	Cota superior (m.s.n.m.)	Área inf. (m ²)	Área sup. (m ²)	Área prom. (m ²)	Vol. parcial (m ³)	Vol. acum. (m ³)	Vol. parcial (Mm ³)	Vol. Acum. (Mm ³)	Área (ha)
4556.00	4556.50	290.17	4822.34	2556.26	1278.13	1278.13	1.28	1.28	0.26
4556.50	4557.00	4822.34	8355.40	6588.87	3294.44	4572.56	3.29	4.57	0.66
4557.00	4557.50	8355.40	10607.24	9481.32	4740.66	9313.22	4.74	9.31	0.95
4557.50	4558.00	10607.24	12648.44	11627.84	5813.92	15127.14	5.81	15.13	1.16
4558.00	4558.50	12648.44	14901.26	13774.85	6887.43	22014.57	6.89	22.01	1.38
4558.50	4559.00	14901.26	17820.73	16361.00	8180.50	30195.07	8.18	30.20	1.64
4559.00	4559.50	17820.73	21056.17	19438.45	9719.23	39914.29	9.72	39.91	1.94
4559.50	4560.00	21056.17	23857.41	22456.79	11228.40	51142.69	11.23	51.14	2.25
4560.00	4560.50	23857.41	26113.75	24985.58	12492.79	63635.48	12.49	63.64	2.50
4560.50	4561.00	26113.75	28916.11	27514.93	13757.47	77392.94	13.76	77.39	2.75
4561.00	4561.50	28916.11	31936.62	30426.37	15213.18	92606.12	15.21	92.61	3.04
4561.50	4562.00	31936.62	35309.14	33622.88	16811.44	109417.56	16.81	109.42	3.36
4562.00	4562.50	35309.14	37709.06	36509.10	18254.55	127672.11	18.25	127.67	3.65

FUENTE: Elaboración propia

- **Volumen de sedimentos**

Se utilizó como unidad de medida para la sedimentación el metro cúbico. Con la finalidad de determinar el grado de sedimentación se realizó el análisis de los datos obtenidos en el levantamiento batimétrico y el procesamiento en el software AutoCAD Civil v.2018, para la obtención del volumen de sedimentos (volumen muerto).

- **Amuna**

Se evaluó los datos obtenidos en el levantamiento topográfico con la finalidad de determinar la pendiente del canal amunero para su recuperación, desde la progresiva 1+200 km hasta la progresiva 2+360 km.

b. Diseño hidráulico para el redimensionamiento del aliviadero de demasías existente en la laguna Huitama

Teniendo en cuenta la evaluación del estado situacional del aliviadero de demasías existente durante la fase de campo, se evidenció que su estructura actual no presenta las condiciones para soportar el caudal de excedencias por tener una dimensión muy reducida y mal estructurado, cuya altura es de 0.25 m. y el ancho de 1.00 m. Por ello,

se ha propuesto el rediseño de las dimensiones de su estructura con la finalidad de soportar la excedencia del caudal determinado en un periodo de retorno de 50 años.

Para ello, se requiere la determinación de los siguientes parámetros:

Determinar el caudal máximo de avenidas para un periodo de retorno de 50 años; mediante el “Método Racional” teniendo en cuenta que la microcuenca es catalogada como pequeña debido a que su área es menor a 25 km². (Villón Bejar, 2002)

$$Q = C * I * A \quad \dots (5)$$

Donde:

Q, es el caudal máximo de avenidas (m³/s).

C, coeficiente de escorrentía.

I, intensidad de precipitaciones máximas de 24 horas (mm)

A, área de la microcuenca.

- **Evaluación del estudio de la precipitación máxima en 24 horas - Intensidad de lluvias**

El estudio de la precipitación máxima de 24 horas, sus ajustes, periodos de retorno e intensidades nos ayudan a determinar los flujos máximos en el río. Asimismo, nos ayudan a dimensionar las estructuras hidráulicas para evitar su desborde. (SENAMHI, 2017)

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad \dots (6)$$

Donde:

K, n, m, factores característicos de la zona de estudio.

T, periodo de retorno en años.

- **Análisis de Máximas Avenidas**

El análisis de avenidas tiene por finalidad determinar las descargas máximas probables para diferentes periodos de retorno sirvieron en el diseño de las diferentes estructuras hidráulicas. La descarga que se utilice se le llamara “Avenida Máxima Probable”, que se define como la mayor crecida que cabe esperar en un lugar,

teniendo en cuenta todos los factores pertinentes de emplazamiento, meteorología, hidrología y terreno. (ANA, 2017).

- **Información Pluviométrica e Hidrometría**

Al no existir estaciones de aforo que permitan estimar directamente los caudales de descargas máximas dentro de las microcuencas de drenaje, este parámetro fue estimado en base a la información de lluvias máximas (Precipitación Máxima en 24 horas) registradas en las estaciones más cercanas al ámbito de la zona de estudio, habiéndose identificado la estación de Milloc la más adecuada para el análisis hidrológico por presentar una serie de datos completo, cuya ubicación geográfica se describe en la Tabla 18.

Tabla 18: Ubicación Geográfica – Estación Milloc

Estación	Periodo de registro	Fuente	Coordenadas UTM WGS 84		Altitud (msnm)
			Este (m)	Norte (m)	
Milloc	1993-2013	SENAMIH	352767.00	8720546.00	4320

FUENTE: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI)

En la Tabla 19, se presenta una serie de valores extremos anuales de la estación disponible de registros anuales que expresan la variación de la precipitación máxima en función con el tiempo.

Serie de valores máximos anuales de precipitación máxima (mm) en el período de los años de 1964 al 2009.

Tabla 19: Valores máximos anuales de precipitación máxima en 24 horas (mm)

Nº	Año	Pp. máx. 24 horas (mm)
1	1964	31.2
2	1965	33.2
3	1966	35.8
4	1967	40.0
5	1968	31.9
6	1969	21.5

«Continuación»

7	1970	35.5
8	1971	31.8
9	1972	58.4
10	1973	37.0
11	1974	21.3
12	1975	28.4
13	1976	79.4
14	1977	32.9
15	1978	33.9
16	1979	21.1
17	1980	24.8
18	1981	37.9
19	1982	26.2
20	1983	38.3
21	1984	59.8
22	1985	37.0
23	1986	34.6
24	1987	20.0
25	1988	32.4
26	1989	33.1
27	1990	46.2
28	1991	44.4
29	1992	30.8
30	1993	37.6
31	1994	49.2
32	1995	54.4
33	1996	23.8
34	1997	18.3
35	1998	27.5
36	1999	28.3
37	2000	31.3
38	2001	45.6
39	2002	24.7
40	2003	17.6
41	2004	21.1
42	2005	19.3
43	2006	23.2
44	2007	27.5
45	2008	19.3
46	2009	26.2

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: *“Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima”*.

- **Análisis de confiabilidad de datos**

Para este análisis se utilizó el Método del Bulletin 17B (Interagency Advisory Committee on Water Data, 1982) para la detección de *outliers* en series anuales.

Aunque esta metodología fue desarrollada originalmente para el análisis de frecuencia de avenidas en Estados Unidos, puede también utilizarse para el análisis de frecuencia de precipitación. Los *outliers* son datos que se alejan significativamente de la tendencia de la información de la muestra y que dan lugar a cuestionar su procedencia en términos de que pueden pertenecer a una población diferente (Tucci, 1993).

Esta metodología consiste en calcular umbrales que definan *outliers* altos y bajos mediante la siguiente ecuación:

$$Y_L = \bar{Y} \pm K_n S_Y \quad \dots (7)$$

Donde Y_L es el límite del logaritmo del valor atípico más alto o bajo, y S_Y son el promedio y desviación estándar de los logaritmos base 10 de la serie anual. K_n es un valor crítico para la muestra de tamaño n , que se usa para detectar *outliers* con un 10% de nivel de significancia en datos normalmente distribuidos. Valores de K_n para $5 \leq n \leq 100$ pueden ser calculados usando el logaritmo base 10 del tamaño de la muestra, en la Tabla 20 se muestra los resultados y en la Figura 22, su gráfica.

$$K_n = 0.9043 + 3.345\sqrt{\log(n)} - 0.4046\log(n) \quad \dots (8)$$

Tabla 20: Datos estadísticos de los logaritmos de las series anuales de precipitaciones máximas

Estación Milloc	
Media \bar{Y}	1.551
Desviación estándar	0.1472
n	46
K_n	2.736
Y_L (superior)	1.95
Y_L (inferior)	1.15
Límite Superior (mm)	89.79
Límite Inferior (mm)	14.06

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima”

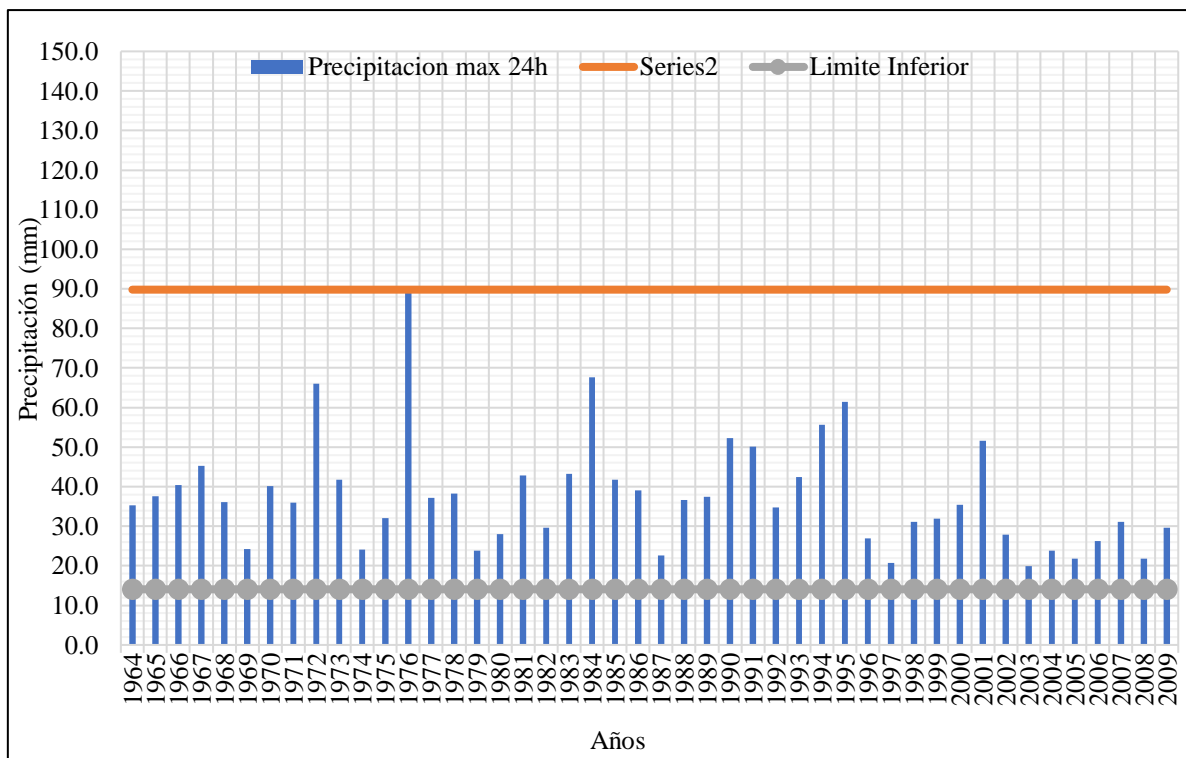


Figura 22: Análisis de confiabilidad de datos – Estación Milloc

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”.

- **Ajuste de valores de precipitación máxima**

Obtenida las precipitaciones máximas en 24 horas, verificadas mediante el análisis de confiabilidad, se efectuó la corrección de los valores multiplicándolos por un factor de ajuste de 1.13 de acuerdo con la recomendación que realiza la Organización Meteorológica Mundial, que toma en cuenta el número de lecturas en pluviómetro, que en el caso de nuestras estaciones son aquellas que se registran una vez al día. (SENAMHI, 2017)

Según lo indicado, los resultados obtenidos para las estaciones consideradas en el análisis se muestran en la Tabla 21 y gráficamente en la Figura 23.

