

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“DISEÑO HIDRÁULICO DEL REPRESAMIENTO ANCESTRAL DE
LA LAGUNA DE CACHU CACHU, DISTRITO DE SAN PEDRO DE
CASTA, PROVINCIA DE HUAROCHIRÍ”**

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

EDWIN MÁXIMO MANRIQUE MICHCA

LIMA – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“DISEÑO HIDRÁULICO DEL REPRESAMIENTO
ANCESTRAL DE LA LAGUNA DE CACHU CACHU,
DISTRITO DE SAN PEDRO DE CASTA, PROVINCIA DE
HUAROCHIRÍ”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

EDWIN MAXIMO MANRIQUE MICHCA

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Arq. VÍCTOR EDUARDO LINARES ZAFERSON
Presidente

Ing. CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
Asesor

Mg. Sc. LIZ MARGOT PALOMINO ZEGARRA
Miembro

Dra. LIA RAMOS FERNANDEZ
Miembro

LIMA – PERÚ

2020

ÍNDICE GENERAL

I. PRESENTACIÓN	1
II. INTRODUCCIÓN.....	3
III. OBJETIVOS	4
3.1. Objetivo general.....	4
3.2. Objetivos específicos	4
IV. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	5
4.1. Ciclo hidrológico	5
4.2. Cuenca hidrográfica.....	5
4.2.1. Características fisiográficas de la cuenca	6
4.3. Precipitación	9
4.3.1. Intensidad	9
4.3.2. Duración	9
4.3.3. Frecuencia.....	9
4.3.4. Periodo de retorno	9
4.3.5. Modelos de distribución	10
4.3.6. Pruebas de bondad y ajustes	12
4.4. Análisis de tormenta de diseño	12
4.4.1. Curva intensidad – duración – frecuencia	13
4.4.2. Tiempo de concentración	13
4.4.3. Hietograma de diseño	14
4.4.4. Precipitación total efectiva	14
4.5. Caudales máximos	15
4.5.1. Método racional.....	15
4.5.2. Método del Hidrograma Unitario	16
4.5.3. Sistema de modelamiento hidrológico	16
4.6. Diseño de Represas	16
4.6.1. Demanda de agua	18
4.6.2. Niveles de agua del represamiento	18
4.6.3. Niveles de operación de una represa	19
4.6.4. Volumen de almacenamiento	21
4.6.5. Selección de la ubicación	21

4.6.6.	Diseño hidráulico de obras conexas	22
V.	DESARROLLO DEL TEMA	24
5.1.	Aspectos Generales	24
5.1.1.	Ubicación geográfica.....	25
5.1.2.	Ubicación política.....	26
5.1.3.	Vías de acceso	26
5.2.	Metodología del proyecto	27
5.2.1.	Estudio Topográfico	27
5.2.2.	Diseño de Represa	28
5.2.3.	Diseño Hidráulico de Aliviadero.....	43
5.3.	Descripción de las funciones desempeñadas	61
5.4.	Contribución en la solución de situaciones problemáticas	63
5.5.	Beneficio obtenido por el centro laboral de su contribución a la solución.....	63
VI.	CONCLUSIONES.....	65
VII.	RECOMENDACIONES.....	66
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resumen de características fisiográficas de la microcuenca Cachu Cachu	31
Tabla 2: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Carampoma.....	33
Tabla 3: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Río Blanco	33
Tabla 4: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Milloc	34
Tabla 5: Balance hídrico del represamiento	37
Tabla 6: Balance Hídrico del represamiento	39
Tabla 7: Datos de resumen de la represa	41
Tabla 8: Precipitación máxima 24 horas	44
Tabla 9: Estadística de los logaritmos de las series anuales de precipitación máxima	45
Tabla 10: Precipitación máxima en 24 horas corregida	46
Tabla 11: Resumen de resultados para los métodos de distribución	50
Tabla 12: Resumen de resultados de ajustes smirnov-kolmogorov	51
Tabla 13: Resumen de resultados de ajustes, para los distintos periodos de retorno	51
Tabla 14: PP máx. 24h (mm) – Estación Milloc	52
Tabla 15: Intensidades máximas (mmh^{-1}) – Estación Milloc	52
Tabla 16: Análisis estadístico - Regresión	52
Tabla 17: Ecuación de intensidad – Estación Milloc	53
Tabla 18: Intensidad de lluvia – Estación Milloc	53
Tabla 19: Hietograma de precipitación – Estación Milloc	55
Tabla 20: Coeficiente de escorrentía	57
Tabla 21: Caudales máximos.....	58

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Ciclo hidrológico.....	5
<i>Figura 2:</i> Componentes de una represa.....	18
<i>Figura 3:</i> Curva volumen vs altura.....	19
<i>Figura 4:</i> Esquema de niveles de operación.....	20
<i>Figura 5:</i> Ubicación geográfica del proyecto.....	25
<i>Figura 6:</i> Mapa político del Perú y ubicación del proyecto.....	26
<i>Figura 7:</i> Levantamiento topográfico del área de embalse.....	28
<i>Figura 8:</i> Batimetría del área de embalse.....	28
<i>Figura 9:</i> Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Carampoma.....	33
<i>Figura 10:</i> Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Río Blanco.....	34
<i>Figura 11:</i> Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Milloc.....	35
<i>Figura 12:</i> Caudal medio mensual generado.....	36
<i>Figura 13:</i> Curva oferta vs demanda del embalse.....	38
<i>Figura 14:</i> Curva volumen vs altura de la represa Cachu Cachu.....	40
<i>Figura 15:</i> a) Vista en planta del embalse, b) Perfil longitudinal del dique y c) Sección transversal del dique de la microrepresa.....	42
<i>Figura 16:</i> Análisis de confiabilidad de datos.....	45
<i>Figura 17:</i> Histograma de la precipitación máxima 24 horas – Estación Milloc.....	47
<i>Figura 18:</i> Distribución Normal para un tiempo de retorno 50 años.....	48
<i>Figura 19:</i> Distribución Log Normal para un tiempo de retorno 50 años.....	49
<i>Figura 20:</i> Distribución Log Pearson para un tiempo de retorno 50 años.....	49
<i>Figura 21:</i> Distribución Gumbel para un tiempo de retorno 50 años.....	50
<i>Figura 22:</i> Curva IDF – Estación Milloc.....	54
<i>Figura 23:</i> Histograma de Precipitación– Estación Milloc.....	55
<i>Figura 24:</i> Esquema de transición de aliviadero demasias.....	59

Figura 25: a) Vista isométrica del dique, b) Vista planta , c) Vista frontal de dique y d) Detalles de las obras conexas. 60

I. PRESENTACIÓN

Las microrepresas son un tipo de infraestructura desarrollada en la época incaica con el fin de recarga hídrica de los acuíferos, se construían a partir de los 3 500 msnm; para este fin se aprovechaban las lagunas naturales, y por medio de la implementación de un dique se almacenaba el agua de la escorrentía superficial, proveniente de la parte alta de la microcuenca, para su aprovechamiento en la temporada de estiaje.

Este sistema de almacenamiento permite infiltrar el agua a las partes bajas de la cuenca, de tal manera que esta recarga del acuífero favorezca a los rebrotes de manantiales y de los diferentes cuerpos de agua que son aprovechados como fuente de agua para la agricultura y ganadería.

Bajo este enfoque de siembra y cosecha de agua, Aquafondo decide poner en marcha la elaboración y ejecución del estudio de “Rehabilitación y mejoramiento del represamiento ancestral de la laguna Cachu Cachu ubicada en Marcahuasi, distrito de San Pedro de Casta, provincia de Huarochirí”, con la finalidad de aumentar los niveles de almacenamiento de la microrepresa existente, y de esta manera se logre cubrir las necesidades hídricas.

Con la finalidad de satisfacer las necesidades hídricas de la población de San Pedro de Casta se determinó mejorar y rehabilitar la microrepresa ancestral de la laguna Cachu Cachu, a través del incremento de la altura del dique, y así aumentar el nivel de agua almacenada, asimismo se aumentó la base del dique con el objetivo de asegurar la estabilidad de la estructura.

Para fines de la ejecución de la rehabilitación del dique de la represa en mención, se han realizado diversos estudios técnicos con el fin de asegurar el almacenamiento de agua en la laguna. Los estudios que comprenden la evaluación y diseño son: el estudio hidrológico, que

contempla las precipitaciones medias mensuales y de máximas avenidas tomando referencias de estaciones pluviométricas cercanas al proyecto de la laguna Cachu Cachu; y el estudio geológico y geotécnico que se realiza con el fin de obtener el diagnóstico del suelo y la ubicación de la cantera de agregados. Los resultados del laboratorio de los estudios realizados indican condiciones favorables para la ejecución de la construcción del dique cuyo material es suelto, homogéneo y con una granulometría y permeabilidad óptima para el almacenamiento del agua. Asimismo, los resultados del modelamiento de estabilidad de taludes indican que los factores de seguridad son superiores a la unidad para condiciones de sismo.

II. INTRODUCCIÓN

La estructura ancestral de represamiento de la laguna de Cachu Cachu, es una obra existente desde la época incaica cuyas características principales son almacenar el agua de las lluvias y proveer de agua a la población que habita aguas abajo de la laguna como San Juan de Mayhuay y Cumpe principalmente.

En la época incaica el dique no solo era utilizado como barrera de almacenamiento, sino para mantener la estabilidad y el buen drenaje. La estructura ancestral presenta un dique de relleno de material fino con una matriz de piedras en la parte posterior.

El proyecto contempla los diseños del mejoramiento e incremento del dique, ejecución de un aliviadero de demasías y del canal de descarga. Para la elaboración de los diseños se realizaron diversos estudios con la finalidad de asegurar el almacenamiento y reforzar la estabilidad del dique; para tal fin, se consideraron datos como la oferta de agua, capacidad del embalse, tipo de suelo, materiales existentes en la zona, entre otros.

En el presente trabajo se analizará las principales componentes pluviométricas, como parámetros principales e importantes con la finalidad de asegurar la vida útil de la represa ancestral a construir y a su vez satisfacer la demanda de agua para cultivo de las poblaciones aguas abajo por medio del almacenamiento de la escorrentía. De la misma manera se determinará la máxima avenida de tal manera que nos permita poder determinar el dimensionamiento de las obras conexas de la represa.

III. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general

Realizar el diseño hidráulico para la microrepresa de la laguna Cachu Cachu y las obras conexas que la conforman.

3.2. Objetivos específicos

- Explicar los parámetros hidrológicos que permitan asegurar el volumen de almacenamiento.
- Calcular el caudal máximo para un periodo de retorno de 50 años.
- Describir los criterios de selección de la zona de emplazamiento del dique, diseño de aliviadero demasías y del canal de descarga.

IV. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

4.1. Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es el foco central de la hidrología. El ciclo no tiene principio ni fin y sus diversos procesos ocurren de forma continua. El agua se evapora desde los océanos y desde la superficie terrestre para volverse parte de la atmósfera; el vapor de agua se transporta y se eleva en la atmósfera hasta que se condensa y precipita sobre la superficie terrestre o los océanos (Chow, 2000) (Ver Figura 1).

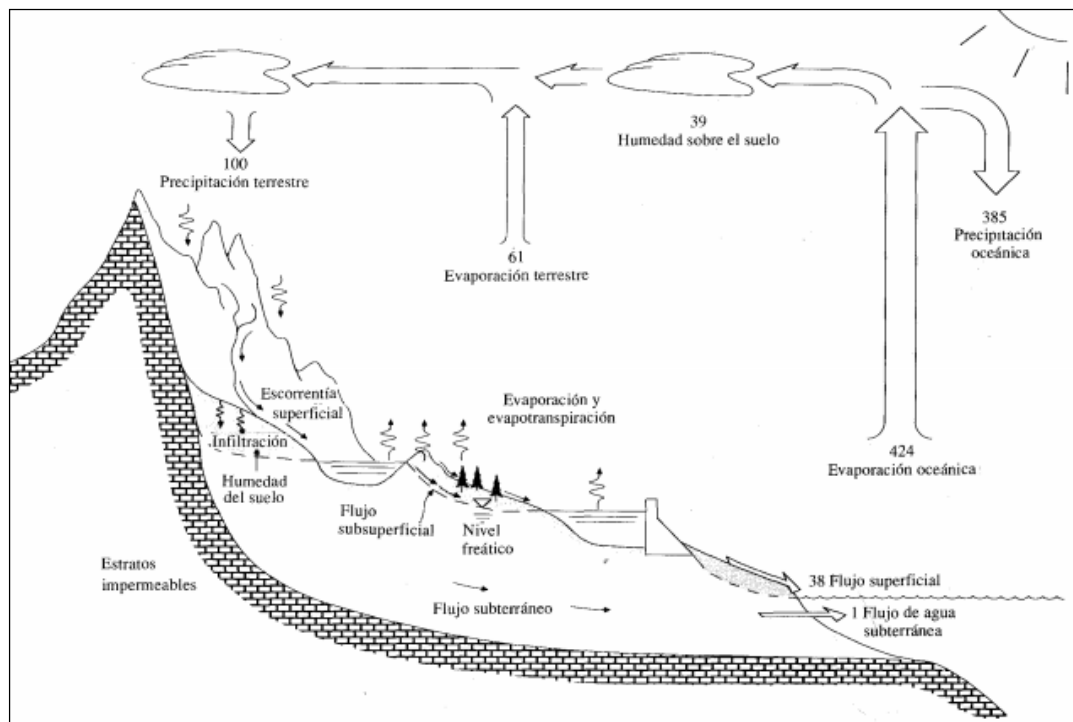


Figura 1: Ciclo hidrológico

FUENTE: Chow *et al.*, 2000.

4.2. Cuenca hidrográfica

Es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido (Villón, 2002).

Aparicio (1989) define a la cuenca hidrográfica como al área territorial de drenaje natural donde todas las aguas pluviales confluyen hacia un colector común de descarga. Los límites de una cuenca están determinados por la línea de “*divortium aquarium*” o divisoras de aguas.

4.2.1. Características fisiográficas de la cuenca

La morfología de una cuenca se define por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que, por medio de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la siguiente clasificación.

a. Parámetros de forma

Los parámetros fisiográficos de una cuenca están en función a las características de la cuenca, a continuación, se describen:

- **Área (A)**

Se define como la proyección horizontal de la superficie de la cuenca, cuya unidad de medida es en km².

- **Perímetro (P)**

Es la longitud total del *divortium acuarium* de la cuenca de interés, se encuentra en la unidad de medida en km.

- **Longitud de cauce principal (L)**

Es la distancia entre los extremos inicial y final de mayor longitud de la cuenca, la unidad de medida es en km.

- **Ancho promedio (Ap)**

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río. Esta expresada de la siguiente forma:

$$Ap = A/L$$

Donde:

A_p = Ancho promedio de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km^2)

L = Longitud mayor del río (km)

- **Pendiente media del curso (S_m)**

Se refiere a la relación entre la diferencia de altitudes de la cuenca y la proyección horizontal de la misma. Esta expresada en porcentaje (%).