Tabla 21: Precipitación Máxima 24 horas corregido -Estación Milloc

Nº	Año	Pp máx. 24 horas Corregido (mm)
1	1964	35.3
2	1965	37.5
3	1966	40.5
4	1967	45.2
5	1968	36
6	1969	24.3
7	1970	40.1
8	1971	35.9
9	1972	66
10	1973	41.8
11	1974	24.1
12	1975	32.1
13	1976	89.7
14	1977	37.2
15	1978	38.3
16	1979	23.8
17	1980	28
18	1981	42.8
19	1982	29.6
20	1983	43.3
21	1984	67.6
22	1985	41.8
23	1986	39.1
24	1987	22.6
25	1988	36.6
26	1989	37.4
27	1990	52.2
28	1991	50.2
29	1992	34.8
30	1993	42.5
31	1994	55.6
32	1995	61.5
33	1996	26.9
34	1997	20.7
35	1998	31.1
36	1999	32
37	2000	35.4
38	2001	51.5
39	2002	27.9
40	2003	19.9
41	2004	23.8
42	2005	21.8
43	2006	26.2
44	2007	31.1
45	2008	21.8
46	2009	29.6

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: *“Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima”*

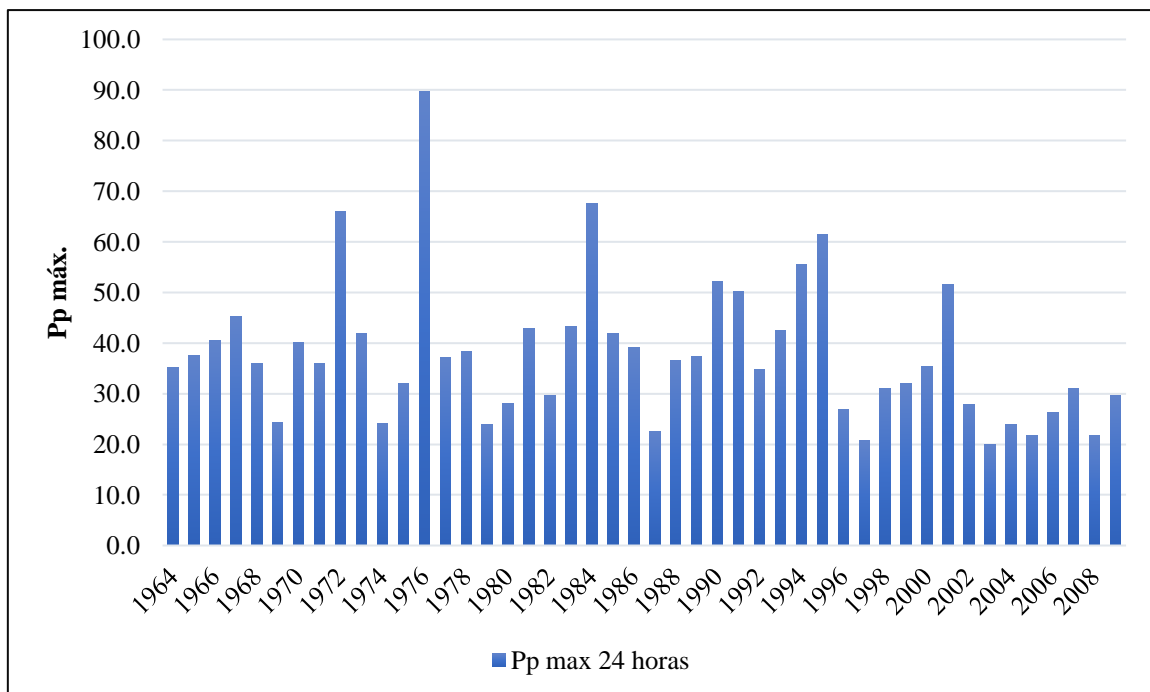


Figura 23: Precipitación máxima 24 horas – Estación Milloc

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”

- **Análisis de frecuencia de P_{máx.} en 24 horas**

Para el análisis de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas, se ha empleado, la distribución de probabilidades como: La Log-Normal de 2 parámetros, Log Normal de 3 parámetros, Gumbel I y Log-Pearson III (SENAMHI, 2017).

Con los valores de precipitación máxima en 24 horas (serie anual máxima) de las estaciones ubicadas en el ámbito de la zona de estudio, luego de realizar el análisis de confiabilidad y corrección de datos, se procedió a calcular las alturas de precipitación extrema probable correspondiente a diferentes períodos de retorno, sobre cuya base fue estimado la descarga máxima para el diseño de las diferentes estructuras hidráulicas, tal y como se la Tabla 22.

Tabla 22: Precipitación Máxima para diferentes Distribuciones – Estación Milloc

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson	Gumbel
2	37.68	35.52	34.66	35.37
5	49.49	47.25	46.78	47.77
10	55.67	54.85	55.54	55.99
20	60.77	62.04	64.50	63.86
30	63.42	66.14	69.91	68.40
50	66.51	71.26	76.98	74.06
100	70.33	78.15	87.08	81.70
175	73.18	83.72	95.72	87.85
500	78.08	94.22	113.24	99.36

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “*Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima*”

- **Análisis de prueba de ajuste - Kolmogorov Smirnov**

La prueba de ajuste de Kolmogorov Smirnov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx}|F(x) - P(x)| \quad \dots (9)$$

Para un nivel de probabilidad necesario, la prueba exige que el valor derivado mediante la expresión mencionada sea menor que el valor tabulado (Fattorelli & Fernández, 2011).

Los pasos de esta sencilla prueba son los siguientes:

El estadístico Δ es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.

- Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- El valor crítico Δ_0 de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .
- Si el valor calculado Δ es mayor o igual que el Δ_0 , la distribución escogida se debe rechazar.

De acuerdo con la prueba de bondad ajuste realizada a las distribuciones de probabilidad seleccionadas para cada estación utilizando la prueba Smirnov Kolmogorov, para un 5% de nivel de significancia se observa que los datos se ajustan a todas las distribuciones probabilísticas con excepción de la distribución Pearson Tipo III (Estación Milloc) y se encontró un mejor ajuste en la distribución Log Normal para la estación, tal y como se indica en la Tabla 23.

Tabla 23: Síntesis de Ajuste de Precipitación Máxima 24 horas

Modelo Probabilístico	Prueba estadística	Estimación de Parámetros	Nivel de Significaci3n α	Delta Tabular Δ_0	Delta Te3rico Δ	Resultado
Normal	Smirnov Kolmogorov	Momentos	5%	0.201	0.132	Ajustable
Log Pearson Tipo III	Smirnov-Kolmogorov	Momentos	5%	0.201	0.079	Ajustable
Log Normal	Smirnov Kolmogorov	Momentos	5%	0.201	0.067	Ajustable
Gumbel	Smirnov-Kolmogorov	Momentos	5%	0.201	0.073	Ajustable

FUENTE: Estudio Hidrol3gico del Diagn3stico para la elaboraci3n del proyecto de Pre-Inversi3n P3blica: “Recuperaci3n de los Servicios Ecosist3micos de Regulaci3n H3drica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”.

- **Intensidad de lluvia**

Para determinar la intensidad a partir de la precipitaci3n m3xima en 24 horas, existen varios modelos. Uno de ellos es el modelo Frederich Bell, que permite determinar la cantidad m3xima de precipitaci3n en funci3n del periodo de retorno, la duraci3n de la tormenta en minutos y la cantidad m3xima de precipitaci3n con una duraci3n de una hora y un tiempo de retorno de 10 a3os. (Fattorelli & Fern3ndez , 2011)

La expresi3n es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log_e T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{60}^{10} \dots (10)$$

Donde:

t = Duraci3n en minutos

T = Periodo de retorno en a3os

P_t^T = Precipitaci3n ca3da en t minutos con periodo de retorno de T a3os

P_{60}^{10} = Precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años

El valor de P_{60}^{10} , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b \quad \dots (11)$$

Donde:

I = intensidad máxima en mm/h

a, b = parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

P_{24} = precipitación máxima en 24 horas

- **Estación Milloc**

Para un período de retorno de 50 años el valor de P_{24} es de 781.26 mm (obtenido de la distribución de diseño), obteniéndose una intensidad de 19.30 mm, correspondiente a una duración de 60 minutos.

En la Tabla 24, se muestran las intensidades máximas calculadas para cada tiempo de retorno y las precipitaciones máximas de 24 horas.

Tabla 24: Intensidades máximas (mm/hora) - Estación Milloc

T (años)	P. Max 24 horas	Duración en minutos						
		5	10	15	20	30	60	120
100	78.15	106.00	79.30	64.70	55.30	43.90	28.80	18.50
50	71.26	95.60	71.60	58.30	49.90	39.60	19.30	16.70
25	64.30	85.30	63.80	52.00	44.50	35.30	23.20	14.90
20	62.04	81.90	61.30	50.00	42.80	33.90	22.30	14.30
10	54.85	71.50	53.50	43.60	37.30	29.60	19.40	12.50
5	47.25	61.20	45.80	37.30	31.90	25.30	16.60	10.70

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: "Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima"

- **Curva IDF**

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la ecuación 6 y tomando los logaritmos se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)} \quad \dots (12)$$

O bien:

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad \dots (13)$$

Donde:

$$Y = \text{Log (I)} \quad a_0 = \text{Log (K)}$$

$$X_1 = \text{Log (T)} \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log (t)} \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de los datos de intensidad, periodo de retorno y duración mediante un análisis de regresión múltiple. En la Tabla 25, se muestran los resultados del análisis de regresión y curvas I-D-F de las estaciones analizadas, en la Tabla 26 la altura de lluvias para diferentes periodos de retorno y en la Figura 24 la Curva Intensidad Vs. Duración.

Tabla 25: Resultados obtenidos del análisis de regresión

Coef. de correlación múltiple	0.9940		K=	127.39
Coef. de determinación R ²	0.9880		m=	0.177
R ² ajustado	0.9874	$I = 127.39 \frac{T^{0.177}}{t^{0.563}}$	n=	0.563
Error típico	0.0291			
Observaciones	42.0000	Donde:		
Log (K)	2.1051	I= mm/h		$I = K \frac{T^m}{t^n}$
m	0.1770	T= años		
n	-0.5629	t= minutos		

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”

Tabla 26: Alturas de lluvia para diferentes periodos de retorno – Estación Milloc

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años			
	20	25	50	100
5	87.50	91.03	102.91	116.34
10	59.23	61.62	69.67	78.76
20	40.10	41.72	47.16	53.32
30	31.92	33.20	37.54	42.44
40	27.15	28.24	31.93	36.09
50	23.94	24.91	28.16	31.83
60	21.61	22.48	25.41	28.73
70	19.81	20.61	23.30	26.34
80	18.38	19.12	21.61	24.43
90	17.20	17.89	20.23	22.87
100	16.21	16.86	19.06	21.55
110	15.36	15.98	18.07	20.42
120	14.63	15.22	17.20	19.45

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”

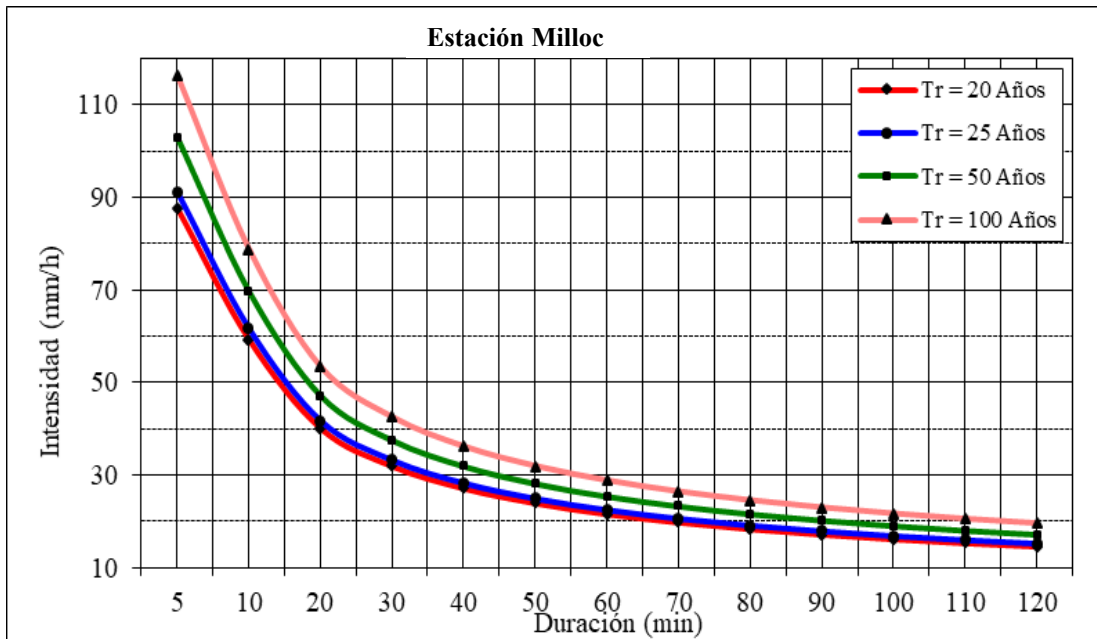


Figura 24: Curva de Intensidad vs Duración – Estación Milloc

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”

- **Hietogramas de tormenta de diseño**

Los hietogramas de diseño se calcularon utilizando las curvas IDF de cada estación, y los bloques de intensidad se han ordenado utilizando el enfoque de bloques alternos. El hietograma de diseño generado por este método determina la altura de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt sobre una duración de $T_d = n\Delta t$ (Fattorelli & Fernández, 2011).

En la Tabla 27 se presenta la distribución de las precipitaciones y en la Figura 26 se observa el hietograma de diseño producido a lo largo de las horas más lluviosas esperadas para diferentes periodos de retorno, con incrementos de tiempos de 20 minutos, en las estaciones analizadas.

Tabla 27: Cuadro de distribución de las precipitaciones – Estación Milloc

(t) (min)	T = 100	T = 50	T = 25	T = 10
20.00	0.21	0.16	0.22	1.13
40.00	0.25	0.15	0.25	1.23
60.00	0.23	0.20	0.27	1.37
80.00	0.28	0.23	0.26	1.57
100.00	0.31	0.29	0.32	1.79
120.00	0.39	0.35	0.37	2.23
140.00	0.55	0.47	0.55	3.10
160.00	2.05	1.81	2.08	11.82
180.00	0.72	0.65	0.74	4.18
200.00	0.44	0.39	0.46	2.56
220.00	0.35	0.29	0.36	1.98
240.00	0.29	0.26	0.30	1.66
260.00	0.26	0.23	0.24	1.47
280.00	0.21	0.23	0.22	1.31
300.00	0.16	0.24	0.17	1.20

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochiri, Departamento de Lima”

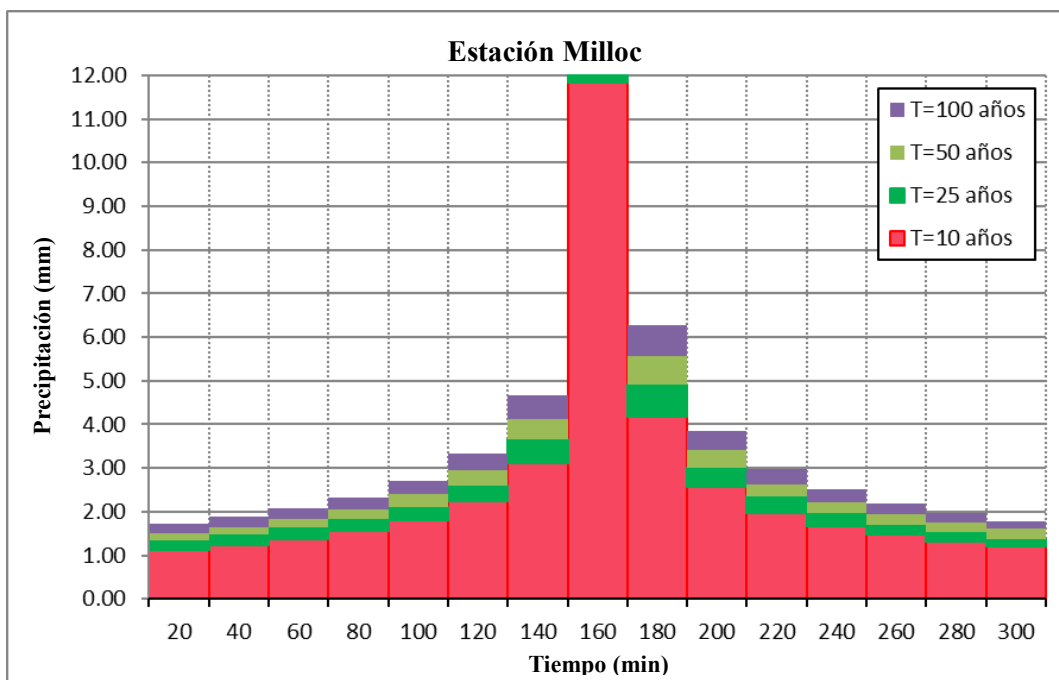


Figura 25: Hietograma de diseño – Estación Milloc

FUENTE: Estudio Hidrológico del Diagnóstico para la elaboración del proyecto de Pre-Inversión Pública: “Recuperación de los Servicios Ecosistémicos de Regulación Hídrica en la Microcuenca Huitama, distrito de San Pedro de Casta, Provincia de Huarochirí, Departamento de Lima”

- **Cálculo de vertedero (ventana de descarga)**

De acuerdo con la identificación de las infraestructuras hidráulicas existentes, se verificó que el aliviadero de demasías no presentaba las condiciones adecuadas para soportar un caudal de excedencias por contar con una dimensión reducida, cuyas dimensiones son de 0.25 m de altura y 1.00 m de ancho. Por esta razón, se procedió a rediseñar la estructura hidráulica del aliviadero de demasías con la finalidad de que pueda soportar la excedencia del caudal determinado mediante la evaluación y el análisis del estudio hidrológico para un periodo de retorno de 50 años.

De acuerdo con los resultados hidrológicos se obtuvieron las intensidades de lluvia y de acuerdo con la ecuación de caudal de máxima avenida por el método racional cuando la cuenca es menor a 500 has, se tiene la siguiente ecuación:

$$Q = 0.278.C.A.I \quad \dots (14)$$

Para el caso del aliviadero se plantea los siguientes criterios:

Ecuación de altura de carga mediante ecuación de vertedero.

$$Q = CLh^{3/2} \quad \dots (15)$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

C = Coeficiente de descarga de vertedero

L = Longitud de la cresta (m)

h = altura de lámina vertiente sobre la cresta más la altura debido a la velocidad de carga ha

P = Altura de barraje

En la Tabla 28, se muestran los datos considerados para el cálculo del vertedero y en la Figura 26 los elementos de las secciones de las crestas con la forma de la lámina vertiente.

Tabla 28: Datos para cálculo de vertedero

Q	6.39	m ³ /s
L	4.00	m
P	3.00	m
C	3.00	(asumido)
z	0.00	
n	0.025	(rugosidad de entrada)

FUENTE: Elaboración propia

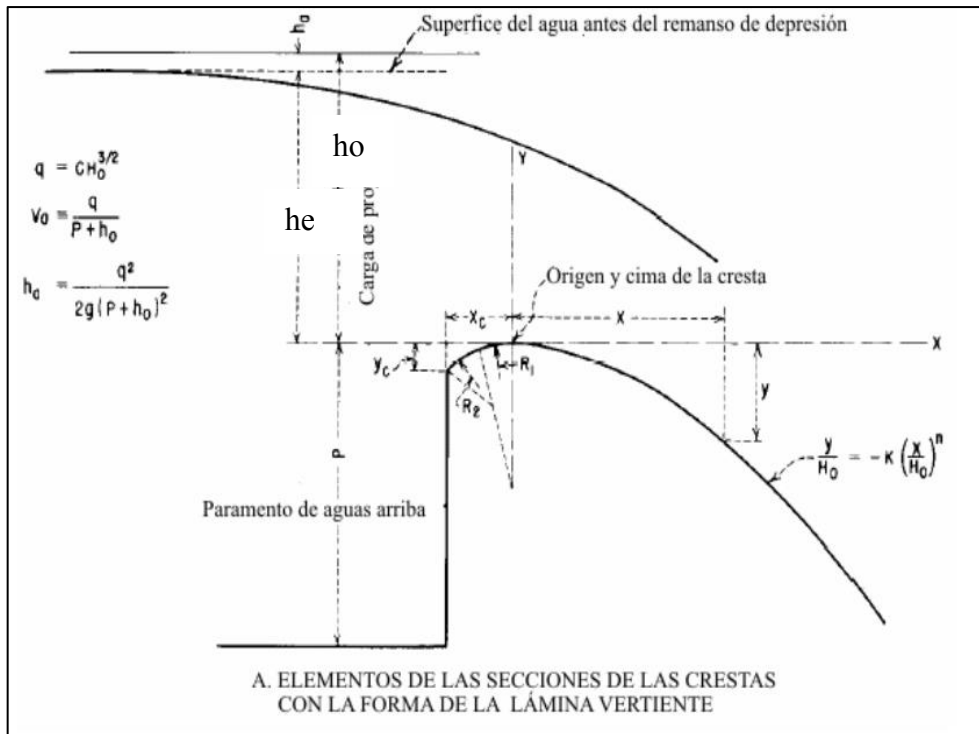


Figura 26: Elementos de las secciones de las crestas con la forma de la lámina vertiente

FUENTE: Bureau Of Reclamation (1970).

- **Determinación de coeficiente de desagüe (he)**

$$he = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{3}{2}} \dots (16)$$

$$he = 0.66 \text{ m}$$

- **Determinación de velocidad aproximada (Va)**

$$Va = \left(\frac{q}{(he+P)}\right)^{\frac{3}{2}} \dots (17)$$

$$Va = 0.44 \text{ m/s}$$

- **Determinación de altura de lámina vertiente sobre la cresta más la altura debida a la velocidad de carga (ha)**

$$ha = \left(\frac{V_0}{2g}\right)^2 \dots (18)$$

$$ha = 0.01$$

- **Determinación de caudal específico (q)**

$$q = (CH)^{\frac{3}{2}} \dots (19)$$

$$q = 1.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Determinación de pendiente de trayectoria**

$$s = \left(\frac{V_a * n}{r^{2/3}}\right)^2 \dots (20)$$

$$s = 0.00002 \text{ m}$$

- **Determinación de pérdida por rozamiento**

$$hf = Lv * s \dots (21)$$

$$hf = 100 * 0.00002 \text{ m}$$

$$hf = 0.00212 \text{ m}$$

- **Cálculo de carga hidráulica sobre la cresta del vertedero**

$$h_o = h_e + hf + 0.1 * h_a \dots (22)$$

$$h_o = 0.66 \text{ m}$$

- **Determinación de coeficiente de Gasto (Co)**

De la Figura 28, y teniendo la relación $P/h_o=4.55$, se determinó el coeficiente de Gasto teniendo un valor de $C_o=3.95$.

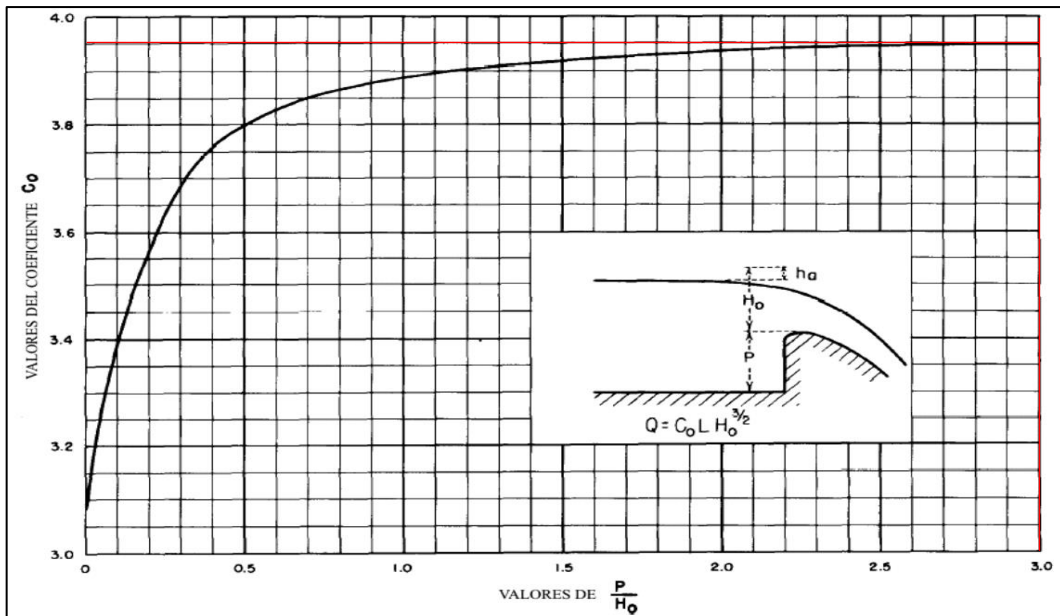


Figura 27: Relación entre Co y P/Ho

FUENTE: Bureau Of Reclamation (1970).

- **Determinación de relación de coeficientes Cinclinada/Cvertical**

Para el vertedero proyectado se plantea una descarga para un caudal máximo de 6.39 m³/s, para un ancho de cresta de 4.00 m, y una longitud de 16.50 m.

Teniendo la relación P/h₀, se determinó la relación de coeficientes C_{inclinada}/C_{vertical} (C_{iv})

C_{iv}=1, con la gráfica mostrada en la Figura 28.