- **Coefficiente de compacidad (K_c)**

Relaciona la forma de la cuenca con una forma circular de igual área y perímetro; este parámetro proporciona un índice de la velocidad con que las aguas tardan en concentrarse en la sección de descarga de la cuenca y se expresa por la relación siguiente:

$$K_c = 0,28 P/A^{1/2}$$

Donde:

K_c = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km^2)

- **Factor de forma (F_f)**

Es la relación existente entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud de la cuenca más largo se expresa por la siguiente relación:

$$F_f = A_m/L = A/L^2$$

Donde:

F_f = Factor de forma

A_m = Ancho medio de la cuenca (Km)

L = Longitud más largo de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km^2)

b. Parámetros de relieve

- **Altitud media de la cuenca(H)**

Se refiere a la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50 por ciento del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50 por ciento este situado por debajo de ella.

- **Rectángulo equivalente**

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro.

c. Parámetros de Drenaje

- **Orden de ríos**

El orden de corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. Las corrientes se clasifican de orden uno aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos, a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, y así sucesivamente (Villón, 2002).

- **Pendiente media del río**

La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos. Se expresa de la siguiente manera:

$$I_c = (HM-Hm) / (1000*L)$$

Donde:

I_c = Pendiente media del río

L = Longitud del río (km)

HM = Altitud máxima del río

Hm = Altitud mínima del río

4.3. Precipitación

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense (Chow, 2000).

4.3.1. Intensidad

Define la intensidad a la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo (Villón, 2002). Es por ello que la intensidad se expresa de la siguiente manera:

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

Donde:

i_{max} : Intensidad máxima en mm/hora

t : tiempo en horas

P : precipitación en mm

4.3.2. Duración

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

4.3.3. Frecuencia

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

4.3.4. Periodo de retorno

Chow (2000) sostiene que el periodo de retorno de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada.

El objetivo primario del análisis de frecuencia de una serie hidrológica es determinar el período de retorno de un evento de determinada magnitud. La frecuencia experimental de una muestra es la asignación, a cada uno de los elementos de una serie, de determinados valores basados en el ordenamiento de los mismos, de acuerdo a su magnitud.

La fórmula más conocida para determinar periodo de retorno es la de Weibull.

$$P(x) = \frac{m}{N+1}$$

Donde:

m es la posición (ranking) que se le asigna a un evento según la secuencia ordenada de los eventos 1, 2, 3, ...N.

N es el tamaño de la muestra (N valores de lluvia o N valores de caudales).

4.3.5. Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos (Chow, 1964).

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas, recomendándose utilizar las siguientes funciones:

a. Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se expresa de la siguiente manera:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde:

f(x) = función densidad normal de la variable x

X = variable independiente

μ= parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

S= parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

b. Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{x})^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde X y S son los parametros de la distribucion.

c. Distribución Log Pearson Tipo III

La funcion de distribucion de probabilidad es:

$$F(y) = \int_0^y \frac{y^{\wp-1} e^{-y}}{\Gamma(\wp)} dy$$

Donde:

$$y = \ln x/\beta$$

Siendo:

β : Parámetro de escala ($0 < \beta < \infty$)

\wp : Parámetro de forma ($0 < \wp < \infty$)

Γ / β : Función Gamma

S_y : Desviación estándar de los valores logarítmicos.

C_s : Coeficiente de asimetría de los valores logarítmicos.

d. Distribución Gumbel

La distribución de valores Tipo I conocida como distribucion Gumbel o doble Exponencial, tiene como función de distribucion de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde α y β , son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S$$

Para muestras pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

4.3.6. Pruebas de bondad y ajustes

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

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son Kolmogorov – Smirnov, el cual se describe a continuación.

a. Kolmogorov – Smirnov

El procedimiento de Prueba de Kolmogorov-Smirnov para una muestra compara la función de distribución acumulada observada de una variable con una distribución teórica determinada, que puede ser la normal, la uniforme, la de Poisson o la exponencial. La Z de Kolmogorov-Smirnov se calcula a partir de la diferencia mayor (en valor absoluto) entre las funciones de distribución acumuladas teórica y observada. Esta prueba de bondad de ajuste contrasta si las observaciones podrían razonablemente proceder de la distribución especificada.

4.4. Análisis de tormenta de diseño

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

4.4.1. Curva intensidad – duración – frecuencia

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relaciona la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno.

Las curvas de intensidad – duración - frecuencia, se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mmh^{-1})

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

T = Periodo de retorno en años

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

4.4.2. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) de una cuenca, es el tiempo que demora en llegar el escurrimiento que se genera en la parte más alejada de la cuenca, más remota, hasta el punto de salida en consideración o punto de interés en la cuenca analizada.

Es un parámetro que se usa intensamente en los cálculos de la relación precipitación – escorrentía. Es el tiempo de concentración de la cuenca que una partícula de agua tarda en llegar del punto más alejado al punto de desagüe (Fattorelli y Fernández, 2011).

Existen diferentes fórmulas para su estimación, entre las más usadas se tienen:

- Kirpich (1940). Desarrollada con información proporcionada por el Soil Conservation Service (SCS) en siete cuencas en Tennessee (USA) de áreas comprendidas entre 0,0051 y 0,433 km^2 , en canales de altas pendientes (3- 10%). Es una de las fórmulas más tradicionales que expresa el tiempo de concentración en horas:

$$T_c = 0.000325 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77}$$

Donde:

L = longitud del cauce principal en metros

S = Pendiente del cauce en mm^{-1}

- Pezzoli, (1988) basado en medidas relativas en algunas cuencas de piedemonte sugirió calcular el tiempo de concentración en horas de la siguiente manera:

$$T_c = 0.055 \times \frac{L}{\sqrt{S}}$$

Donde:

L = longitud del cauce principal en kilómetros

S = Pendiente media del cauce principal en mm^{-1}

4.4.3. Hietograma de diseño

El Hietograma es un gráfico de forma escalonada como un histograma que representa la variación de la intensidad expresada en mmh^{-1} de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas (Villón, 2002).

Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III:

- Tipo I: corresponde a climas con inviernos húmedos y veranos secos (climas del pacífico)
- Tipo IA: son tormentas de menor duración.
- Tipo III: climas donde predominan las tormentas tropicales las cuales producen grandes profundidades de lluvia en 24h (climas del golfo de México y costas atlánticas).
- Tipo II. Climas correspondientes al resto de los Estados Unidos.

4.4.4. Precipitación total efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva es aquella parte de la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía

directa a la salida de la cuenca (Chow *et al.*, 1994).

4.5. Caudales máximos

Según Tucci (1993), los caudales máximos son utilizados en la predicción de inundaciones y diseño de obras hidráulicas, tales como conductos, alcantarillas, canales entre otros. Asimismo, el caudal máximo puede ser estimado con: ajuste de una distribución estadísticas, regionalización de caudales y precipitación.

Los caudales máximos referidos a un determinado periodo de retorno pueden ser estimados por diferentes métodos teniendo en cuenta la disponibilidad de registros hidrometeorológicos.

4.5.1. Método racional

Estima el caudal máximo 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, $A < 10 \text{ km}^2$.

El principio básico de la fórmula racional original, es el siguiente: Para una misma probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno, la Intensidad media máxima de la lluvia disminuye cuando el intervalo de tiempo aumenta (curvas de intensidad - duración - 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 más baja que si la duración de la lluvia fuese igual al tiempo de concentración.

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

$$Q = 0,278 CIA$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m^3s^{-1})

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mmh^{-1})

A: Área de la cuenca (km^2)

4.5.2. Método del hidrograma unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora). El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (o 1 pulg).

4.5.3. Sistema de modelamiento hidrológico

El HEC – HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica del tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuentas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base.

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

4.6. Diseño de represas

Las microrepresas son depósitos o reservorios de agua, que el hombre utiliza aprovechando la depresión natural del suelo (hondonadas) o las lagunas naturales, construyendo para ello un dique de tierra compactada que permite captar y almacenar el agua proveniente de las lluvias producidas en los meses de diciembre a marzo, para luego ser utilizada en los meses de mayor escasez. En la zona altoandina, las microrepresas permiten a través de la lenta infiltración del agua una recarga permanente de los acuíferos produciendo el mantenimiento

de los bofedales en las partes bajas. Asimismo, permiten el riego superficial de los pastizales naturales, incrementando su capacidad productiva.

Las represas se pueden clasificar según el volumen de almacenamiento

- Embalses gigantes: $V > 100,000 \text{ Mm}^3$
- Embalses muy grandes: $100,000 \text{ Mm}^3 > V > 10,000 \text{ Mm}^3$
- Embalses grandes: $10,000 \text{ Mm}^3 > V > 1,000 \text{ Mm}^3$
- Embalses medianos: $1,000 \text{ Mm}^3 > V > 1 \text{ Mm}^3$
- Embalses pequeños o microrepresas: $V < 1 \text{ Mm}^3$

Las Represa son depósitos o reservorios que se utilizan aprovechando la depresión natural del suelo o las lagunas naturales, para ello se construye un dique de tierra compactada que permite captar y almacenar el agua proveniente de las lluvias producidos en los meses de avenidas, para ser usados con posterioridad en los meses de estiaje. Las represas deben contar con obras complementarias que permitan el paso del agua que no se embalsa y con estructuras de toma para captar y entregar el agua embalsada a los usuarios del sistema, como se puede ver en la Figura 2.

Las microrepresas poseen tres partes fundamentales:

- **Área de almacenamiento:** Es el área o terreno donde se almacenará el agua.
- **Dique:** viene a ser el muro de tierra compactada, construido para evitar que el agua discurra por el cauce natural.
- **Aliviadero:** Es un canal o vertedero que elimina el exceso de agua que ingresa a la laguna, evitando que el agua se desborde por encima del dique y lo destruya.



Figura 2: Componentes de una represa

FUENTE: DINAGUA, 2011.

4.6.1. Demanda de agua

Es la necesidad de agua que tiene el sistema que se está considerando. Cuando el río o la quebrada que se seleccionó como fuente de suministro pueden entregar el caudal de demanda durante unos periodos, pero falla en otros, entonces se hacen estudios hidrológicos adicionales de la fuente para determinar si la construcción de un embalse resuelve el problema. Como resultado de estos estudios se obtiene el volumen de almacenamiento requerido que es el volumen que se debe almacenar para suministrar la demanda todo el tiempo.

4.6.2. Niveles de agua del represamiento

Para calcular el volumen de agua, en forma precisa, se debe tener la información de la carta topográfica, procesada en el programa CAD, de donde se extraen las áreas correspondientes, a las áreas encerradas por cada plano irregular, definido por el área enterrada entre la curva de nivel correspondiente, y el eje del terraplén.

Como se puede ver en la Figura 3, se prepara una tabla con las cotas y en la fila correspondiente se anotan las áreas encerradas por cada cota y el eje del emplazamiento, y luego a su costado el volumen de agua embalsado hasta la cota correspondiente. El volumen de agua embalsado a una cota correspondiente, será el resultado de la suma de una serie de volúmenes parciales.

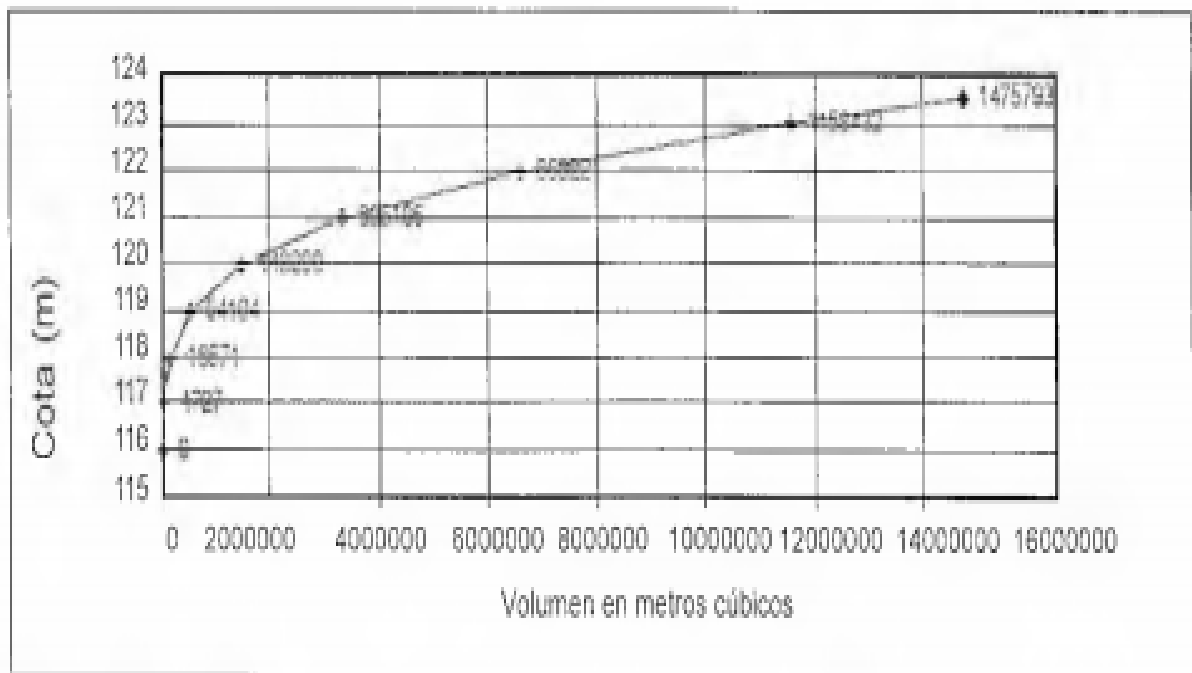


Figura 3: Curva volumen vs altura

FUENTE: Koolhaas,2003

4.6.3. Niveles de operación de una represa

Con la ayuda de las curvas volumen vs elevación, se localizará de acuerdo al volumen necesario para cada tipo de obra la elevación mínima que deben tener, de tal forma que conocidos los gastos de diseño de cada una de las obras se puede conocer el volumen que generarán y con este se leerá el valor de la elevación a la que se localizará. Con cada gasto asociado a una obra es posible dimensionar el embalse y obtener las elevaciones del NAMINO, NAMO Y NAME, así como el volumen muerto que a su vez entre todos ayudan a definir la altura de la cortina, (ver Figura 4).

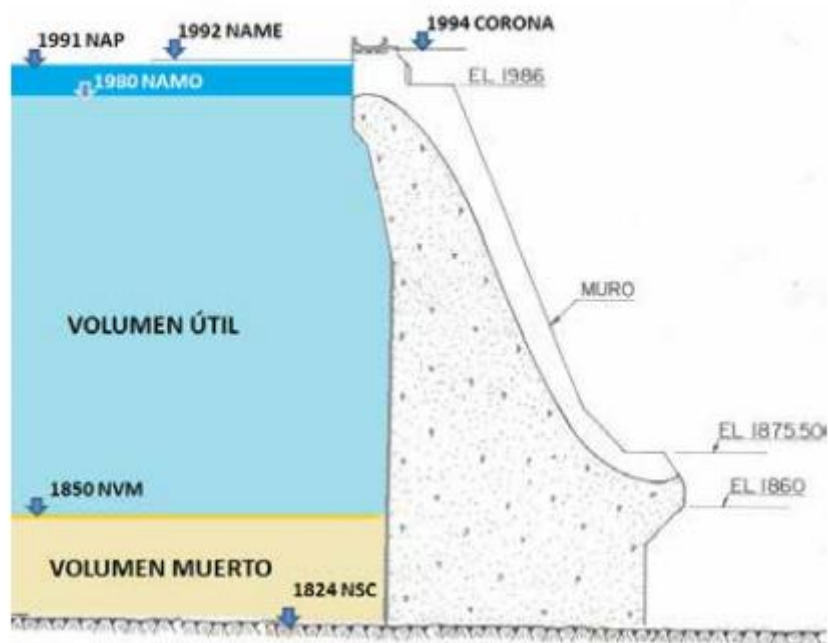


Figura 4: Esquema de niveles de operación

FUENTE: Sandoval W, 2018

a. NAMO (Nivel agua máximo ordinario)

La función primordial de una obra de excedencias es permitir que a través de ella pasen los excedentes de agua de demasías, o sobrantes de agua que ya no caben en el vaso y evitar que estos causen daños en la presa. El nivel de aguas máximo de operación, NAMO indica el nivel a partir del cual comienza a funcionar la obra de excedencias.

b. NAME (Nivel agua máximo extraordinario)

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. Una obra de control, como su nombre lo indica; controla los escurrimientos debidos a avenidas, para poder proteger de éstas a las poblaciones localizadas aguas abajo.

4.6.4. Volumen de almacenamiento

Es el volumen que el embalse está en capacidad de almacenar para suministrar a los usuarios del sistema. Se determina mediante la aplicación de modelos de simulación hidrológica, utilizando como variables las características físicas del embalse, los caudales naturales que entran al embalse, las lluvias directas sobre el área del embalse, las pérdidas por evapotranspiración, infiltración, y vertimientos, y el suministro de agua a los usuarios. Cuando el volumen útil es menor que el volumen requerido entonces el embalse no está en capacidad de suministrar la demanda durante todo el tiempo y se presentan fallas en el suministro con el consiguiente racionamiento.

Los volúmenes característicos de los embalses están asociados a los niveles, de esta forma se tiene:

a. Volumen útil

Es el volumen de almacenamiento ubicado entre el nivel mínimo de operación del embalse (NAMO) y el nivel de aguas normales (NAMIN).

b. Volumen muerto

Está ubicado por debajo del nivel muerto del embalse (NAMIN) y es donde se acumularán los sedimentos durante la vida útil del embalse. Debe exceder en capacidad al volumen de sedimentos calculado durante la vida útil con el fin de que el embalse los pueda contener.

4.6.5. Selección de la ubicación

La correcta elección de un lugar para construir una represa es muy importante, siendo necesario recorrer y estudiar las distintas posibilidades antes de definir una ubicación. Si existe más de una posibilidad de ubicación, necesario estudiar cada uno, a los efectos de seleccionar el de mayor facilidad de ejecución y el más económico. Desde un punto de vista económico, la ubicación óptima del tajamar es la que proporciona la máxima cantidad de agua embalsada con relación al volumen de tierra movida (excavada y compactada). Un buen sitio a su vez es el que resulta en una cortina o terraplén corto, donde las pendientes transversales del terreno son altas, pero la caída o pendiente de la vía de drenaje es baja.

4.6.6. Diseño hidráulico de obras conexas

a. Aliviadero

El aliviadero o estructura de alivio o vertedor, descarga los excesos que llegan al embalse, los cuales no se desean almacenar. Su característica más importante es la de evacuar con facilidad las máximas crecientes que llegan al vaso de almacenamiento. Su insuficiencia provoca el desborde del agua por encima de la cresta de la presa y el posible colapso de esta estructura sobre todo si se trata de una presa de tierra o enrocado (Fattorelli & Fernández, 2011).

Según la Bureau Of Reclamation (1970), la función de los vertederos en las presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar escapar el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento, y en las presas derivadoras dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o algún canal de drenaje natural.

Las partes componentes de un vertedero son las siguientes (Bustamante, 1996):

- **Estructura de control**

La estructura de control regula y controla las descargas del depósito. Estas estructuras pueden consistir en una cresta, vertedero, orificio, pozo o tubo, sifón, etcétera. Se consideran preferentemente las estructuras cresta libre o de escurrimiento libre. Estas estructuras se aproximan al tipo ideal de vertedero; en el cual, el agua debe pasar guiada suavemente sobre la cresta con el mínimo de turbulencia. La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil y es guiada sobre la superficie de talud del canal de descarga.

- **Canal de descarga**

El canal de descarga conduce las aguas descargadas por la estructura de control hacia el cauce natural, aguas abajo de la presa. La estructura de conducción

puede ser un canal excavado en una de las laderas, en los extremos de la presa; un canal excavado a través de la presa; un canal apoyado sobre el paramento de aguas debajo de la presa, etcétera. El perfil longitudinal del canal puede tener poca pendiente o pendiente fuerte. La sección del canal puede ser rectangular o trapecial y se construye de hormigón armado, para soportar las solicitaciones producidas sobre la estructura.

La altura de descarga del aliviadero se expresa con la siguiente formula:

$$Q=CL \sqrt{h^3}$$

Donde:

Q: Gasto (m^3s^{-1})

C: Coeficiente de descarga de vertedero

L: Longitud de la cresta (m)

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

V. DESARROLLO DEL TEMA

5.1. Aspectos generales

De la visita técnica al área del proyecto, por parte del equipo técnico, se pudo observar que el dique construido de piedra y arcilla-limosa; presentaba deterioro el cual originaba filtraciones en la parte alta del dique. Asimismo, se observó que el canal de descarga no tiene ningún sistema de regulación ni de medición, para el cual sería necesario implementar estos sistemas.

También se observó que el dique de la microrepresa de la laguna Cachu Cachu presenta una longitud aproximada de 27 m, el ancho de la corona varía de 0,60 a 0,90 m, la altura del dique varía de 0,80 a 1.50 m, en el centro presenta una profundidad (nivel agua hacia la base de la laguna) de 1.15 m, el borde libre varía de 0,35 – 0,40m en todo el dique.

En el margen derecho aguas abajo del dique presenta un vertedero con una altura de 0,46 m, la base mide 0,45 m y el ancho superior es de 0,54 m. El dique cuenta con un canal de descarga de 3.80 m.

Durante los trabajos de campo se pudo observar que el área del proyecto presenta una topografía ondulada con pendientes fuertes en los bordes del “*divortium*” y suaves alrededor de la laguna.

La microrepresa existente está cimentada sobre rocas duras tipo intrusivo, mientras la instalación está formada por relleno de rocas y material fino, los cuales deberán ser eliminados y reemplazados por rocas nuevas.

Además, se realizaron el levantamiento topográfico y la batimetría a la laguna, para determinar la capacidad actual del volumen de agua. Todo ello con la finalidad de conocer el estado actual del dique y para realizar los diseños de mejoramiento y rehabilitación de la represa ancestral.

A continuación, se describe la ubicación y los estudios realizados con el objetivo de calcular los nuevos de almacenamiento y el dimensionamiento de las estructuras a proyectar.

5.1.1. Ubicación geográfica

En la Figura 5 se muestra la zona de estudio donde se proyectará la construcción del represamiento comprende las siguientes coordenadas UTM:

Coordenadas Este : 328212.12 m E
Coordenadas Norte : 8695818.93 m S
Altitud : 3910.00 msnm

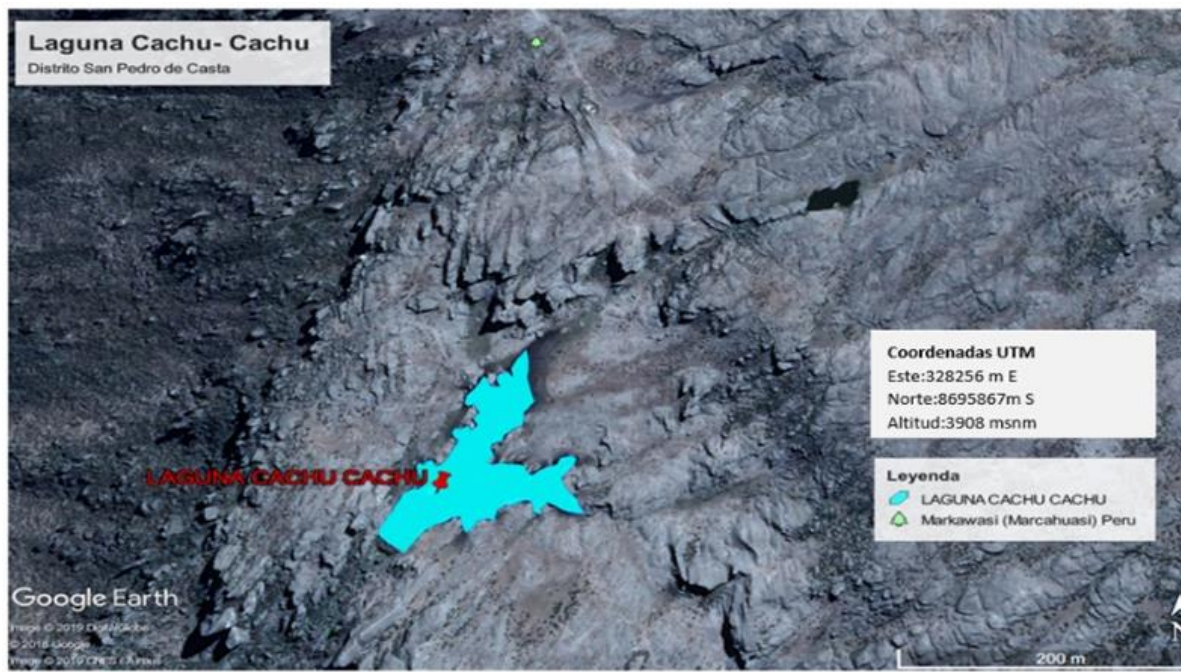


Figura 5: Ubicación geográfica del proyecto

FUENTE: Google Earth, 2020

5.1.2. Ubicación política

En la Figura 6 se muestra la ubicación política del proyecto.

Departamento : Lima

Provincia : Huarochirí

Distrito : San Pedro de Casta

Sector : Marcahuasi

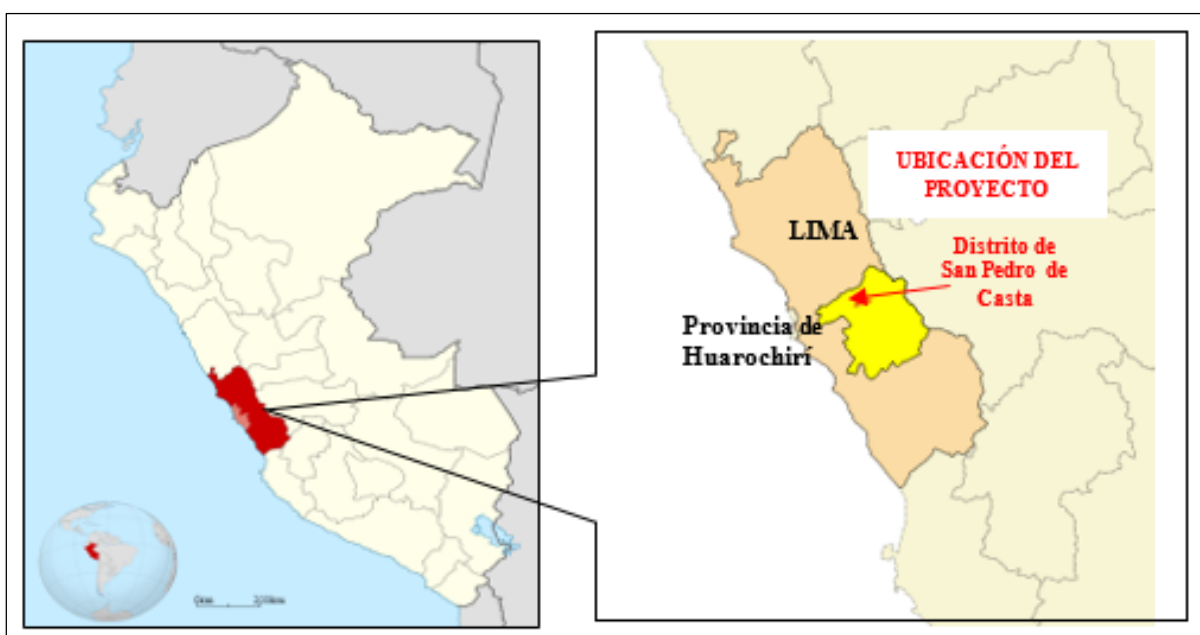


Figura 6: Mapa político del Perú y ubicación del proyecto

FUENTE: Adaptado de municipalidad de San Pedro de Casta (2011)

5.1.3. Vías de acceso

Para acceder desde la ciudad de Lima a Chosica se realiza un recorrido de 43 km en 01h 45 min, vía terrestres, luego se recorre 43 km por una vía afirmada en 02 horas aproximadamente y luego se recorre 4 km por un camino de trocha hasta llegar a la zona de proyecto.

5.1.4. Población beneficiada

El proyecto comprende a la población beneficiaria al distrito de San Pedro de Casta; con 928 habitantes según datos del INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática). De los

cuales 466 son mujeres y 462 son hombres. Por lo tanto, el 50.20 por ciento de la población son mujeres y el 48.80 por ciento son hombres.

5.2. Metodología del proyecto

En el diseño de la represa, se consideraron los resultados expuestos en el estudio geológico, obteniendo la información de la fundación del suelo y rocas ubicados en el eje del dique proyectado. Asimismo, se ha considerado los resultados del estudio hidrológico obteniéndose los caudales medios mensuales y máximas de avenidas. Finalmente, la selección de la zona de emplazamiento de la represa sobre la disposición topográfica en la salida de la laguna, determinando su correcta ubicación.

5.2.1. Estudio topográfico

El estudio topográfico se realizó a nivel de detalle, se utilizó una estación total marca Topcom. El levantamiento topográfico consistió en la batimetría de la laguna y el levantamiento de la franja de la laguna hasta el nivel de borde del espejo de agua proyectado, así como las áreas donde se construirán las obras hidráulicas de represamiento, ello incluye las obras del dique propiamente dicho y aliviadero de demasías. Para ello, se monumentaron puntos de control (BM) en campo, sobre hitos de roca fina, las estaciones y vértices de las poligonales de los respectivos levantamientos topográficos, (ver Figura 7 y Figura 8).

Se utilizaron poligonales de apoyo y BM's instalados durante el recorrido, también se tomaron puntos de relleno en las márgenes de la laguna, con los datos tomados en campo nos permitieron obtener en gabinete el polígono del perímetro de la laguna, así mismo se determinó la profundidad del vaso de almacenamiento, se crearon curvas de nivel el cual se empleó el software AutoCAD Civil 3D 2014.