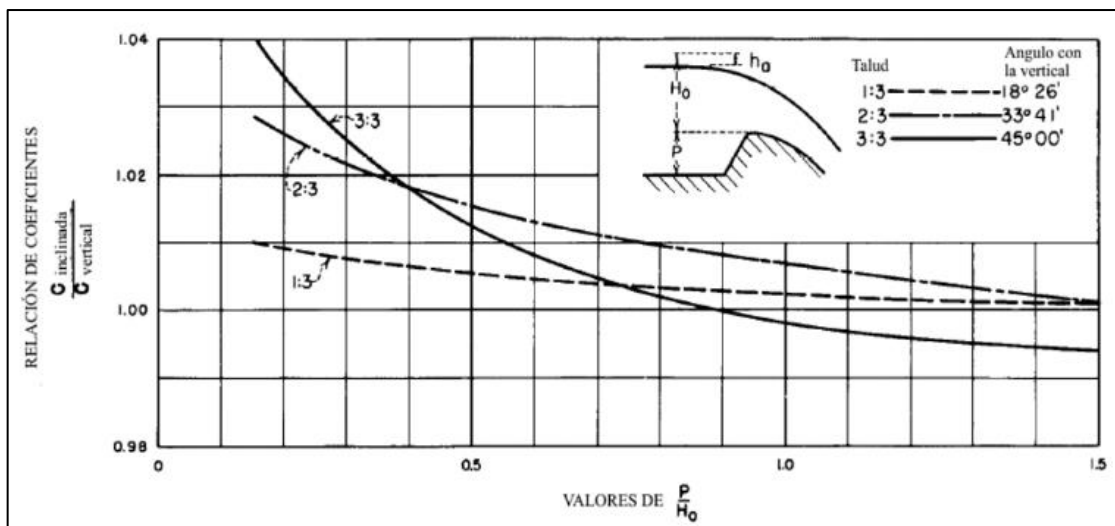


Figura 28: Relación de coeficiente con valores de P/Ho

FUENTE: Bureau Of Reclamation (1970).

- **Corrección de coeficiente de descarga de vertedero (C)**

$$C=C_o*C_{iv} \quad \dots (23)$$

$$C=3.95$$

Teniendo el valor de corrección del coeficiente C y con los datos establecidos en la Tabla 29, se determinaron los valores h_e , h_o y h_a .

Tabla 29: Datos para cálculo de vertedero con Co corregido

Q	6.39	m ³ /s
L	4.00	m
P	3.00	m
C	3.95	
z	0.00	
n	0.025	(rugosidad de entrada)

FUENTE: Elaboración propia

Obteniéndose los datos descritos en la Tabla 30.

Tabla 30: Parámetros calculados de vertedero

h_e (m)	q (m³/s)	V_a (m/s)	h_a (m)	h_o (m)	h_o/h_e	V (Q/L*h_e)
0.547	3.175	0.895	0.04084	0.5531	0.99	2.92

FUENTE: Elaboración propia

- **Cálculo de la altura máxima de agua en el aliviadero**

$$H_m=P+H_o+BL \quad \dots (24)$$

Donde:

H_a es la altura total de agua

P es la altura de barraje

H_o es la carga de agua sobre barraje

BL es el borde libre

En resumen, se obtiene las características hidráulicas del vertedero en la Tabla 31:

Tabla 31: Características hidráulicas de vertedero

Altura total de agua m (Ha)	Altura de Barraje m (P)	Carga de agua sobre barraje m (Ho)	Borde Libre m (BL)	Altura máxima de agua en aliviadero m (Hm)
0.55	3.00	3.55	0.50	1.05

FUENTE: Elaboración propia

c. Diseño hidráulico de diques para la protección del canal amuna en zona crítica con presencia de cárcava

Para poder determinar el caudal en la zona crítica de la cárcava, se usó el valor de la intensidad máxima del estudio hidrológico (mm/hr), hallado mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad \dots (25)$$

Donde:

$K_{,n,m}$ = Factores característicos de la zona de estudio

T = Período de retorno en años

t = Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Se evaluó que el tiempo de concentración (min) se realizó mediante la metodología de Pezzoli (1988), el cual está basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte, con la siguiente fórmula:

$$t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{S}} \quad \dots (26)$$

Mediante la topografía del terreno en la zona crítica de la cárcava se obtiene:

- Pendiente (s) = 67%
- Longitud del cauce = 0.288 km

Lo que se analizó que el tiempo de crecida fue de:

$$t_c = 0.02 \text{ horas}$$

Se obtuvo:

$$K = 127.39, m = 0.18 \text{ y } n = 0.56$$

$$t = 1.16 \text{ minutos}$$

Para un periodo de retorno de $T = 10$ años, se procedió a calcular el caudal que discurre en la zona crítica de la cárcava, mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C.I.A}{360} \quad \dots (27)$$

De los siguientes datos obtenidos:

$$c = 0.42$$

$$I = 176.31 \text{ mm/h}$$

$$A = 5.75 \text{ has}$$

Se determinó un caudal de:

$$Q = 1.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se determinó un tirante inicial mediante el software H-Canales, tal y como se indican en las Figuras 29, 30 y 31.

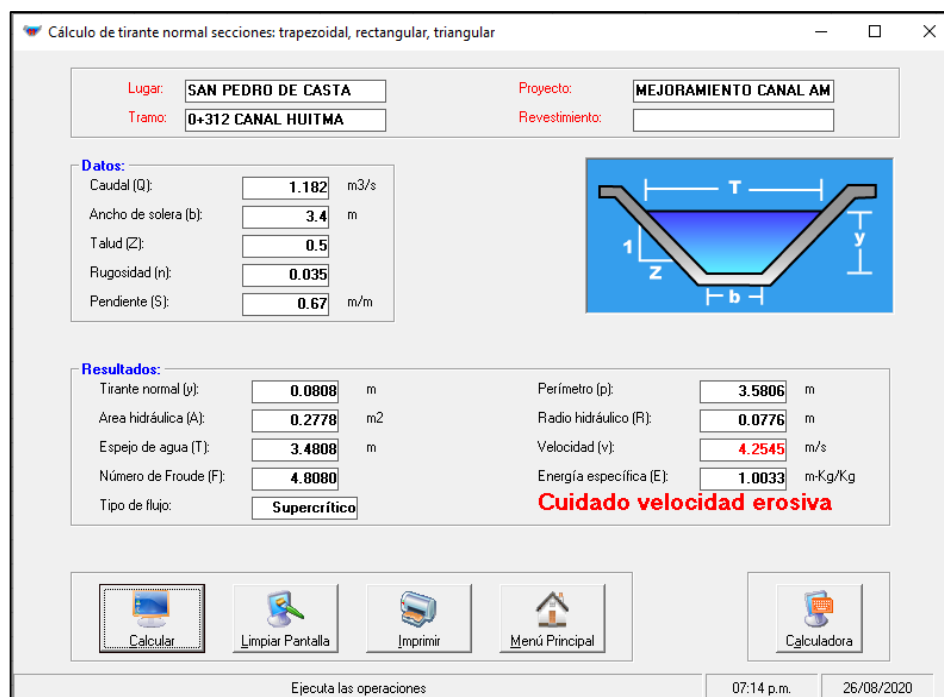


Figura 29: Determinación de características hidráulicas – Prueba 1 para un ancho igual a 3.40 m

FUENTE: Software H-Canales

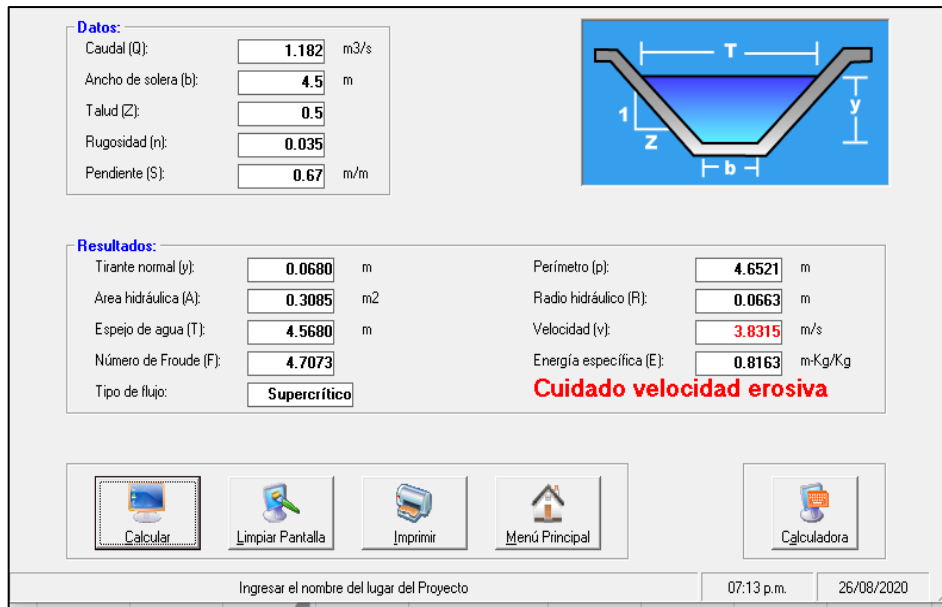


Figura 30: Determinación de características hidráulicas – Prueba 2 para un ancho igual a 4.50 m

FUENTE: Software H-Canales

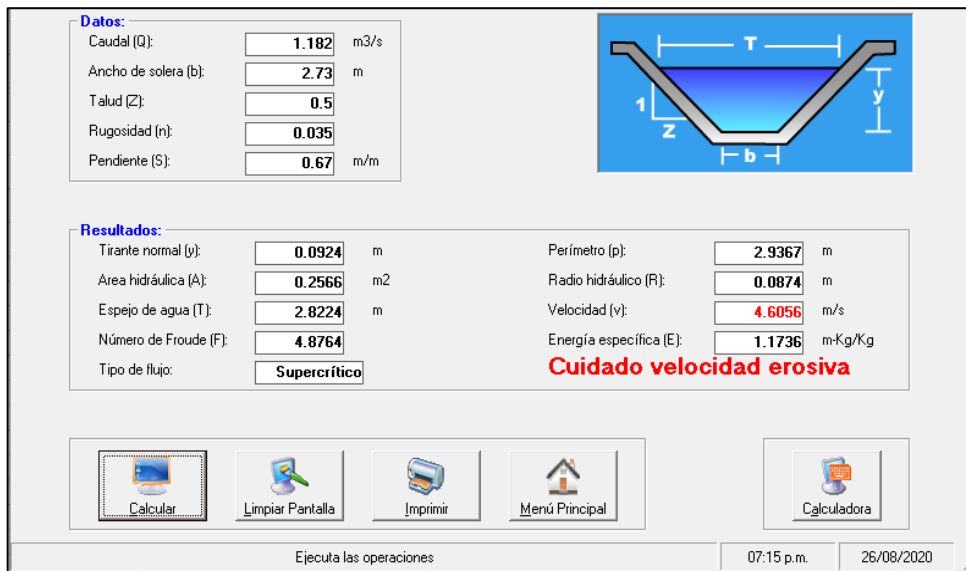


Figura 31: Determinación de características hidráulicas – Prueba 3 para un ancho igual a 2.73 m

FUENTE: Software H-Canales

De acuerdo con las tres (03) pruebas hidráulicas mediante el Software H-Canales, se obtuvieron velocidades erosivas con valores de 4.255 m/s, 3.815 m/s y 4.606 m/s para anchos de 3.40 m, 4.50 m y 2.73 m, respectivamente. Los cuales son velocidades

altas por efecto de las precipitaciones máximas, lo cual perjudicó un tramo del canal amunero ubicado aguas debajo de la cárcava. Para ello se propuso la dimensión de dique de protección, empezando con el cálculo de altura de carga, mediante ecuación del vertedero, obteniéndose los resultados descritos en la Tabla 31.

$$Q = C.L.h_e^{\frac{3}{2}} \quad \dots (28)$$

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/s)

c = Coeficiente de desagüe variable

L = Longitud efectiva de la cresta (m)

ho = Altura de la lámina vertiente sobre la cresta más la altura debida a la velocidad de carga ha

Tabla 32: Sección típica de Vertedero

q(m²/s)	L (m)	C	he (m)	Va (m/s)	BL	H(m)
1.182	3.000	3.000	0.273	1.442	0.091	0.400

FUENTE: Elaboración propia

Se observó que la zona crítica de cárcava presenta una velocidad erosiva de hasta 4.25 m/s, por lo cual con el diseño de un dique se disipará hasta una velocidad de 1,442 m/s.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS DE PARÁMETROS EN LAGUNA HUITAMA

En la Tabla 32, se muestra los datos obtenidos en la batimetría y la topografía, mediante los cuales se determinó el volumen de almacenamiento de 27,500.00 m³ en la laguna; asimismo, se obtuvo los resultados de los parámetros de la determinación del Nivel de Aguas Máximas Ordinarias con lo cual puede operar el dique transversal y el Nivel de Agua Máximo Extraordinario, nivel más alto que debe alcanzar el agua en la operación a su máxima eficiencia del aliviadero de demasías; así como la determinación de la curva volumen - altura en la represa existente, con la finalidad de obtener la capacidad del embalse, mostrado en la Figura 32.