Figura 7: Levantamiento topografico del area de embalse



Figura 8: Batimetría del área de embalse

5.2.2. Diseño de represa

Para el diseño de una represa, el estudio hidrológico es fundamental ya que a través de él se conocerán todos los gastos de diseño de las estructuras de la presa y con ellos el diseño para la factibilidad de construcción de la misma.

Un estudio hidrológico básico para un diseño de represa incluye:

- Reconocimiento de la cuenca a través de sus características fisiográficas
- Análisis de datos de precipitación
- Análisis de datos de evaporación
- Relación lluvia- escurrimiento

Sin embargo, la Hidrología también define las capacidades y elevaciones del vaso de almacenamiento que permiten dimensionar la cortina y obras auxiliares de ésta. Para dimensionar el vaso se utilizan:

- Curvas volúmenes vs altura
- Capacidad de almacenamiento NAMINO - Capacidad útil y NAMO
- Avenidas de diseño para la obra desvío y excedencias
- Capacidad de control o regulación, NAME

a. Características fisiográficas

La caracterización de los parámetros geomorfológicos, están en función de la microcuenca en estudio, perteneciente a la cuenca del río Rímac. Los parámetros que se analizaron son: área, perímetro, longitud de la microcuenca, coeficiente de compacidad, factor de forma, altitud media y pendiente media, para lo cual se utilizó la información de las cartas del IGN a escala 1/100, 000 y software del tipo GIS.

La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que, a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de cuencas, los cuales se han establecido los siguientes parámetros:

- **Área**

Es definida como la proyección horizontal de la superficie de la microcuenca, la cual ha sido determinada mediante el software QGis 2.14, la unidad de medida es en Km². Para la microcuenca en estudio el área tiene un valor de 0,33 km².

- **Perímetro**

Es la longitud total del *divortium* de la microcuenca de interés, se encuentra en la unidad de medida km, calculado por el software QGis 2.14. Para la microcuenca de estudio el perímetro tiene un valor de 2.21 km.

- **Longitud de la microcuenca**

Es la distancia entre los extremos inicial y final de mayor longitud de la cuenca, según la cual, las aguas en la cuenca tendrán un determinado tiempo de paso a través de la misma. La unidad de medida está dada en Km, calculado por el *software* QGis 2.14. Para el estudio longitud de microcuenca tiene un valor de 0,83 km.

- **Pendiente media del curso principal**

Es la relación entre la diferencia de altitudes de la microcuenca y la proyección horizontal del mismo. Su influencia en el comportamiento hidrológico se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, lo que a su vez determina la rapidez de respuesta de la cuenca ante eventos pluviales intensos y la capacidad erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética. Está expresada en porcentaje (%). Para el estudio la pendiente del curso principal nos dio un valor de 7 por ciento.

- **Coefficiente de compacidad**

Este coeficiente define la forma de la cuenca, respecto a la similaridad con formas redondas, dentro de rangos que se muestran a continuación (FAO, 1985):
Clase Kc1: Rango entre 1 y 1.25. Corresponde a forma redonda a oval redonda
Clase Kc2: Rango entre 1.25 y 1.5 Corresponde a forma oval redonda a oval oblonga
Clase Kc3: Rango entre 1.5 y 1.75 Corresponde a forma oval oblonga a rectangular oblonga.

En cualquier caso, el índice será mayor que la unidad mientras más irregular sea la cuenca y tanto más próximo a ella cuando la cuenca se aproxime más a la

forma circular, alcanzando valores próximos a 3 en cuencas muy alargadas. Su unidad de medida es adimensional.

- **Factor de forma**

El factor de forma de la microcuenca Cachu Cachu tiene un valor de 0,55 por lo que este tendrá un aumento lento del caudal, en un evento de precipitación máximo, el valor de 0,55 de factor de forma fue determinada por la siguiente expresión:

$$Ff = A_m/L = A/L^2$$

Donde:

Ff = Factor de forma

A_m = Ancho medio de la cuenca (km)

L = Longitud más largo de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km²)

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor forma tiende a uno. Una cuenca con factor de forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño, pero con un factor de forma mayor. Su unidad de medida es adimensional (Ver tabla 1).

Tabla 1: Resumen de características fisiográficas de la microcuenca Cachu Cachu

PARÁMETROS		UNIDAD DE MEDIDA	MICROCUEENCA LAGUNA CACHU CACHU
PARÁMETROS DE FORMA	Área de la microcuenca	km ²	0,33
	Perímetro de la microcuenca	km	2,21
	Ancho promedio de la microcuenca	km	0,46
	Factor de forma		0,55
	Coefficiente de compacidad (kc)		1,60
PARÁMETROS DE RELIEVE	Altitud media de la cuenca	máxima m.s.n.m	3971
		mínima m.s.n.m	3900
	Pendiente media de la cuenca	%	7
PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA	Longitud de la microcuenca	km	0,83
	Orden de corrientes		6

b. Balance de agua del embalse

Para que el análisis estadístico de la demanda sea consistente, se realizó un análisis histórico mensual de 46 años. El balance dicho contempla los ingresos y salidas de agua, tomando como volumen de control el embalse, y determinando la variación del volumen almacenado y el agua que realmente se dispone para satisfacer la demanda. Conocida la geometría del embalse y la demanda, en la ecuación de balance se calculó el volumen de esorrentía de aporte de la cuenca y la precipitación y evaporación en el embalse. A continuación, se realiza una descripción de la metodología empleada para estimar el balance hídrico de la microcuenca de estudio.

- **Descargas mensuales**

En el área de la microcuenca de estudio, se utilizaron tres estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio, cuyos registros son la base para el cálculo de la descarga media mensual y caudal máximo, las cuales son la estación meteorológica Carampoma, Milloc y Río Blanco controladas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). Asimismo, se obtuvo información del Estudio Hidrológico del Proyecto “Evaluación de los recursos hídricos en la Cuenca del Río Rímac”, desarrollado por la Autoridad Nacional del Agua y la DCPRH – ALA Chillón Rímac Lurín, en el año 2010.

Estación Carampoma

De acuerdo con la Tabla 2, las mayores precipitaciones ocurren durante el período de noviembre a marzo. La precipitación media anual es de 478.3 mm, la media mensual de los meses más secos se establece en julio, cuando llega a un valor de 0,2 mm, y la media mensual de los meses más lluviosos se presenta en marzo, cuando alcanza 105.5 mm. En la Figura 9 se puede observar el gráfico de barras de la precipitación en los meses del año de la estación Carampoma.

Tabla 2: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Carampoma

Variables	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
Promedio	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	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	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

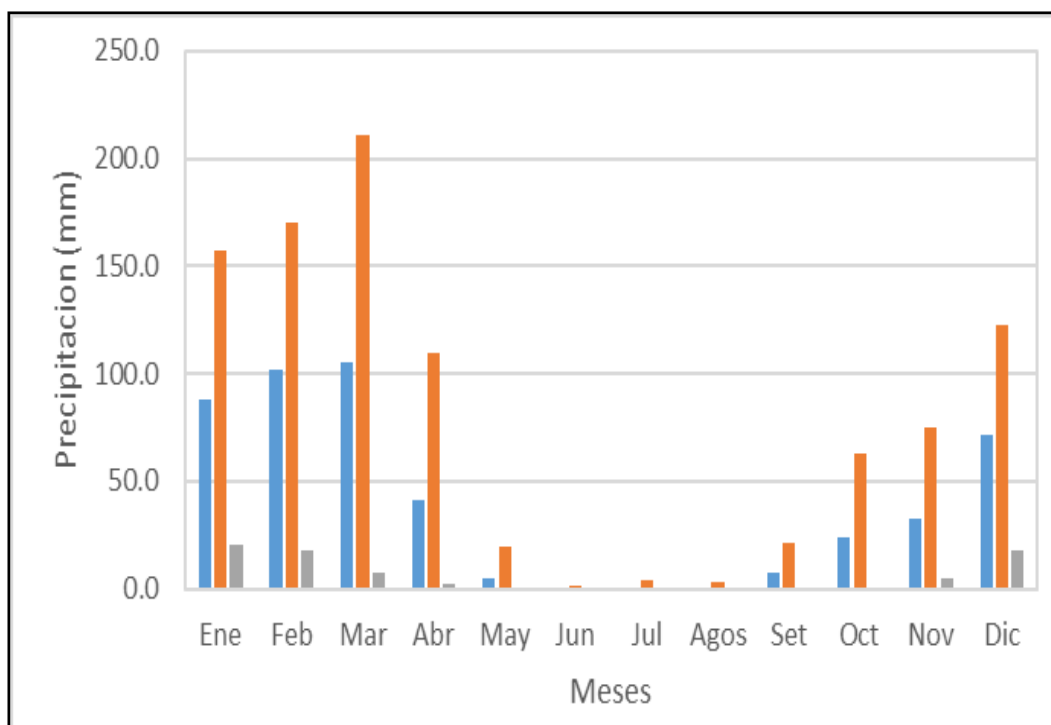


Figura 9: Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Carampoma

Estación Río Blanco

De acuerdo con la tabla 3, las mayores precipitaciones ocurren durante el periodo de noviembre a marzo. La precipitación media anual es de 602.1 mm, la media mensual de los meses más secos 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. En la Figura 10 se puede observar el grafico de barras de precipitación vs los meses del año de la estación Río Blanco.

Tabla 3: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Río Blanco

Variables	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
Promedio	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	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	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

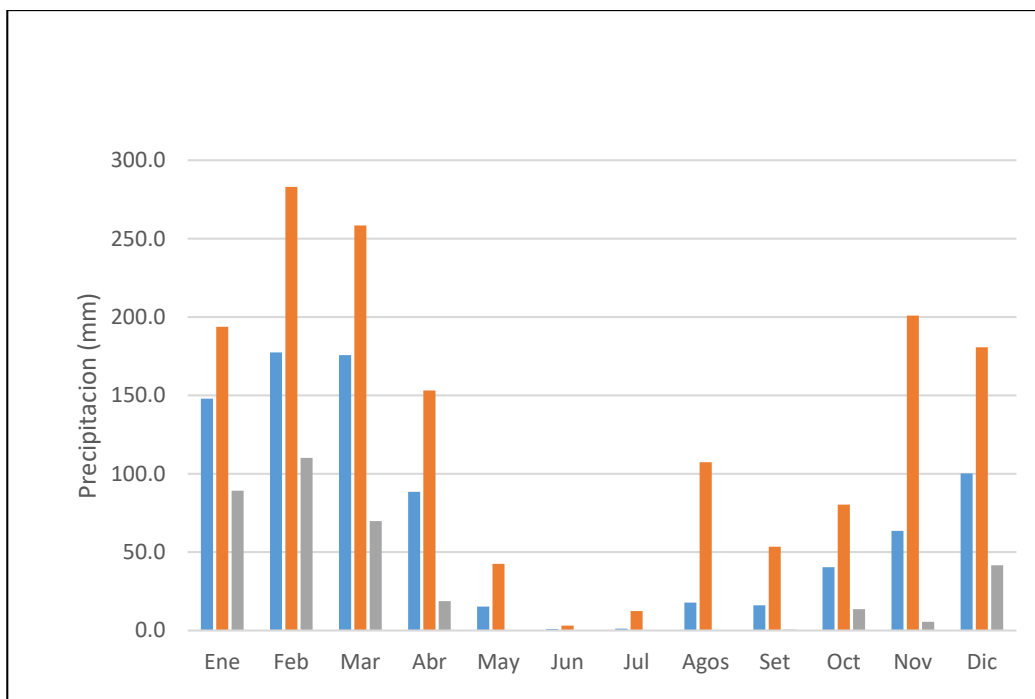


Figura 10: Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Río Blanco

Estación Milloc

De acuerdo con la Tabla 4, las mayores precipitaciones ocurren durante el periodo 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. En la Figura 11 se aprecia la relación precipitación vs meses del año de la estación Milloc.

Tabla 4: Precipitación media, máximas y mínimas de la estación Milloc

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

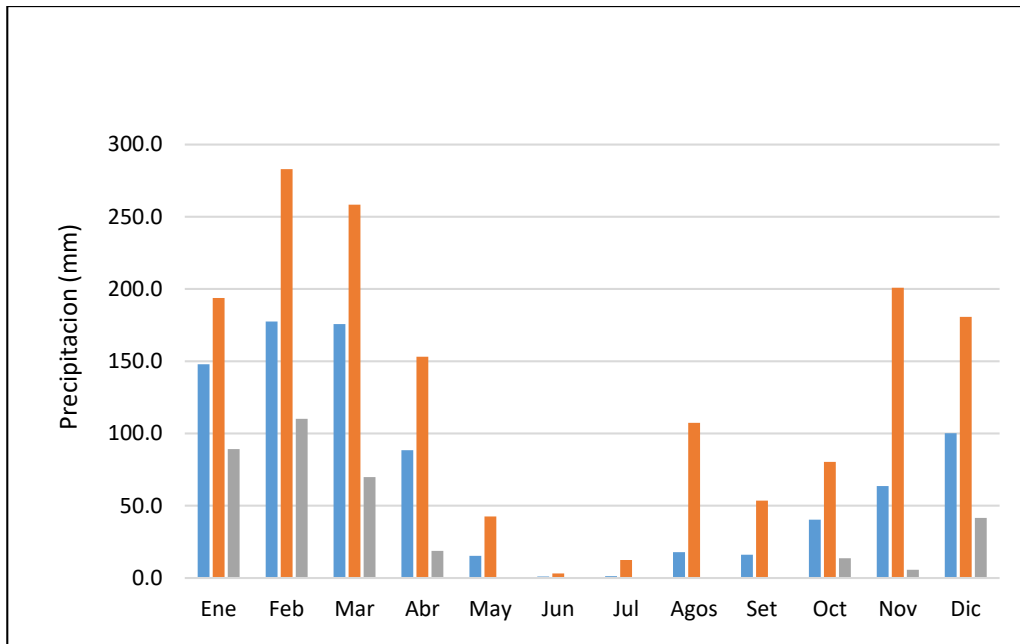


Figura 11: Promedio mensual, máximos y mínimos de la estación Milloc

Generación de caudales medios mensuales

Para determinar los caudales de descarga mensuales en la cuenca de interés y ante la carencia de información hidrométrica, se ha procedido a la utilización de del modelo matemático de regresión múltiple para una precipitación areal. Para el cual se utilizó la siguiente expresión.

$$Q_t = b_1 + b_2 Q_{t-1} + b_3 PE_t + S(1 - R^2)^{1/2} Z_t$$

Donde:

Q= Caudal generado

b1, b2, b3 = constantes de la ecuación, según la regresión

PE=Precipitación generada de la microcuenca

R= Error ajustado

Zt= cota del área de estudio

Los caudales medios mensuales generados se pueden observar en la Figura 12, el cual describe el comportamiento del caudal en m^3s^{-1} a través del año, presentando en los meses de enero a marzo mayor caudal y en abril a noviembre época de estiaje.

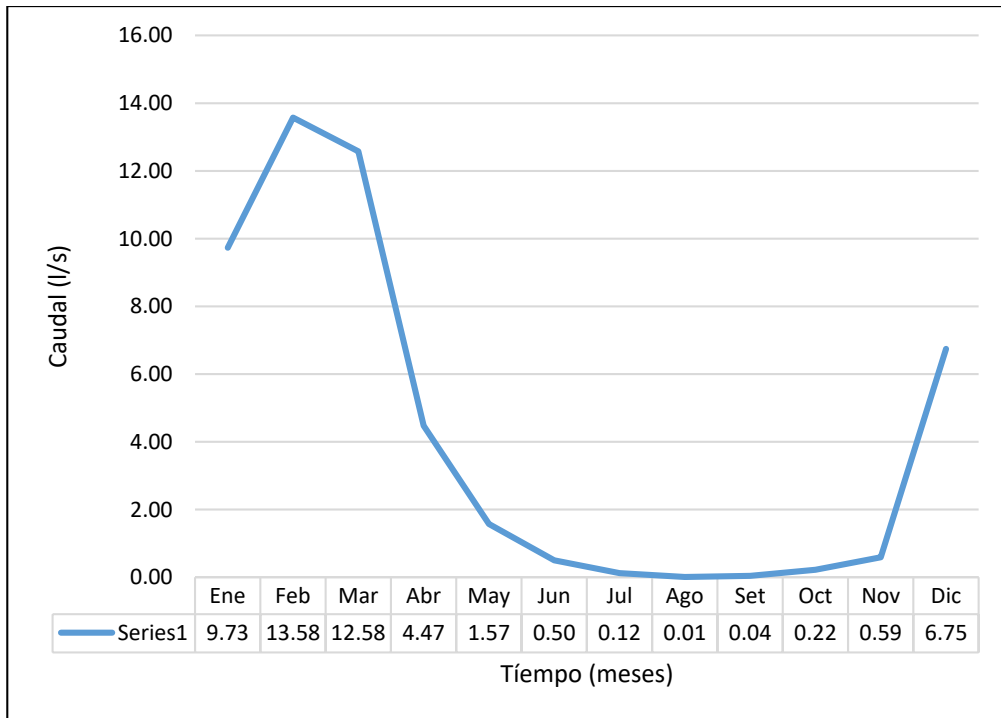


Figura 12: Caudal medio mensual generado

- **Evaporación**

Para estimar las pérdidas por evaporación hay necesidad de conocer los requisitos y el tamaño de la superficie libre del embalse. El volumen de agua evaporada del embalse se puede calcular mediante la fórmula:

$$V_{ev} = 10A * E_v * C$$

V_{ev} = volumen de agua evaporada [m^3]

A = superficie media del embalse [ha]

$$A = (A1 + A2)/2$$

$A1$ = área correspondiente al embalse lleno

$A2$ = área correspondiente al embalse vacío

E_v = evaporación promedio [$mm\cdot s^{-1}$]

C = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío

- **Infiltración**

Aunque existen fórmulas y métodos matemáticos para el cálculo de la infiltración a través de la presa, fondo y contorno del embalse, la información necesaria no siempre está disponible, por lo que, para pequeños almacenamientos, se puede tomar como un porcentaje del volumen útil del embalse así:

$$V_{inf} = C * (\%V_U)$$

V_{inf} = volumen de infiltración [m^3mes^{-1}]

$\%V_U$ = porcentaje del volumen útil

C = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío.

Como se observa en la Tabla 5 y en la Figura 13, la oferta de agua por escorrentía, la demanda de agua efectuada por la evaporación del espejo de agua de la laguna cada mes por un periodo de un año y la infiltración ocurrida tanto en la base del vaso de la laguna y la filtración del dique es 20 por ciento de la oferta que se infiltra, el porcentaje restante es la dotación que recibe las poblaciones aguas abajo durante el periodo de recarga de los acuíferos.

Tabla 5: Balance hídrico del represamiento

Mes	Aportaciones		Demanda		Total Mm ³	Total Acum (Mm ³)	Variación de volumen Disponible
	Vol Descarga (Mm ³)	Total Acum (Mm ³)	Evaporación (Mm ³)	Infiltración (Mm ³)			
Ene	9.73	9.73	1.083	1.95	3.03	3.03	6.7037
Feb	13.58	23.31	0.779	2.72	3.49	6.52	16.7857
Mar	12.58	35.89	0.855	2.52	3.37	9.89	25.9923
Abr	4.47	40.36	0.723	0.89	1.62	11.51	28.8493
May	1.57	41.93	0.763	0.31	1.08	12.59	29.3433
Jun	0.50	42.43	0.710	0.10	0.81	13.40	29.0341
Jul	0.12	42.56	0.893	0.02	0.92	14.32	28.2401
Ago	0.01	42.57	0.892	0.00	0.89	15.21	27.3550
Sep	0.04	42.61	0.842	0.01	0.85	16.06	26.5472
Oct	0.22	42.83	0.885	0.04	0.93	16.99	25.8409
Nov	0.59	43.42	1.319	0.12	1.44	18.43	24.9962
Dic	6.75	50.17	0.703	1.35	2.05	20.48	29.6903
TOTAL	50.17		10.446	10.034	20.48		

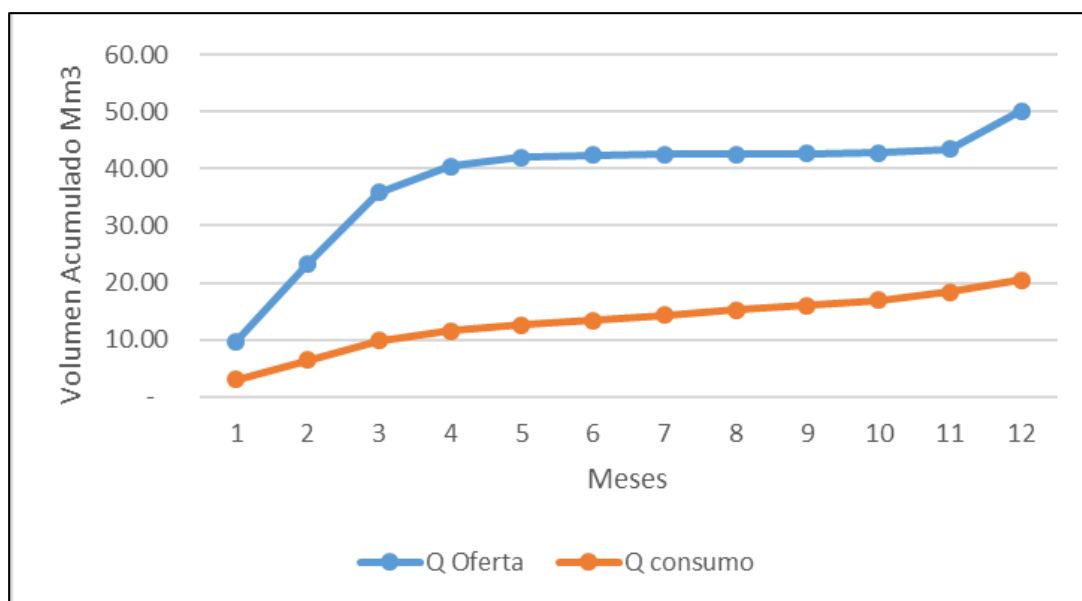


Figura 13: Curva oferta vs demanda del embalse

c. Volumen de almacenamiento

Para determinar la altura de recrecimiento del dique se requiere efectuar la curva volumen vs altura. Para ello se ha realizado el levantamiento topográfico y la batimetría en la laguna Cachu Cachu, Determinado áreas cada 0.5 en las curvas de nivel se halla el volumen acumulado de la laguna Cachu Cachu (ver Tabla 6).

En la Figura 14 se describe la relación de volumen de almacenamiento en Mm³ en la represa Cachu Cachu con la altura en la cota 3920.4 msnm, lo cual indica que son directamente proporcionales, obteniendo un $R^2 = 0,9761$ con una tendencia ascendente. Además, se puede observar para un NAMO (Nivel de agua máximo ordinario) el cual se encuentra en la cota 3920.4 msnm se puede almacenar 27.7 Mm³.

Tabla 6: Balance hídrico del represamiento

COTA SUP. m.s.n.m.	COTA INF. m.s.n.m.	ÁREA SUP. m²	ÁREA INF. m²	ÁREA.PROM m²	VOL. PARCIAL. m³	VOL. ACUM. m³ m³	VOL PARC Mm³	VOL ACUM Mm³
3921.40	3921.2	23562.4	22402.250	22982.325	4596.5	4596.5	4.596	47.75
3921.20	3921	22402.25	21136.270	21769.26	4353.9	8950.3	4.354	43.16
3921.00	3920.8	21136.27	20221.710	20678.99	4135.8	13086.1	4.136	38.80
3920.80	3920.6	20221.71	18593.763	19407.7365	3881.5	16967.7	3.882	34.67
3920.60	3920.4	18593.763	17541.360	18067.5615	3613.5	20581.2	3.614	30.78
3920.40	3920.2	17541.36	16295.420	16918.39	3383.7	23964.9	3.384	27.17
3920.20	3920	16295.42	15255.510	15775.465	3155.1	27119.9	3.155	23.79
3920.00	3919.8	15255.51	14232.270	14743.89	2948.8	30068.7	2.949	20.63
3919.80	3919.6	14232.27	12992.840	13612.555	2722.5	32791.2	2.723	17.68
3919.60	3919.4	12992.84	10959.500	11976.17	2395.2	35186.5	2.395	14.96
3919.40	3919.2	10959.5	9760.200	10359.85	2072.0	37258.4	2.072	12.57
3919.20	3919	9760.2	8719.830	9240.015	1848.0	39106.4	1.848	10.49
3919.00	3918.8	8719.83	7774.390	8247.11	1649.4	40755.9	1.649	8.65
3918.80	3918.6	7774.39	6882.630	7328.51	1465.7	42221.6	1.466	7.00
3918.60	3918.4	6882.63	6012.980	6447.805	1289.6	43511.1	1.290	5.53
3918.40	3918.2	6012.98	5079.170	5546.075	1109.2	44620.3	1.109	4.24
3918.20	3918	5079.17	4200.652	4639.911	928.0	45548.3	0.928	3.13
3918.00	3917.8	4200.652	3389.660	3795.156	759.0	46307.4	0.759	2.20
3917.80	3917.6	3389.66	2420.860	2905.26	581.1	46888.4	0.581	1.44
3917.60	3917.4	2420.86	1768.070	2094.465	418.9	47307.3	0.419	0.86
3917.40	3917.2	1768.07	984.900	1376.485	275.3	47582.6	0.275	0.44
3917.20	3917	984.9	305.914	645.407	129.1	47711.7	0.129	0.17
3917.00	3916.8	305.914	96.330	201.122	40.2	47751.9	0.040	0.04
3916.80		96.33						0.00

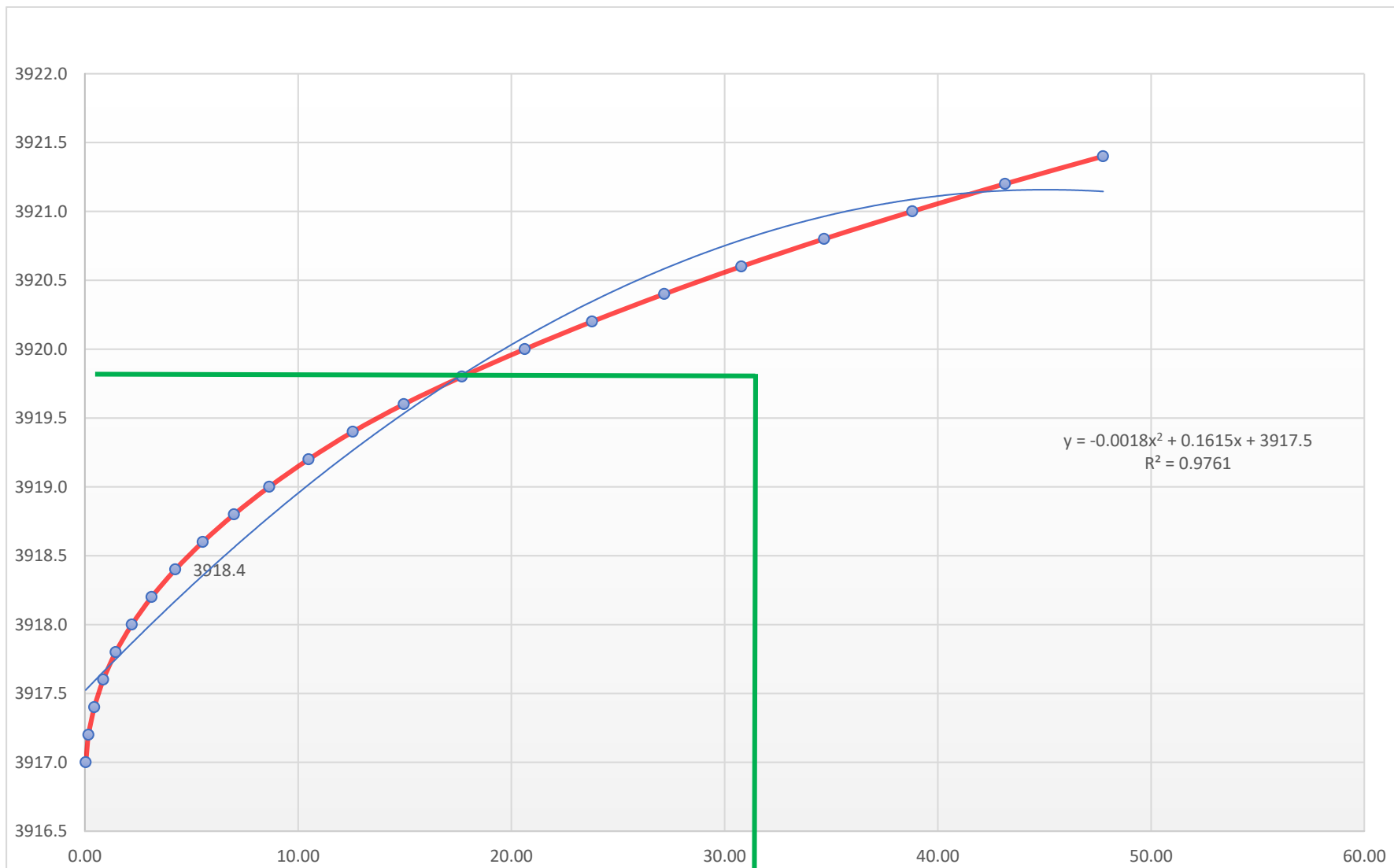


Figura 14: Curva volumen vs altura de la represa Cachu Cachu

d. Nivel de agua de la represa

Las características del embalse y reglas de operación de la microrepresa Cachu Cachu se resumen en la Tabla 7. La capacidad de embalse de la represa se proyecta para 27.7 Mm³, con un nivel de agua máximo ordinario (NAMO) ajustado a 3920.4 msnm y un nivel de agua máximo extraordinario (NAME) de 3920.7 msnm. En la Figura 15, se observa las vistas en planta, perfil longitudinal y perfil transversal de la microrepresa.