Tabla 33: Parámetros obtenidos

N°	Descripción	Volumen (m ³) - Elevación (msnm)
1	Capacidad del Embalse	27, 500.00 m ³
2	Volumen muerto	5,389.40 m ³
3	Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (N.A.M.O)	4558.60 msnm
4	Nivel de Aguas Máximas Extraordinarios (N.A.M.)	4559.00 msnm

FUENTE: Elaboración propia

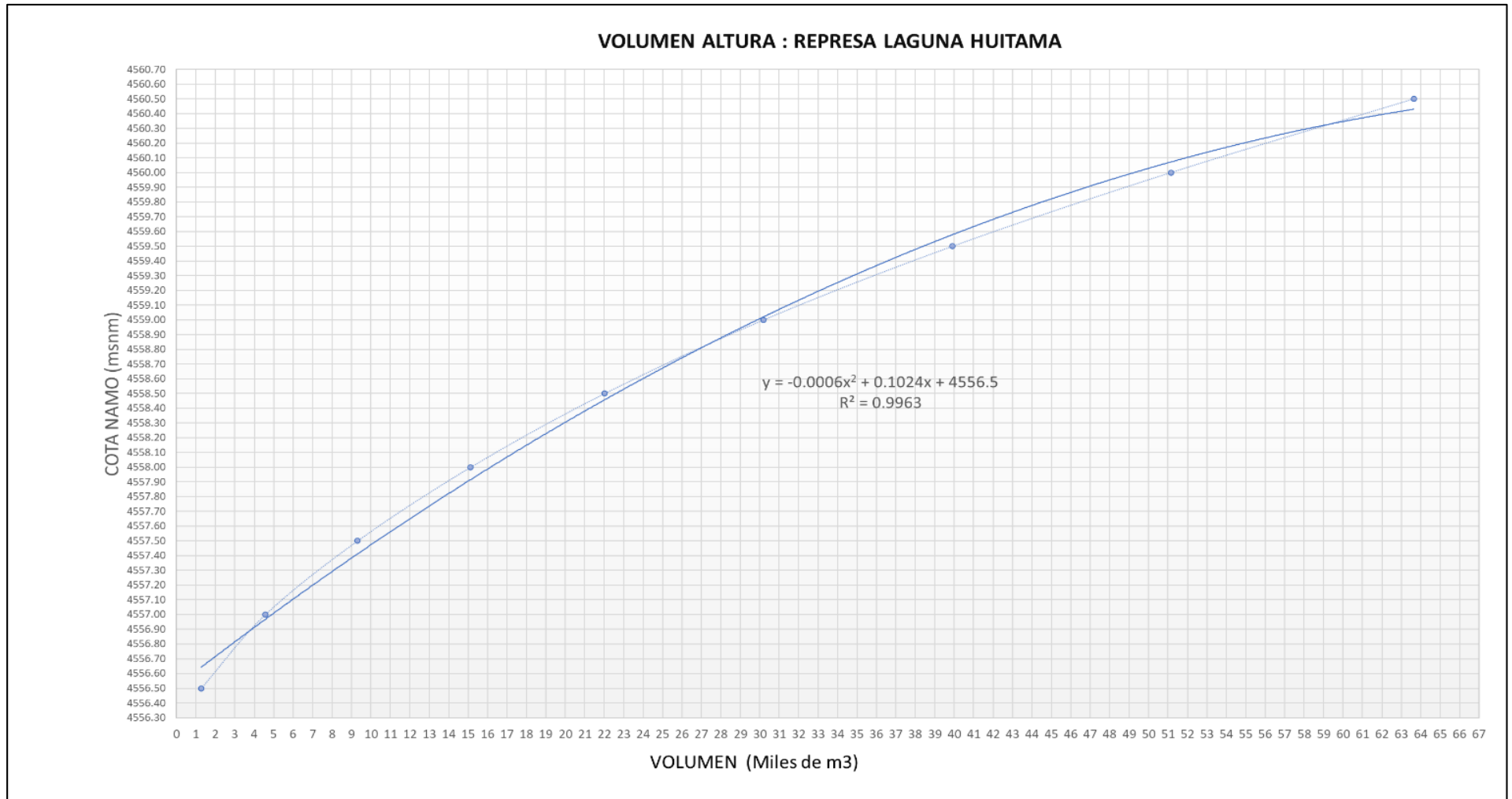


Figura 32: Determinación de la curva Volumen (m³) Vs. Altura (msnm) de la represa laguna Huitama

FUENTE: Elaboración propia

4.2. RESULTADOS DE LA DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE SEDIMENTOS

En la Tabla 33, se indica que el volumen de sedimentos determinado es de 5,389.40 m³; lo que significa que el 19.6% del volumen total de la laguna Huitama son sedimentos; asimismo, en la Figura 33 se muestra la vista de planta de las cinco (05) secciones de corte cada 20.00 metros y desde las Figura 34 hasta la Figura 38 se muestra las secciones transversales para determinar las áreas de corte de cada sección, donde el color celeste es el área de agua embalsada y el área de color marrón es el área necesario para descolmatar y aumentar el volumen de almacenamiento; cabe precisar que estos resultados se obtuvieron mediante el software AutoCAD Civil 3D V.2018.

Tabla 34: Volumen total de sedimentos

Progresiva	Área de relleno (m ²)	Área de corte (m ²)	Volumen de relleno (m ³)	Volumen de corte (m ³)	Volumen acum. de relleno (m ³)	Volumen acum. de corte (m ³)	Volumen neto (m ³)
0+000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0+020	0.00	40.33	0.00	403.30	0.00	403.30	403.30
0+040	0.00	41.04	0.00	813.70	0.00	1217.00	1217.00
0+060	0.00	70.12	0.00	1111.60	0.00	2328.60	2328.60
0+080	0.00	109.61	0.00	1797.30	0.00	4125.90	4125.90
0+100	0.00	16.74	0.00	1263.50	0.00	5389.40	5389.40

FUENTE: Elaboración propia

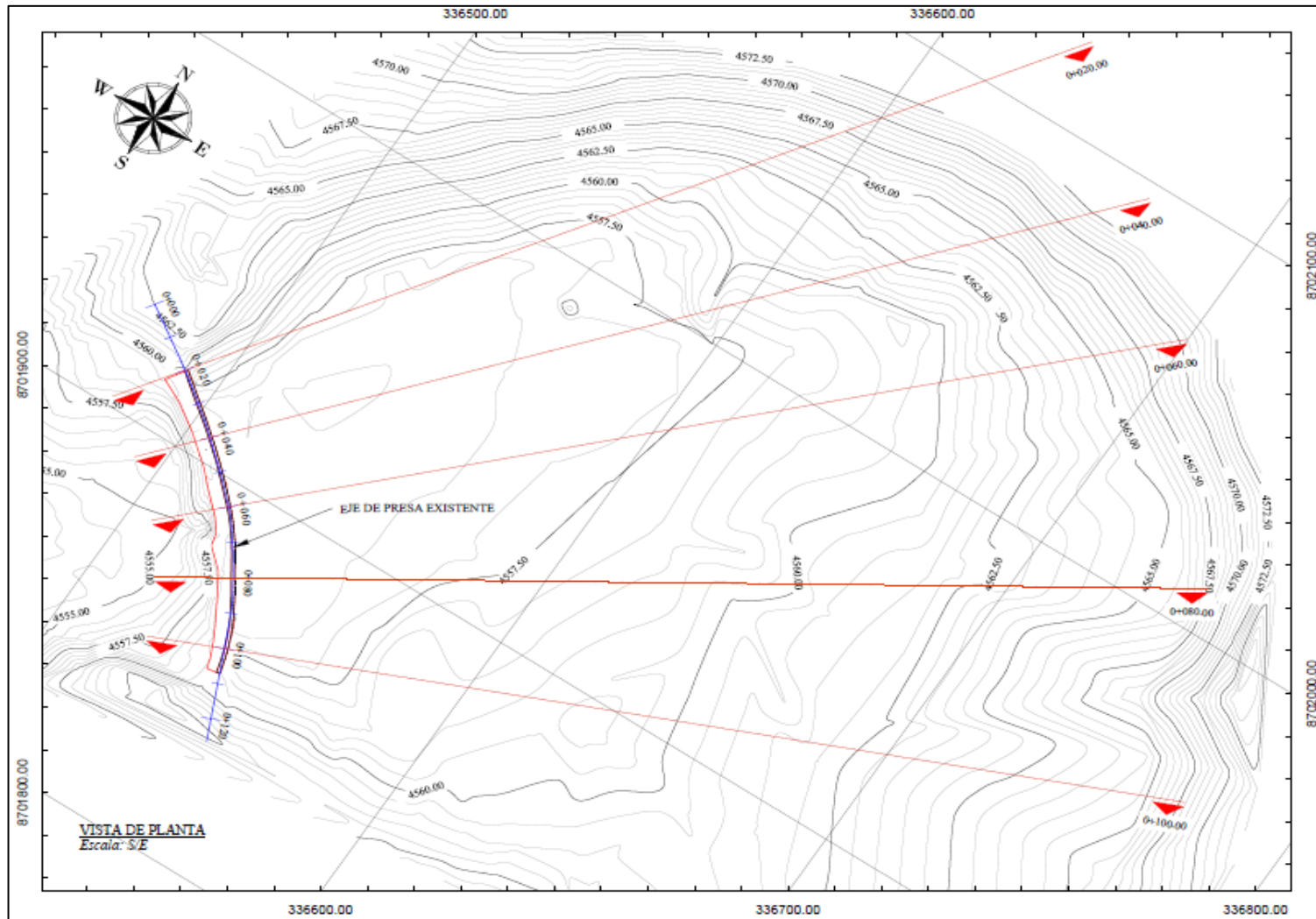


Figura 33: Vista de planta de las cinco secciones de corte

FUENTE: Elaboración propia

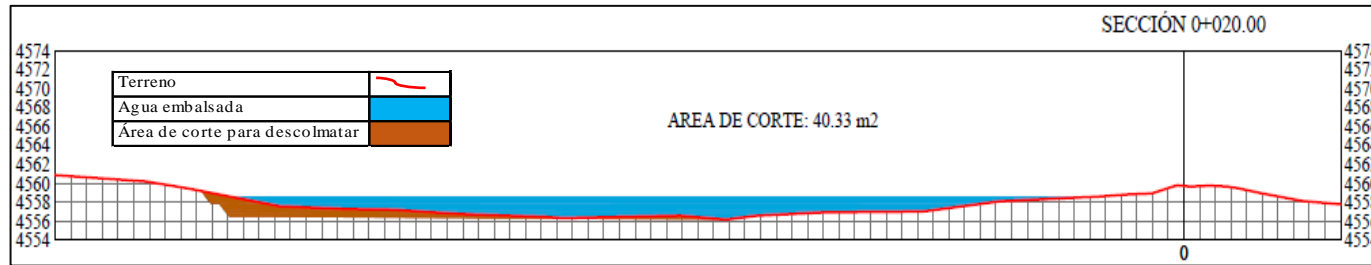


Figura 34: Sección 0+020 y área de corte

FUENTE: Elaboración propia

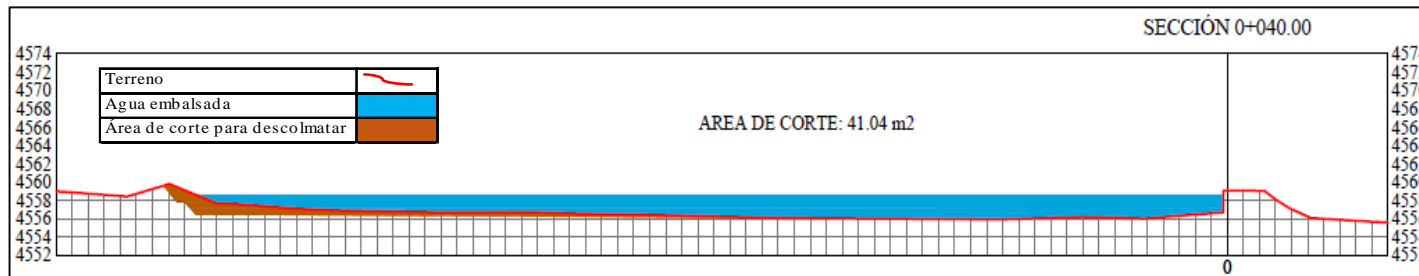


Figura 35: Sección 0+040 y área de corte

FUENTE: Elaboración propia

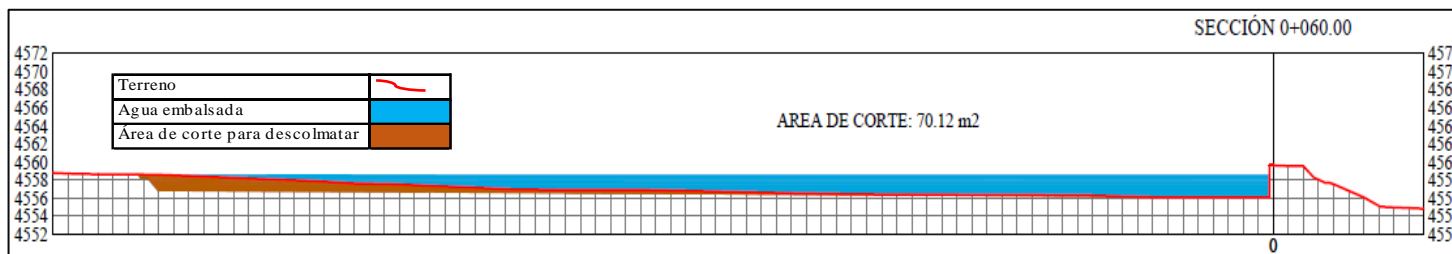


Figura 36: Sección 0+060 y área de corte

FUENTE: Elaboración propia

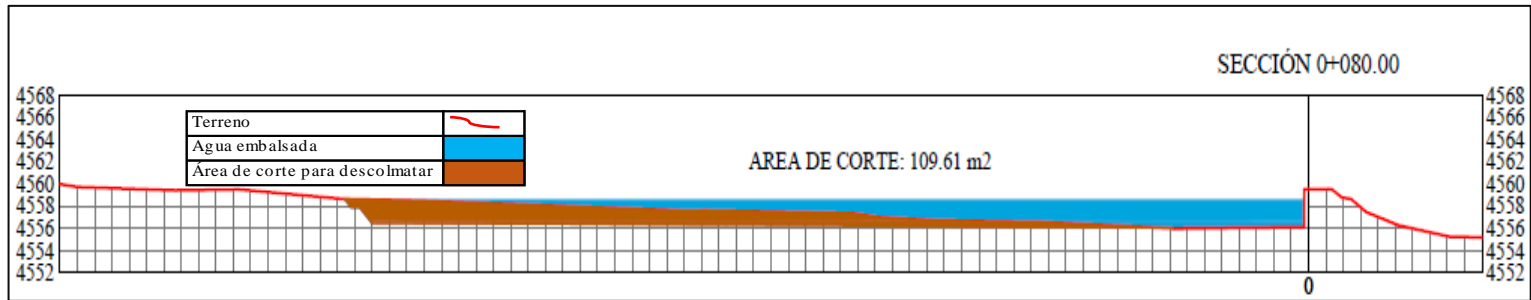


Figura 37: Sección 0+080 y área de corte

FUENTE: Elaboración propia

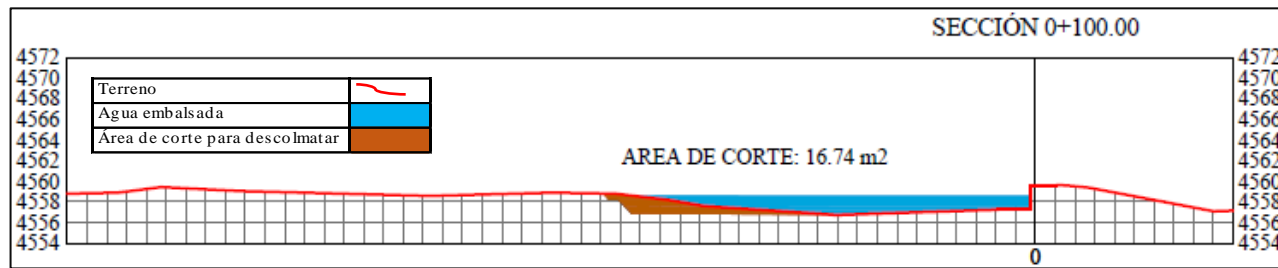


Figura 38: Sección 0+100 y área de corte

FUENTE: Elaboración propia

4.3. RESULTADO DE DETERMINACIÓN DE PENDIENTES EN CANAL AMUNA

A partir de la progresiva 1+200 km a la 2+036 km, se determinó la pendiente del canal proyectado para su recuperación, teniendo en cuenta que, en ciertos tramos la pendiente sufría variaciones debido a la presencia de rocas o condiciones topográficas del terreno.

En la Figura 39 se pudo observar la vista en planta del canal amunero, con la finalidad de determinar su pendiente existente y en la Figura 40 el perfil longitudinal. Como resultado del levantamiento topográfico se obtuvo el perfil longitudinal del canal amunero, donde se apreció que presentaba tramos donde la pendiente sufría de variaciones, empezando con una leve caída de 0.26%, pasando a una inclinación brusca de 30.67% y terminando con una leve pendiente de 0.04%. Cabe resaltar que dicho perfil fue realizado en el mismo eje del canal amunero, el cual presentaba tramos inoperativos a consecuencia de la erosión del suelo en la parta alta del mismo y por la presencia de una zona de cárcava ubicada entre las progresivas 1+600 km hasta la progresiva 1+620 km.

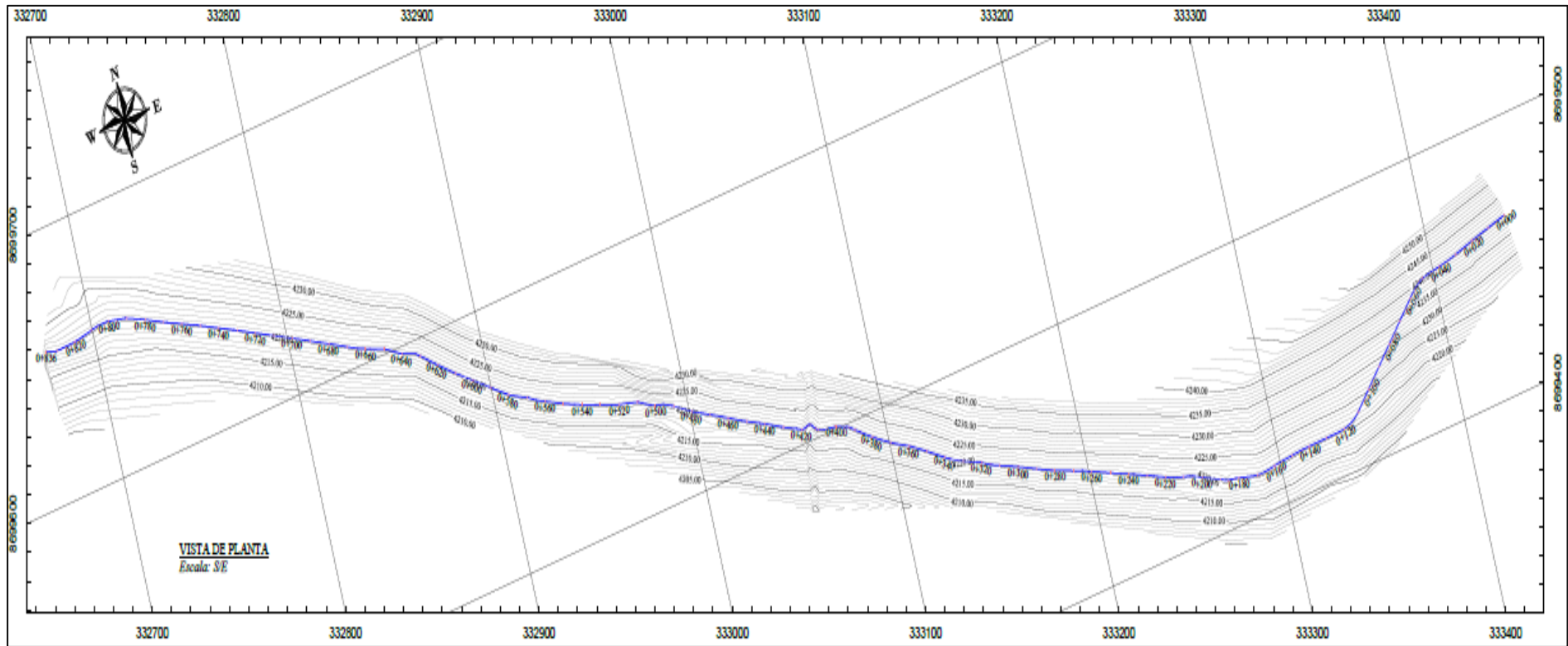


Figura 39: Vista de planta canal amuna

FUENTE: Elaboración propia

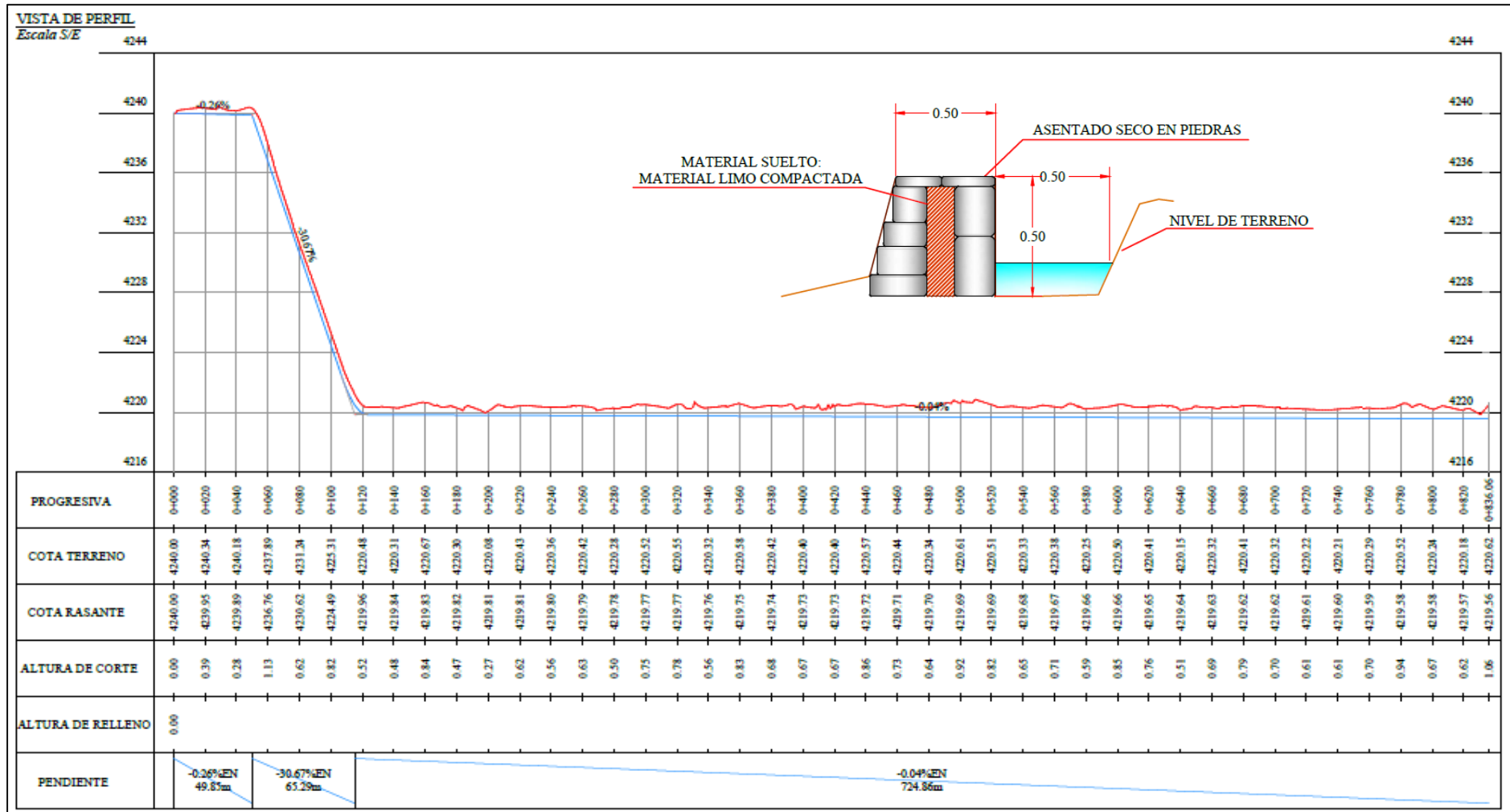


Figura 40: Perfil longitudinal del canal amunero

FUENTE: Elaboración propia

4.4. RESULTADO DEL DISEÑO HIDRÁULICO PARA REDIMENSIONAMIENTO DE ALIVIADERO DE DEMASÍAS

Con el caudal de máxima avenida $Q = 6.39 \text{ m}^3/\text{s}$, se dimensionó el aliviadero de demasías, con una transición de entrada de 4.00 m y una altura de 1.00 m, reduciéndose en forma de cono hasta obtener una transición de salida de 3.00 m, con una caída inclinada de 75% de pendiente, en una longitud de 5.00 m. Al final, se ubica la poza disipadora con un ancho de 3.00 m, una altura de 2.00 m y en una longitud de 8.00 m. En las Figuras 41 y 42 se observan las vistas de planta y perfil del aliviadero, con el dimensionamiento respectivo.