Tabla 7: Datos de resumen de la represa

Ítem	Descripción	Volumen (Mm³) Elevación (msnm)
1	Capacidad del Embalse	27.7 Mm ³
2	Volumen muerto	0,26 Mm ³
3	NAME	3920.7 msnm
4	NAMO	3920.4 msnm

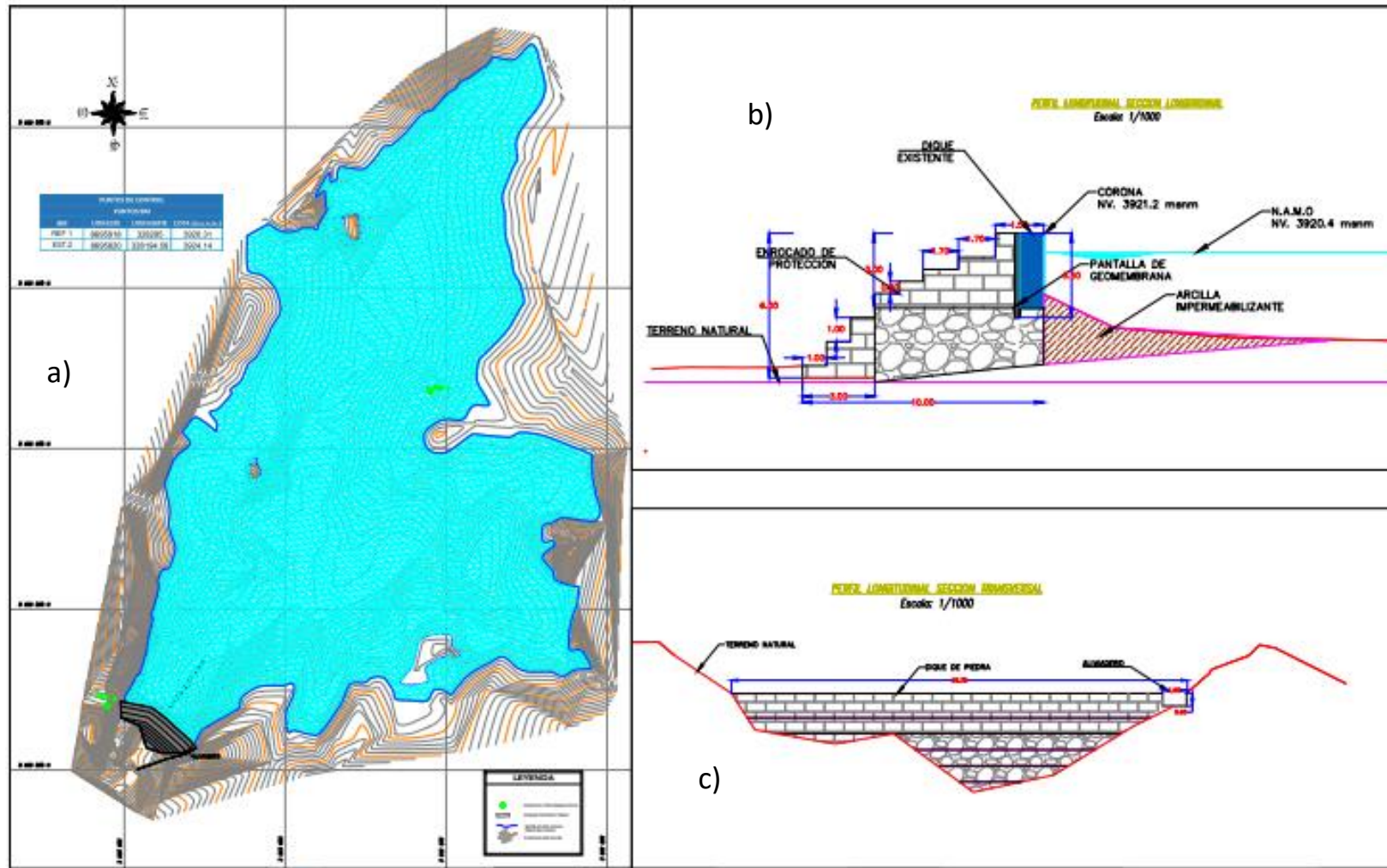


Figura 15: a) Vista en planta del embalse, b) Perfil longitudinal del dique y c) Sección transversal del dique de la microrepresa.

5.2.3. Diseño Hidráulico de Aliviadero

a. Análisis de la información pluviométrica

Al no existir estaciones de aforo que permitan estimar directamente los caudales de descargas máxima dentro de las microcuencas de drenaje, este parámetro será estimado en base a la información de lluvias máximas (Precipitación Máxima en 24 horas) registradas en las estaciones más cercana 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 (Ver Tabla 8).

• 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. Esta metodología consiste en calcular umbrales que definan “outliers” altos y bajos mediante la siguiente ecuación:

$$Y_L = \bar{Y} \pm K_n S_Y$$

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 por ciento 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:

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

Tabla 8: Precipitación máxima 24 horas

Nº	Año	Pp máx. 24 horas
1	1968	31.2
2	1969	33.2
3	1970	35.8
4	1971	40
5	1972	31.9
6	1973	21.5
7	1974	35.5
8	1975	31.8
9	1976	58.4
10	1977	37
11	1978	21.3
12	1979	28.4
13	1980	79.4
14	1981	32.9
15	1982	33.9
16	1983	21.1
17	1984	24.8
18	1985	37.9
19	1986	26.2
20	1987	38.3
21	1988	59.8
22	1989	37
23	1990	34.6
24	1991	20
25	1992	32.4
26	1993	33.1
27	1994	46.2
28	1995	44.4
29	1996	30.8
30	1997	37.6
31	1998	49.2
32	1999	54.4
33	2000	23.8
34	2001	18.3
35	2002	27.5
36	2003	28.3
37	2004	31.3
38	2005	45.6
39	2006	24.7
40	2007	17.6
41	2008	21.1
42	2009	19.3
43	2010	23.2
44	2011	27.5
45	2012	19.3
46	2013	26.2

En la tabla 9, se muestran valores de las series anuales de precipitación máxima para los datos de la zona de estudio, y en la figura 16, se muestra un diagrama de análisis de confiabilidad de datos del año 1964 al 2009.

Tabla 9: Estadística de los logaritmos de las series anuales de precipitación máxima

<i>Estacion Milloc</i>		
Media ()	\bar{Y}	1.55
Desviación Estándar		0.1472
N		46
Kn		2.736
Y_L (superior)		1.95
Y_L (inferior)		1.15
Límite Superior (mm)		89.77
Límite Inferior (mm)		14.05

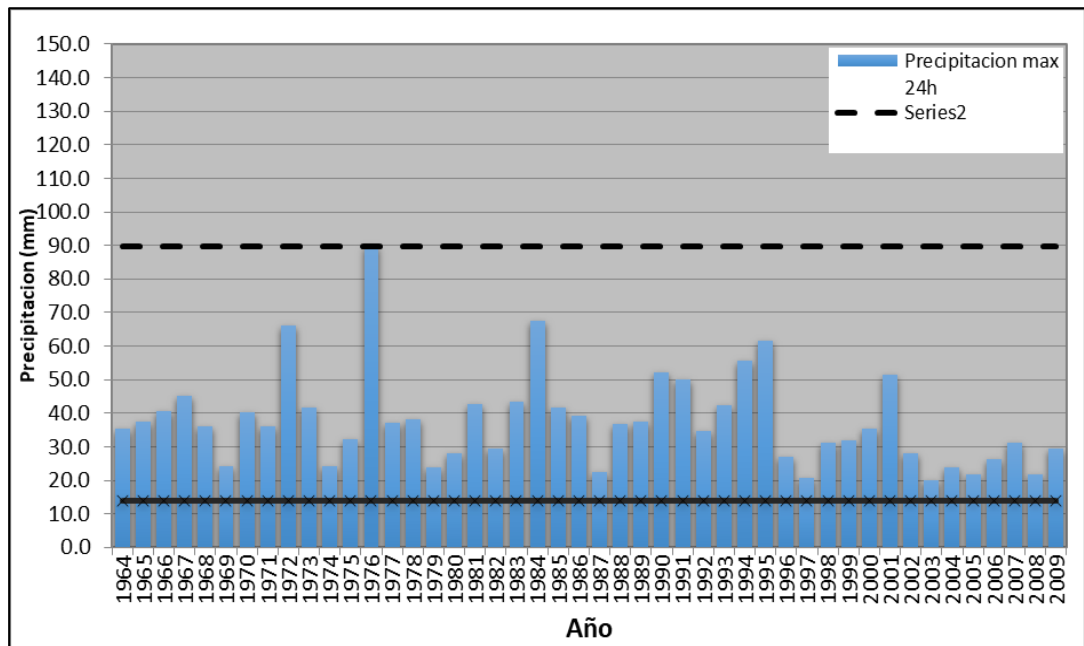


Figura 16: Analisis de confiabilidad de datos

- **Ajuste de valores de precipitación máxima**

Una vez 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 a la recomendación que realiza la Organización Meteorológica Mundial, que toma en cuenta el número de lecturas en pluviómetro, que para el caso de nuestras estaciones son aquellas que se registran una vez al día (Ver tabla 10 y Figura 17).

Tabla 10: Precipitación máxima en 24 horas corregida

Nº	Año	Pp máx. 24 horas Corregido (mm)
1	1968	35.3
2	1969	37.5
3	1970	40.4
4	1971	45.2
5	1972	36.0
6	1973	24.3
7	1974	40.1
8	1975	35.9
9	1976	66.0
10	1977	41.8
11	1978	24.1
12	1979	32.1
13	1980	89.7
14	1981	37.2
15	1982	38.3
16	1983	23.8
17	1984	28.0
18	1985	42.8
19	1986	29.6
20	1987	43.3
21	1988	67.6
22	1989	41.8
23	1990	39.1
24	1991	22.6
25	1992	36.6
26	1993	37.4
27	1994	52.2
28	1995	50.2
29	1996	34.8
30	1997	42.5
31	1998	55.6
32	1999	61.5
33	2000	26.9
34	2001	20.7
35	2002	31.1
36	2003	32.0
37	2004	35.4
38	2005	51.5
39	2006	27.9
40	2007	19.9
41	2008	23.8
42	2009	21.8
43	2010	26.2
44	2011	31.1
45	2012	21.8
46	2013	29.6

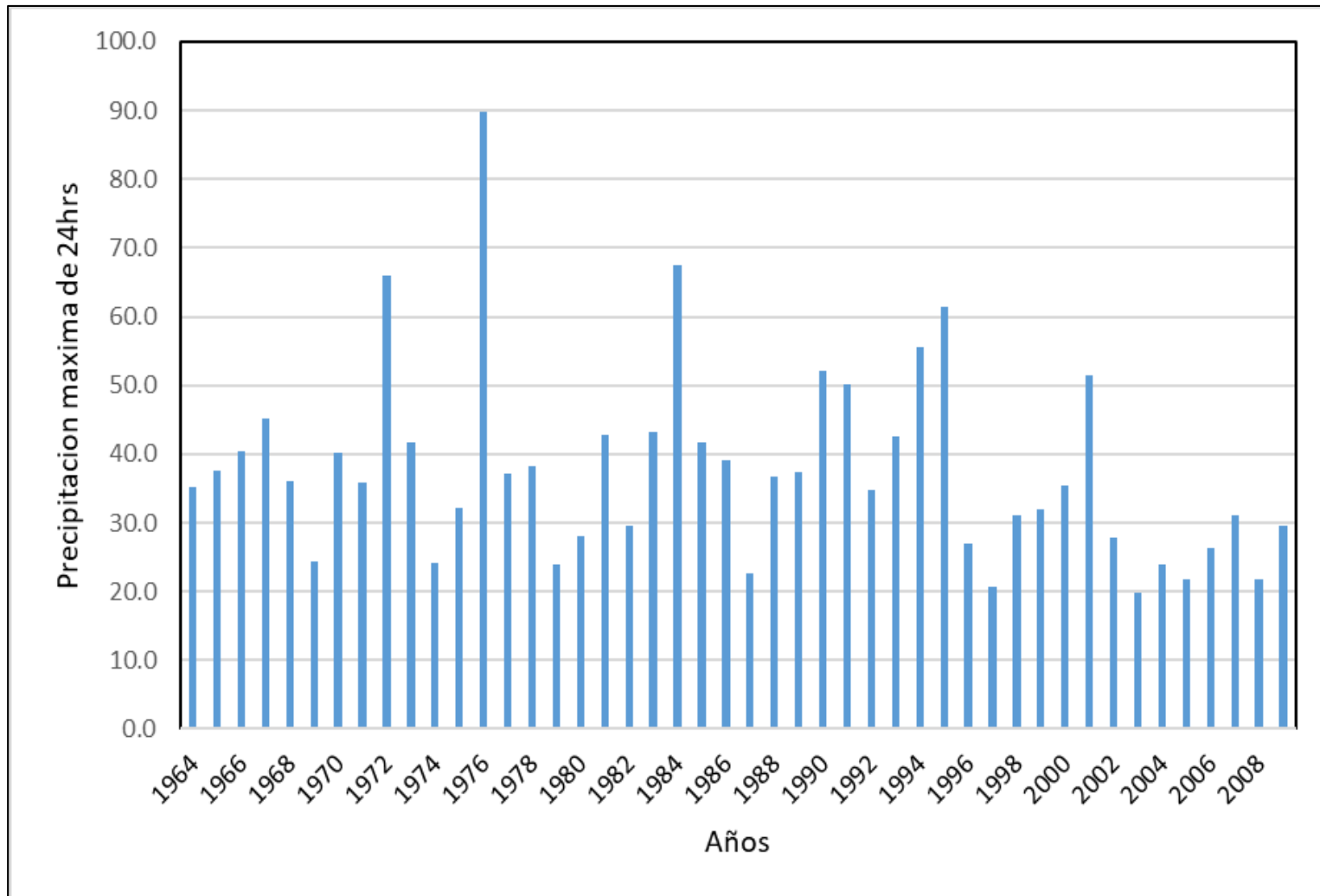


Figura 17: Histograma de la precipitación máxima 24 horas – Estación Milloc

- **Análisis de frecuencia**

Se realizó el análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas diarias a través de métodos analíticos por medio del software *Hidroesta*, mediante el cual se analizaron modelos de distribución tales como la distribución Normal, Log Normal, Log Person III y Gumbel; para los distintos periodos de retorno (Ver Figura 18, 19, 20 y 21 y Tabla 11).

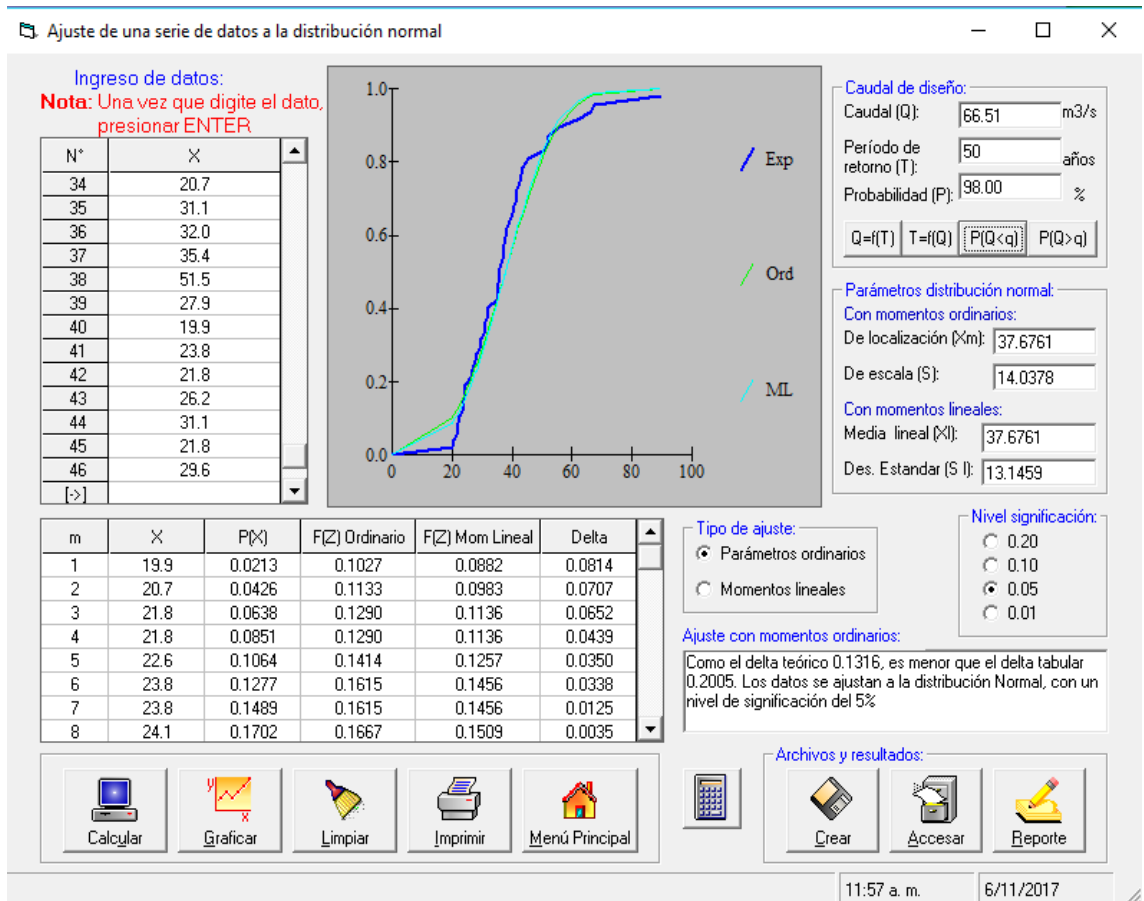


Figura 18: Distribución Normal para un tiempo de retorno 50 años

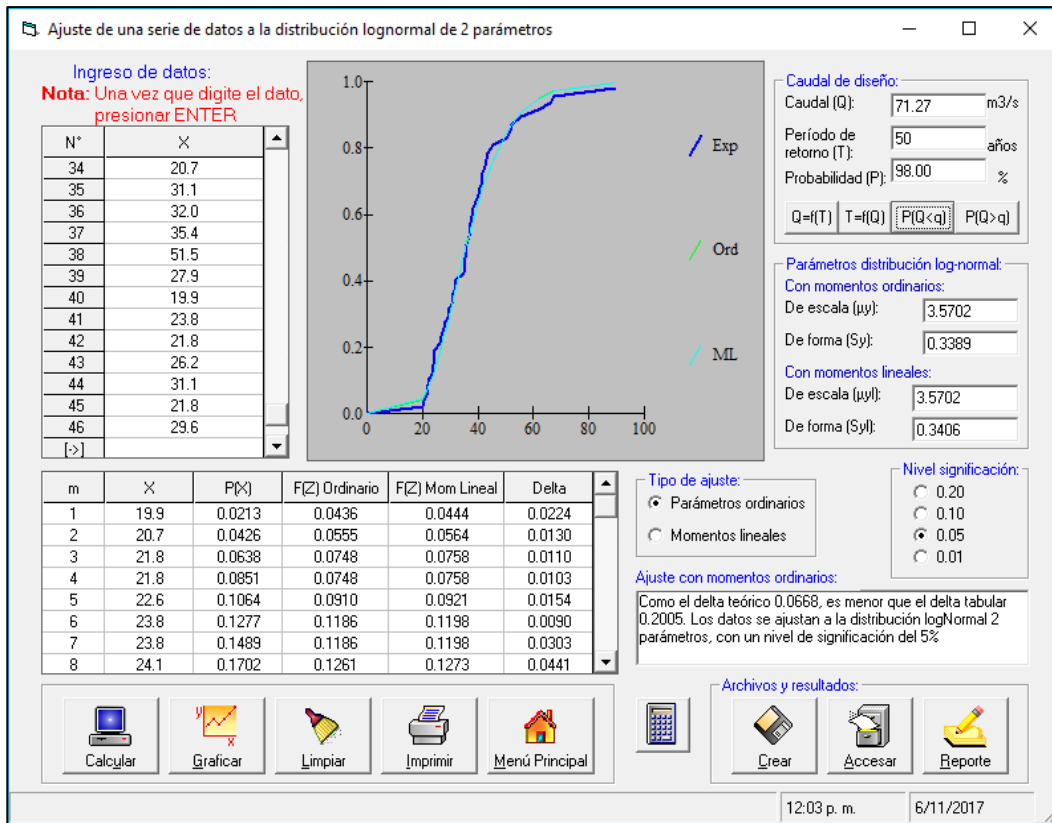


Figura 19: Distribución Log Normal para un tiempo de retorno 50 años

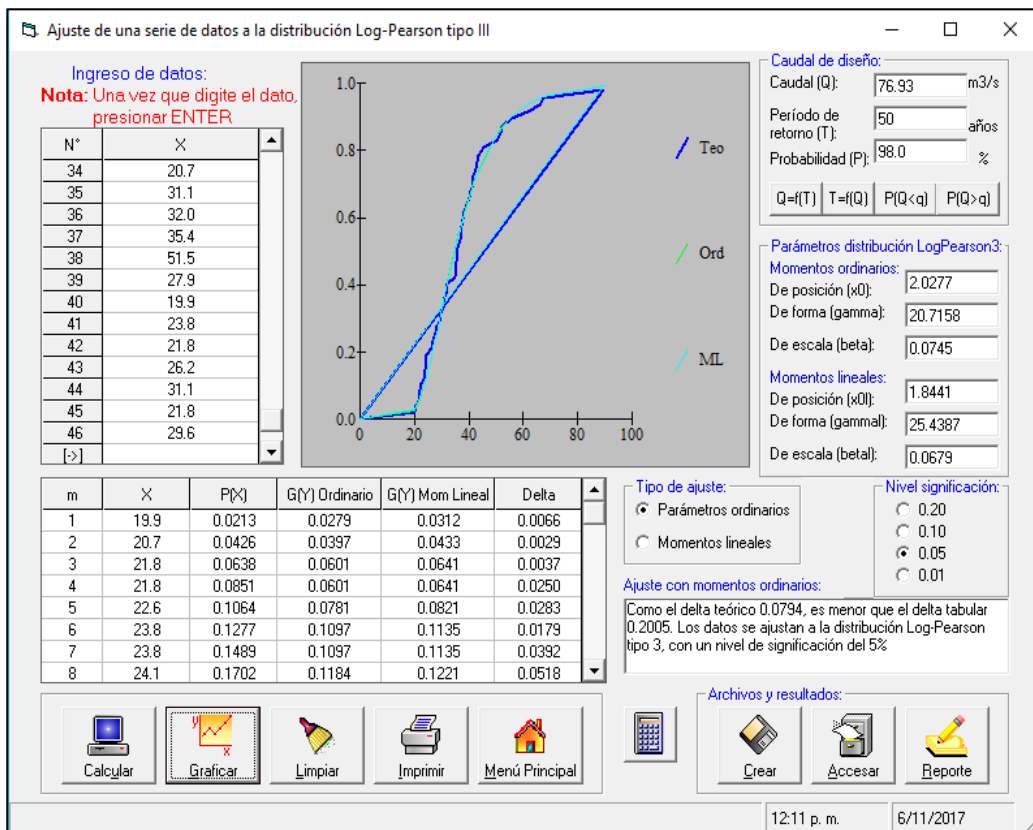


Figura 20: Distribución Log Pearson para un tiempo de retorno 50 años

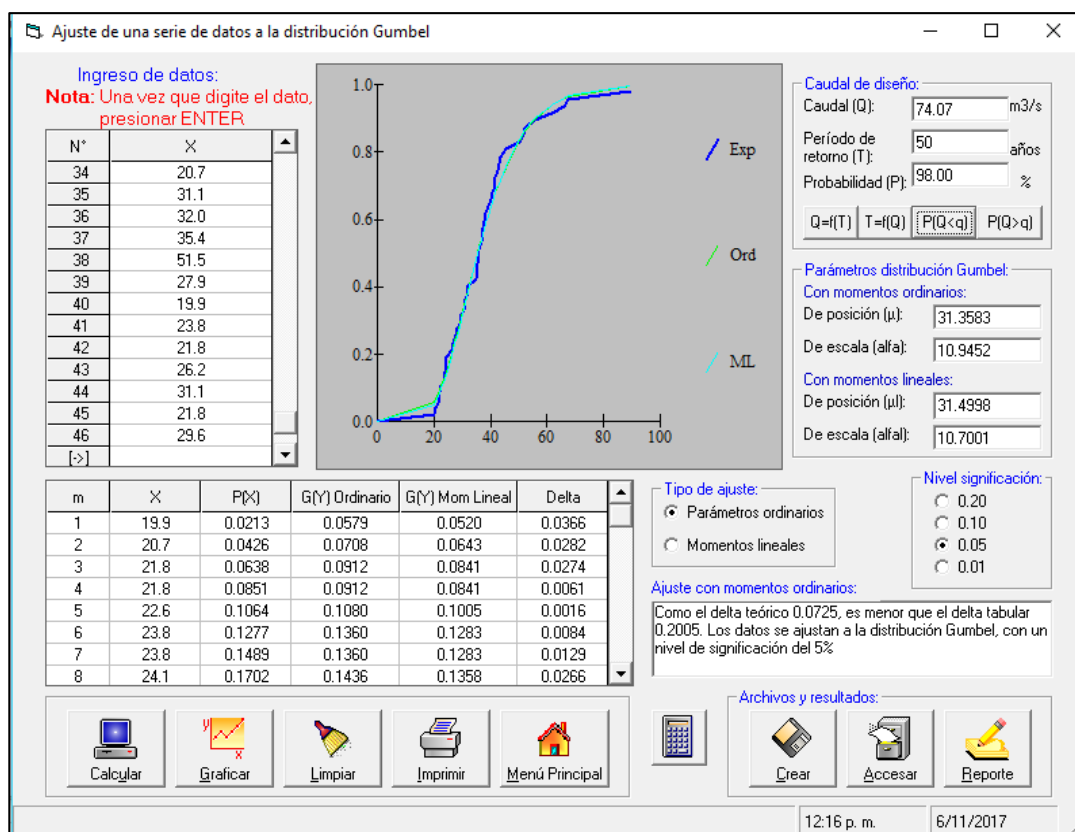


Figura 21: Distribución Gumbel para un tiempo de retorno 50 años

Tabla 11: Resumen de resultados para los métodos de distribución

T (años)	Normal	Log Normal	Log Pearson	Gumbel
2	37.67	35.52	34.65	35.37
5	49.48	47.24	46.77	47.77
10	55.66	54.84	55.53	55.98
20	60.76	62.03	64.49	63.86
30	63.41	66.13	69.91	68.39
50	66.50	71.25	76.98	74.05
100	70.33	78.14	87.07	81.69
175	73.17	83.71	95.71	87.84
500	78.07	94.21	113.23	99.35

- **Prueba de bondad y ajuste**

De las pruebas de Smirnov-Kolmogorov, verificación de normalidad del coeficiente de simetría y de bondad de ajuste χ^2 en las distribuciones Normal, Log Normal, Pearson III y Gumbel, se concluye que la serie de datos que mejor se ajusta para la estación Milloc es la distribución Log Normal. En la Tabla 12

se observa el resumen de resultados de los ajustes de bondad y en la Tabla 13, se aprecia el resumen de ajustes para los distintos periodos de retorno.

Tabla 12: Resumen de resultados de ajustes smirnov-kolmogorov

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

Tabla 13: Resumen de resultados de ajustes, para los distintos periodos de retorno

Periodo de retorno (años)	Distribución Log Normal
2	37.67
5	49.48
10	55.66
20	60.76
30	63.41
50	66.50
100	70.33

- **Cálculo de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)**

Se calcularon las intensidades máximas a partir de las precipitaciones máximas para 24 horas; en base al modelo de Frederich Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración.

Para el proyecto se obtuvo las intensidades máximas y la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia para la estación Milloc para períodos de retorno desde 5,10, 25, 50 y 100 años. En las Tabla 14 y 15, se presentan los valores de precipitación máxima e intensidad máxima.

Tabla 14: PP máx. 24h (mm) – Estación Milloc

Precipitación Máxima por periodos de duración (mm)								
T (años)	P. Max 24 horas	Duración en minutos						
		5	10	15	20	30	60	120
2	37.67	4.84	7.24	8.85	10.10	12.02	12.75	20.26
5	49.48	6.24	9.34	11.41	13.02	15.49	16.44	26.11
10	55.66	7.30	10.92	13.35	15.23	18.12	19.22	30.54
20	60.76	8.35	12.50	15.29	17.44	20.75	22.01	34.97
30	63.41	8.97	13.43	16.42	18.73	22.29	23.64	37.56
50	66.50	9.75	14.60	17.85	20.36	24.23	25.70	40.83
100	70.33	10.81	16.18	19.78	22.57	26.85	19.10	45.26

Tabla 15: Intensidades máximas (mmh⁻¹) – Estación Milloc

T (años)	P.Max 24 horas	Duración en minutos						
		5	10	15	20	30	60	120
2	37.67	58.10	43.50	35.40	30.30	24.00	12.70	10.10
5	49.48	74.90	56.00	45.70	39.10	31.00	16.40	13.10
10	55.66	87.50	65.50	53.40	45.70	36.20	19.20	15.30
20	60.76	100.20	75.00	61.20	52.30	41.50	22.00	17.50
30	63.41	107.70	80.60	65.70	56.20	44.60	23.60	18.80
50	66.50	117.00	87.60	71.40	61.10	48.50	25.70	20.40
100	70.33	129.70	97.10	79.10	67.70	53.70	19.10	22.60

En la Tabla 16, se observa el análisis estadístico de regresión realizado al caudal máximo de la estación Milloc, y en la Tabla 17 la ecuación de intensidad.