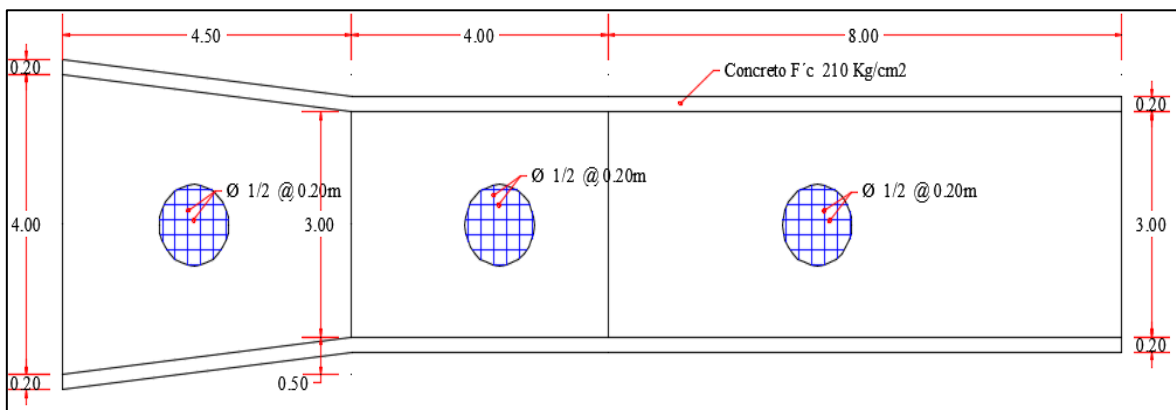


Figura 41: Vista de planta de diseño de aliviadero

FUENTE: Elaboración propia

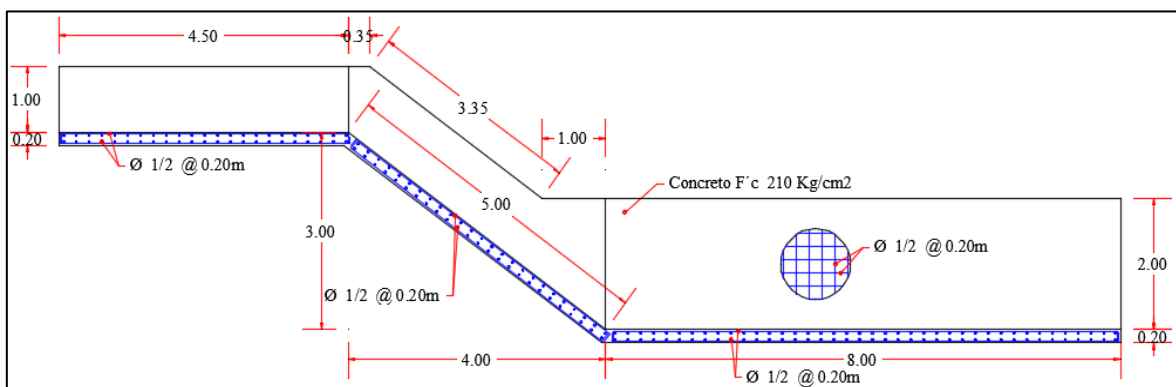


Figura 42: Vista de perfil de diseño de aliviadero

FUENTE: Elaboración propia

4.5. RESULTADO DEL DISEÑO HIDRÁULICO PARA PROPUESTA DE DIQUES DE PROTECCIÓN

En relación con la evaluación de las cárcavas, los cuales cruzan el canal natural de infiltración, se identificó solo una, que afecta directamente al canal natural proyectado de 836 m. En cuanto a la topografía de la cárcava es empinada, con una pendiente promedio de 42.5%, siendo la sección variable y su longitud de 450 m.

El arrastre de sedimentos en la cárcava existente presenta una velocidad erosiva de hasta 4.25 m/s, el cual al colocar el dique se disipará hasta una velocidad de 1.442 m/s.

Se consideró los cálculos hidrológicos del caudal máximo de 1.182 m/s, siendo el ancho del vertedero de 3.00 m. y una altura máxima de 0.40 m. que pasa por la cárcava.

Debido a que el ancho de la cárcava es variable entre 3.00 a 6.00 m., se ha diseñado un dique de 1.10 m. de altura y un ancho en la base de 1.00 m. y corona de 0.50 m.

Se propuso un total de diez (10) diques naturales espaciados cada 5.00 m., de los cuales nueve (09) se ubican aguas arriba del canal amunero por rehabilitar y uno (01) aguas debajo de la misma. En las Figuras 43 y 44 se observan las dimensiones del dique en vista frontal y en vista de perfil, respectivamente; en la Figura 45 se observa la vista de planta de la ubicación de los diques y en la Figura 46 la vista de perfil, realizados con el software AutoCAD Civil 3D V.2018.

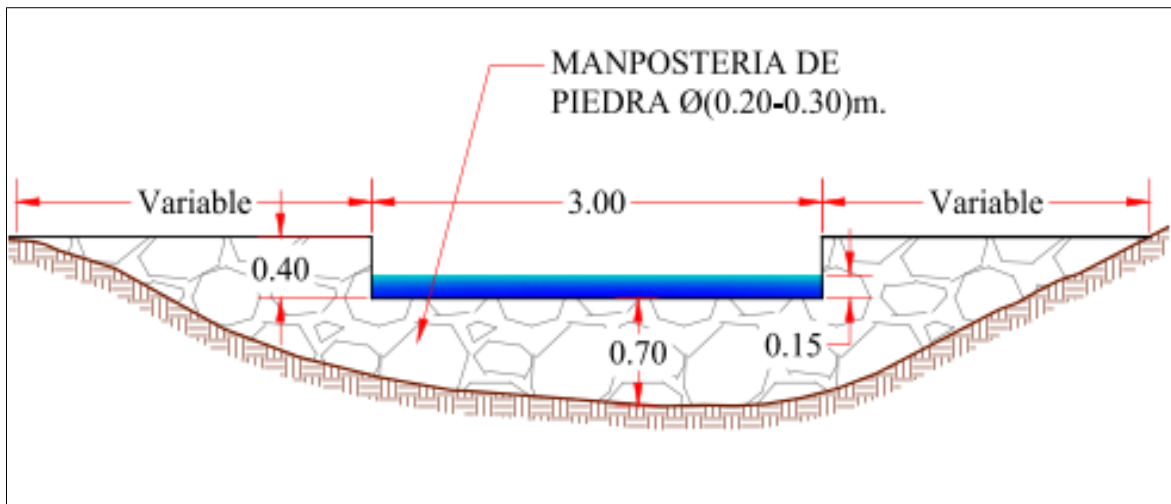


Figura 43: Dimensiones del dique natural vista frontal

FUENTE: Elaboración propia

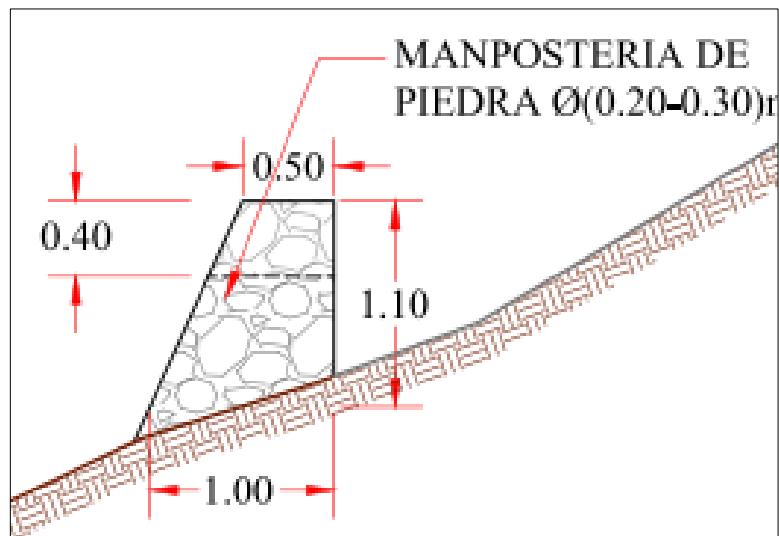


Figura 44: Dimensiones del dique natural vista de perfil

FUENTE: Elaboración propia

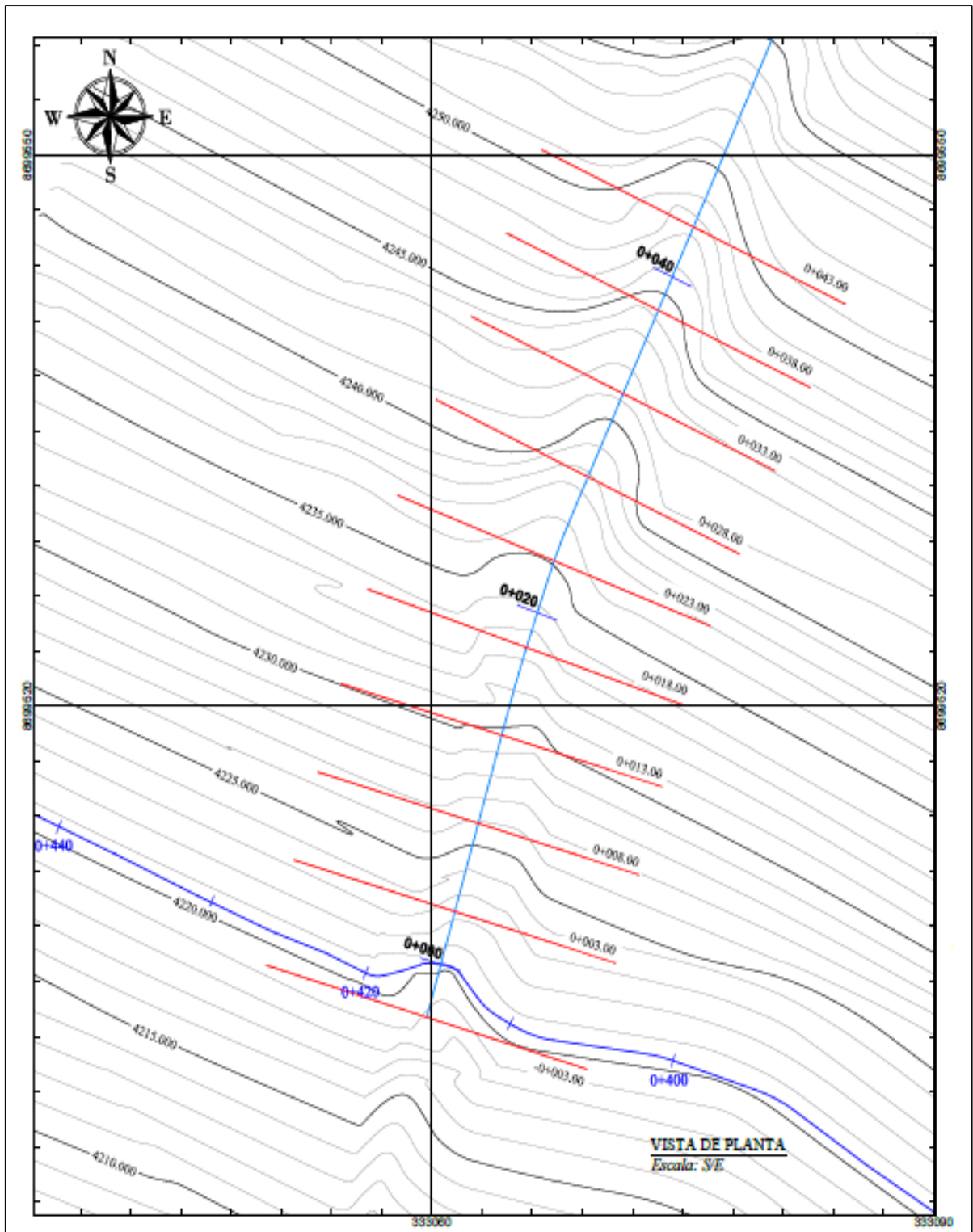


Figura 45: Vista de planta de ubicación de diques

FUENTE: Elaboración propia

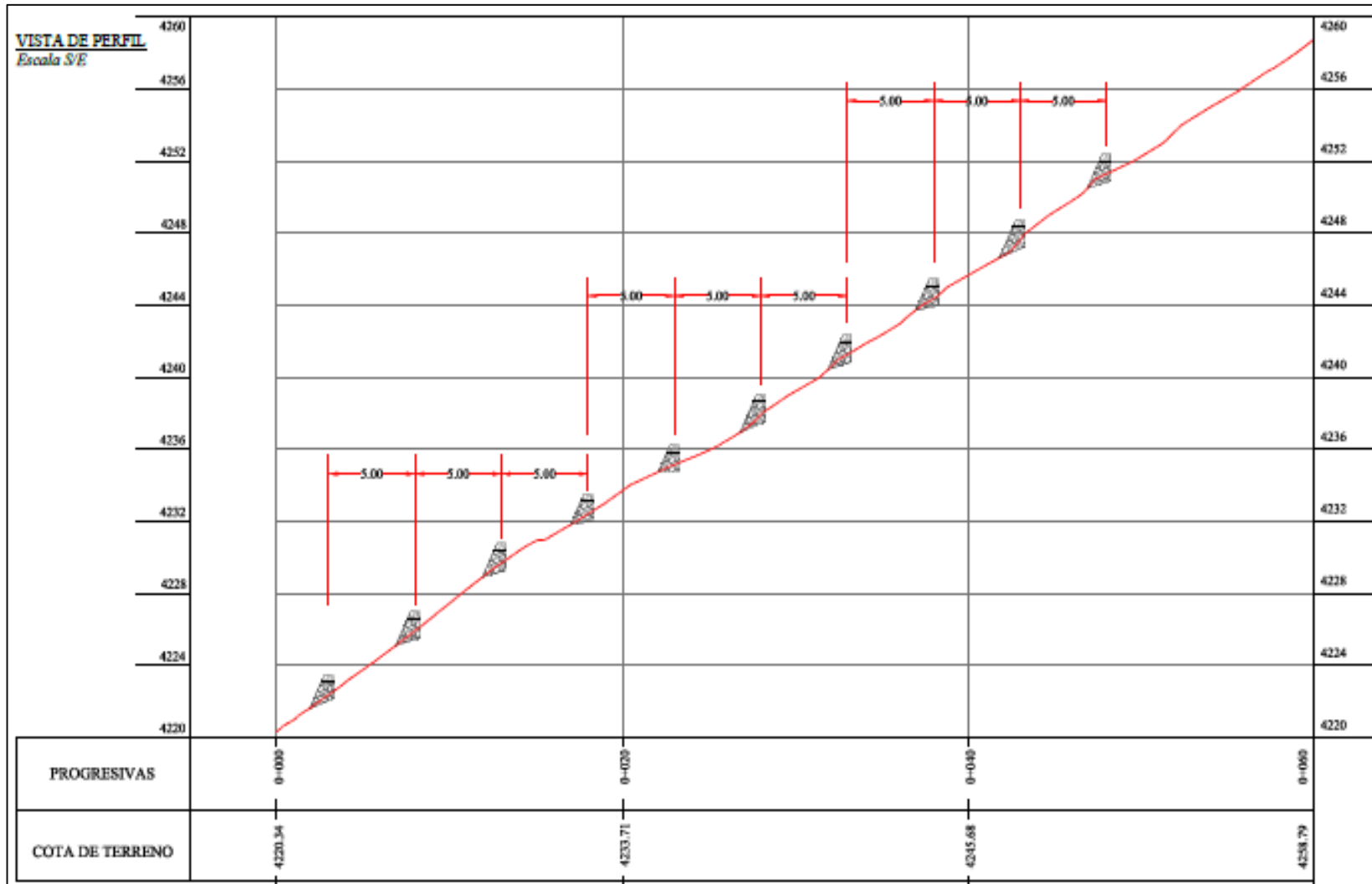


Figura 46: Vista de perfil de ubicación de dique

FUENTE: Elaboración propia

V. CONCLUSIONES

- Durante la identificación de las infraestructuras hidráulicas existentes en el área de estudio, se identificó la laguna Huitama como ecosistema principal, un dique de concreto, un aliviadero de demasías y un canal de infiltración (canal amunero).
- En la evaluación del estado de la laguna Huitama este se encontraba colmatada, el aliviadero de demasías existente exhibía signos de deterioro y dimensiones reducidas que comprometían su capacidad operativa; por último, el tramo correspondiente al canal amunero desde la progresiva 1+200 km a la 2+360 km, presentaba condiciones deficientes, debido a la presencia de una cárcava en la progresiva 1+600 km que afectaba directamente su infraestructura hidráulica.
- La determinación del volumen de sedimentos para la descolmatación en la laguna Huitama, permitirá el incremento de su volumen de almacenamiento, para la regulación hídrica en la microcuenca Huitama.
- La elaboración del estudio de diseño hidráulico del aliviadero de demasías fue fundamental para determinar con precisión las dimensiones apropiadas del vertedero, la transición de entrada y la poza disipadora de energía, con la finalidad de garantizar el rendimiento óptimo y la eficiencia de su infraestructura en la regulación de caudales excedentes.
- La elaboración del estudio de diseño hidráulico de los diques de protección en la zona donde se ubica la cárcava se realizó con la finalidad de determinar sus dimensiones hidráulicas para reducir riesgos asociados a las erosiones que afectan la infraestructura del canal de infiltración (canal amunero).

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar el mantenimiento del canal de infiltración (canal amunero), ya que se observó la acumulación de sedimentos desde la progresiva 1+100 km a la 1+200 km, debido al arrastre de sedimentos por las precipitaciones.
- Se recomienda la habilitación de desarenadores ubicados en las laderas altas donde ocurre mayor arrastre de sedimentos hacia la laguna Huitama debido a las precipitaciones.
- Se recomienda brindar talleres de capacitación a la comunidad de San Pedro de Casta, con el fin de instruir de manera efectiva en las labores de operación y mantenimiento de las infraestructuras hidráulicas existentes en la microcuenca Huitama, brindándoles las habilidades y conocimientos necesarios para asegurar su funcionamiento adecuado y conservación óptima.

VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- AQUAFONDO. (2010). *Aquafondo Inversión en Agua para Lima*. Recuperado de <https://aquafondo.org.pe/amunas/>
- Autoridad Nacional del Agua (ANA). (2017). Norma y Reglamento de Seguridad de Presas en el Perú. Perú. Recuperado de <https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/normas.pdf>
- Bureau Of Reclamation. (1970). *Diseño de Pequeñas Presas*. Madrid, España: Dossat .
- Fattorelli, S., & Fernández , P. C. (2011). *Diseño Hidrológico* (2da ed. en español y digital ed.). World Water Assessment Programme (WWAP). Recuperado de https://www.academia.edu/37184925/Libro_diseno_hidrologico_edicion_digital
- Ibáñez Asensio, S., Moreno Ramón, H., & Gisbert Blanquer, J. (2011). *Morfología de la cuencas hidrográficas*. Escuela técnica Superior de Ingeniería. Recuperado de <https://doi.org/https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfolog%C3%ADa%20de%20una%20cuenca.pdf>
- INEI. (2017). *Directorio Nacional de Centros Poblados. Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas*. Recuperado de https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1541/index.htm
- Llosa Larrabure, J., Pajares Garay, E., & Toro Quinto, O. (2009). *Cambio climático, crisis del agua y adaptación en las montañas andinas. Reflexión, denuncia y propuesta desde los Andes*. Ediciones Novaprint SAC. Recuperado de <https://doi.org/13601>
- Medina Tarrillo, G., Gamarra Támara, J., & Cifuentes Herrera, L. (2022). *Manual para la formulación y Evaluación de Proyectos de Inversión de Infraestructura Natural*. (A. F. Trends, Ed.). Lima, Perú. Recuperado de <https://www.forest-trends.org/wp-content/uploads/2022/08/Manual-PIP-en-IN-para-EPS.pdf>
- MINAM. (28 de Febrero de 2020). Resolución Ministerial N° 066-2020-MINAM. Instructivo Ficha Técnica Simplificada de Proyectos de Inversión - Recuperación del Servicio Ecosistémico de Regulación Hídrica. Lima, Perú.

- Ministerio de Agricultura y Ganadería. (1988). Control de Cárcavas. Programa de Conservación de Suelos y Aguas. Recuperado de <https://www.mag.go.cr/bibliotecavirtual/AV-0377.pdf>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Lima, Perú: Empresa Editora Macro. Recuperado de <https://doi.org/ISBN978-612-304-041>
- SENAMHI. (2015). Actualización de los escenarios de disponibilidad hídrica en el Perú en el contexto de cambio climático.
- SENAMHI. (2017). Regionalización de las precipitaciones máximas en el Perú. Perú.
- SENAMHI. (2023). Desarrollo de curvas pluviométricas intensidad - duración - frecuencia (IDF) en Perú.
- Tucci, C.E. (1993). *Hidrología: Ciencia e aplicación*. Porto Alegre, Brasil: Universidade UFDRGS. <https://doi.org/ISBN85-7025-298-6>
- Vásquez, A., Mejía, A., Faustino, J., Terán, R., Vásquez, I., Díaz, J., Vásquez, C., Castro, A., Tapia, M., & Alcántara, J. (2016). *Manejo y Gestión de Cuencas Hidrográficas*. Lima, Perú: Fondo Editorial - UNALM.
- Villón Bejar, M. (2002). *Hidrología* (2da ed.). Perú: MaxSoft.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Panel Fotográfico de reconocimiento de campo

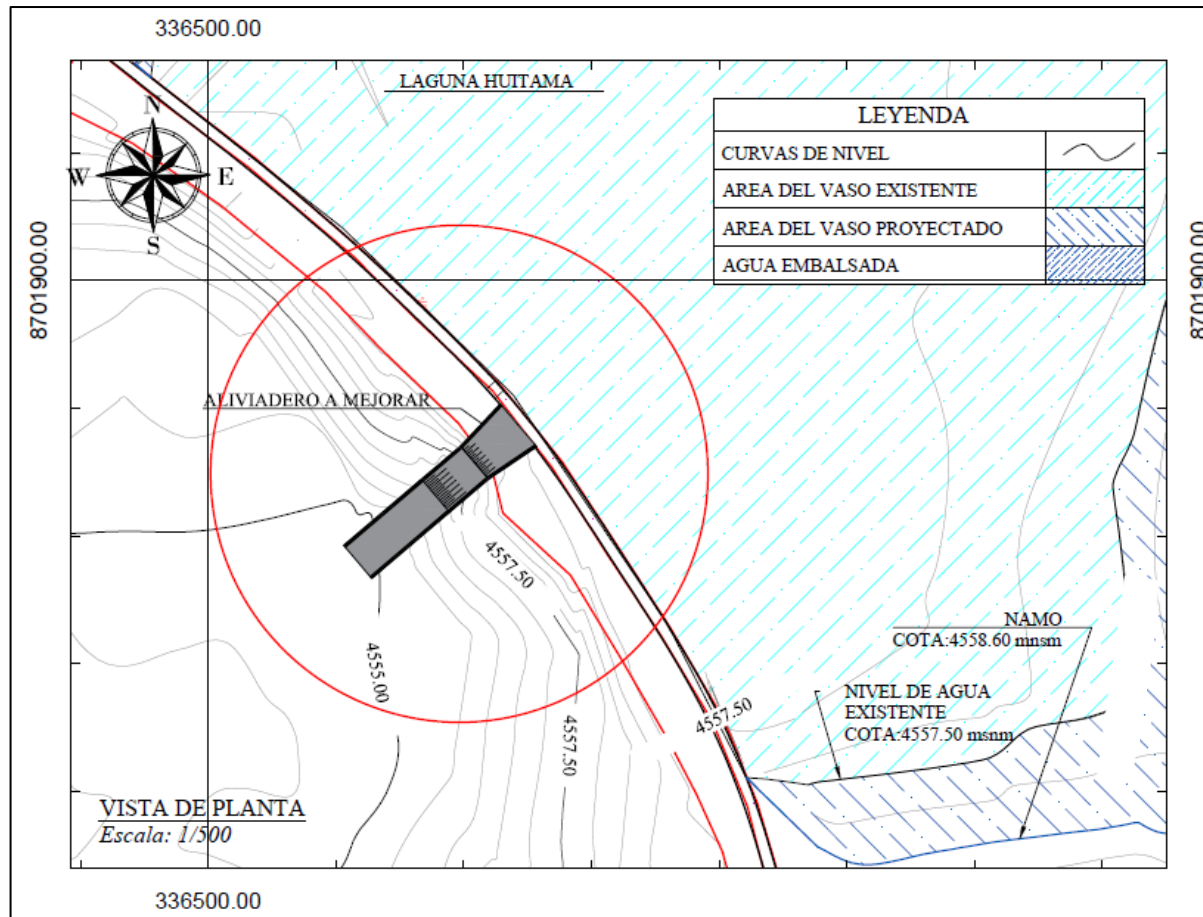


Figura 47: Identificación de bofedales en área de estudio



Figura 48: Vista parcial de la Laguna Huitama y dique existente

Anexo 2: Vista en planta de diseño de redimensionamiento de aliviadero de demasías



FUENTE: Elaboración propia