Tabla 16: Análisis estadístico - Regresión

Coefficiente de correlación múltiple	0,9834		K= 155.84
Coefficiente de determinación R²	0,9672	$I = 75,66 T^{0,183}$	m= 0,194
R² ajustado	0,9657	$t^{0,556}$	n= 0,594
Error típico	0,0528		
Observaciones	49.0000	Donde:	
Log (K)	2.1927		I= mmh ⁻¹
M	0,1944		T= años

Tabla 17: Ecuación de intensidad – Estación Milloc

$I = \frac{K T^m}{t^n}$	$K = 155.84$
	$m = 0,194$
	$n = 0,594$

Donde:

I = Intensidad máxima (mmh^{-1})

K, m, n = Constantes del modelo que se determina mediante un análisis de regresión

T = Periodo de retorno en años

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

Como se observa en la Tabla 18, la intensidad de lluvia para los periodos de retorno en años vs la duración en minutos, así mismo en la Figura 22, se aprecia las curvas IDF para la estación Milloc.

Tabla 18: Intensidad de lluvia – Estación Milloc

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años			
	20	25	50	100
5	107.25	112.00	128.16	146.65
10	71.05	74.20	84.90	97.15
20	47.07	49.16	56.25	64.36
30	36.99	38.63	44.21	50.58
40	31.18	32.56	37.26	42.64
50	27.31	28.52	32.64	37.34
60	24.51	25.59	29.29	33.51
70	22.36	23.35	26.72	30.58
80	20.66	21.57	24.69	28.25
90	19.26	20.12	23.02	26.34
100	18.09	18.90	21.62	24.74
110	17.10	17.86	20.43	23.38
120	16.24	16.96	19.40	22.20

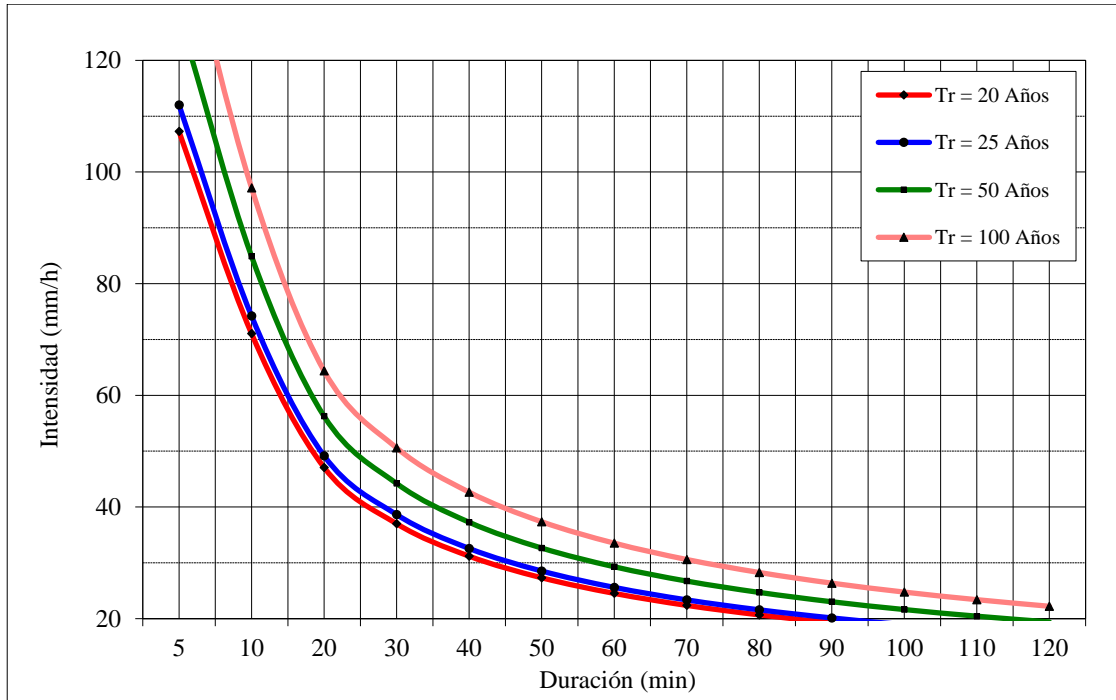


Figura 22: Curva IDF – Estación Milloc

- **Hietograma de diseño**

El hietograma se construye asumiendo que la intensidad media de un conjunto de bloques ha de ser igual a la intensidad obtenida mediante la curva IDF para cualquier intervalo de tiempo. Tras seleccionar el periodo de retorno de diseño, se lee la intensidad en la curva IDF correspondiente a la región en la cual se está trabajando para cada una de las duraciones. Los incrementos o bloques obtenidos se deben reordenar de manera que el bloque de intensidad máxima quede en el centro de la duración definida y el resto de bloques se sitúen en orden decreciente alternativamente a derecha e izquierda del bloque central (Chow *et al.*, 1988).

Luego de haber obtenido las intensidades mediante los coeficientes k , m y n se determinaron los hietogramas para los diferentes periodos de retorno, por medio del método de bloque alterno (Ver Tabla 19 y Figura 23).

Tabla 19: Hietograma de precipitación – Estación Milloc

(t) (min)	T=100	T=50	T=25	T=10
20	1.77	1.56	1.37	1.11
40	1.91	1.73	1.49	1.23
60	2.16	1.88	1.64	1.37
80	2.46	2.15	1.88	1.56
100	2.87	2.50	2.18	1.84
120	3.57	3.11	2.74	2.28
140	5.08	4.45	3.88	3.25
160	21.45	18.75	16.39	13.71
180	6.97	6.09	5.32	4.46
200	4.16	3.63	3.17	2.65
220	3.17	2.77	2.42	2.03
240	2.62	2.30	2.01	1.68
260	2.28	1.98	1.74	1.48
280	2.04	1.79	1.54	1.30
300	1.87	1.61	1.42	1.21

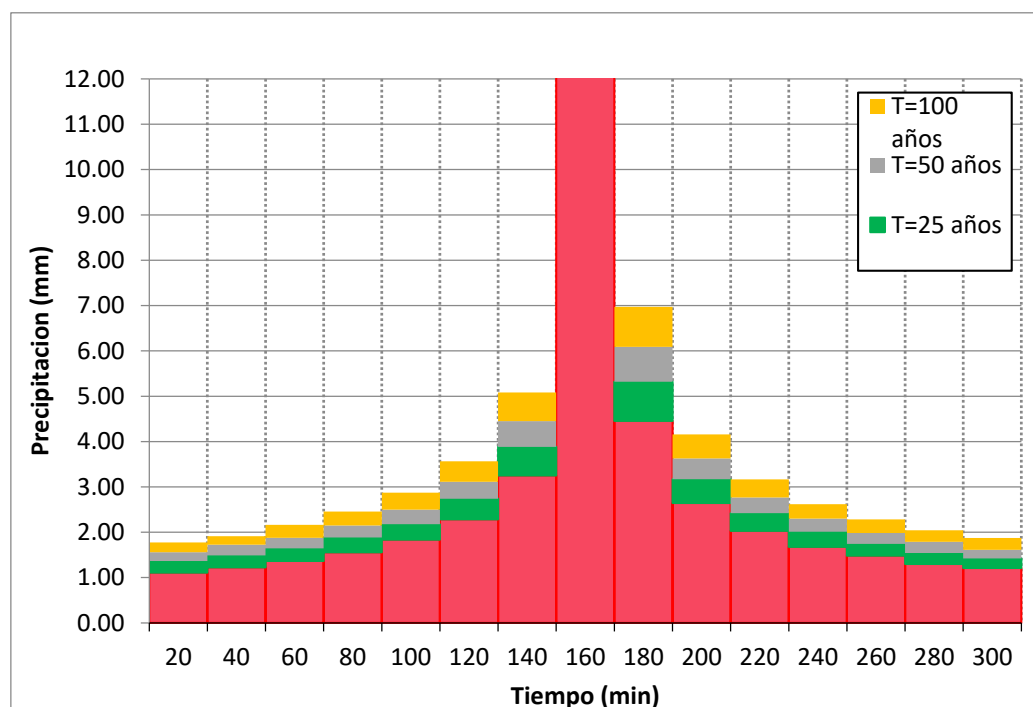


Figura 23: Hietograma de Precipitación– Estación Milloc

b. Tiempo de concentración

Después de delimitar la microcuenca, se determina el cauce principal, se determinó que la mayor parte del escurrimiento que se da en el cauce principal es concretada, debido a ello se calculó el tiempo de concentración por medio del método de Kirpich.

$$T_c = 0.000325 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Donde:

L = longitud del cauce principal en metros

S = Pendiente del cauce en mm^{-1}

Luego de aplicar la formula se obtuvo un tiempo de concentración de 10 min.

c. Determinación de caudal máximo

Para el cálculo de caudal máximo en avenida en la cuenca de estudio, se utilizó el método racional por ser un área de microcuenca pequeña de 0.33 km^2 , con un tiempo de concentración bajo de 10 min. La escorrentía superficial es el único componente de la precipitación que interviene en la generación de caudales máximos.

Para la obtención de la Intensidad de Diseño es necesario conocer la duración de la lluvia asociada. Para ello, el Método Racional supone que la duración de la lluvia será igual al Tiempo de Concentración de la Cuenca en Estudio, el cual es el tiempo que se tarda una gota de agua en recorrer el trayecto desde el punto más alejado de ella hasta el punto en consideración (punto de definición de la cuenca).

El caudal máximo se calcula en función del área de la cuenca, del coeficiente de escorrentía de esta y de la intensidad de precipitación, obteniendo un caudal máximo.

El caudal máximo se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Q = Caudal máximo ($\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$).

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia de diseño (mm h^{-1})

A= Área de la cuenca (ha)

Para determinar el coeficiente de escorrentía y la intensidad de la precipitación, están en función a las características geomorfológicas de la zona como la topografía, naturaleza del suelo y vegetación de la cuenca de estudio, en la Tabla 20, se muestra los valores de coeficiente de escorrentía usado en el estudio.

Tabla 20: Coeficiente de escorrentía

Tipo de Superficie	Coeficiente de escorrentía (C)	C del estudio
Zona con vegetación media: Terrenos granulares	0,10 a 0,50	0,20

FUENTE: Instrucción 5.1-IC de Drenaje de Carreteras.

Para la calibración del modelamiento hidrológico se tomaron los datos calculados en la Tabla 20, se asumió que los parámetros geomorfológicos calculados de la cuenca (área, longitud de cauce mayor, tiempo de concentración, número de curva, etc.) se mantendrán fijos, y la variable que se utilizó para calibrar fue la duración de tormenta “td” dicha variable indica el tiempo que duró la tormenta en el día del evento máximo, mientras no se tenga un registro pluviográfico se hace difícil su estimación siendo una variable sensible para la determinación del caudal máximo, esta variable puede tener valores de 5, 15, 20 min a más, dependiendo de las características climáticas en donde se ubica, por lo tanto se puede utilizar para igualar el caudal máximo resultante con el caudal para la calibración ya obtenido con la huella máxima para el tiempo de retorno $TR = 50$ años (años de registro con el cual se calculó el caudal para la calibración). En la primera simulación hidrológica se asumió la duración de la tormenta (td) igual al tiempo de concentración (tc), se utilizó este método por ser una cuenca de menor a 5 km^2 (Ver Tabla 21).

Tabla 21: Caudales máximos

Descripción	Unid	Área de Recarga					
Coefficiente de Escorrentía		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Área	ha	33.40	33.40	33.40	33.40	33.40	33.40
Período de retorno	año	2	5	10	25	50	100
Intensidad	Mmh ⁻¹	22.45	26.83	30.70	36.69	41.98	48.04
Caudal de Diseño	m ³ s ⁻¹	0,42	0,50	0,57	0,68	0,78	0,89

d. Dimensionamiento de aliviadero

Para el cálculo de las dimensiones del vertedero se realiza a partir de los valores de máximas avenidas para un periodo de retorno. Se consideró un periodo de retorno de 5 años, ya que la represa no excede a los 5 metros de altura.

Se determinó el dimensionamiento de la cresta del vertedero por medio de la siguiente expresión:

$$Q = CL \sqrt{h^3}$$

Donde:

Q: Gasto (m³s⁻¹)

C: Coeficiente de descarga de vertedero

L: Longitud de la cresta (m)

H: Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (m)

Como se observa en la Figura 24, el esquema de transición, se realizó el cálculo de la longitud de transición se utilizó la siguiente expresión:

$$L = 4.7 * b + 1.65 * Zc * Yc$$

Donde:

L= Longitud de transición

Zc= Talud del canal de salida

Yc = Tirante en el canal de salida

T= Tncho de solera canal de ingreso

t= Ancho de solera canal de salida

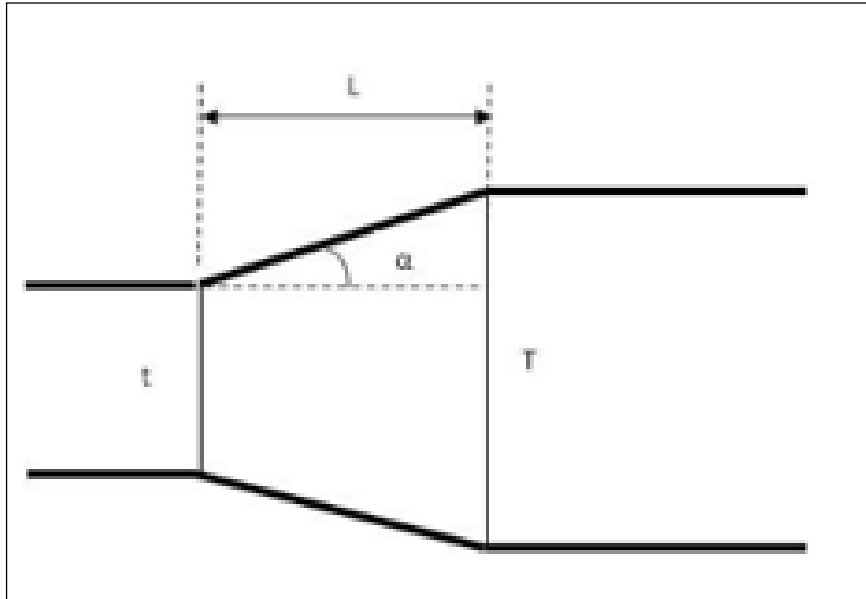


Figura 24: Esquema de transición de aliviadero demasias

Para el vertedero proyectado con un caudal máximo de descarga de $0,78 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, aplicando el método racional, nos resulta una longitud de 2.34 m para un ancho de solera de ingreso 1.5 m y un ancho de solera de salida de 0,5 m y un tirante de 0,3 m. Esta transición derivara el agua del aliviadero por medio de un canal de mampostería de 16.85 m de longitud y de sección de 0,5 m de solera y una altura de 0,4 m y un espesor de muro de 0,2 m. (Ver Figura 25).

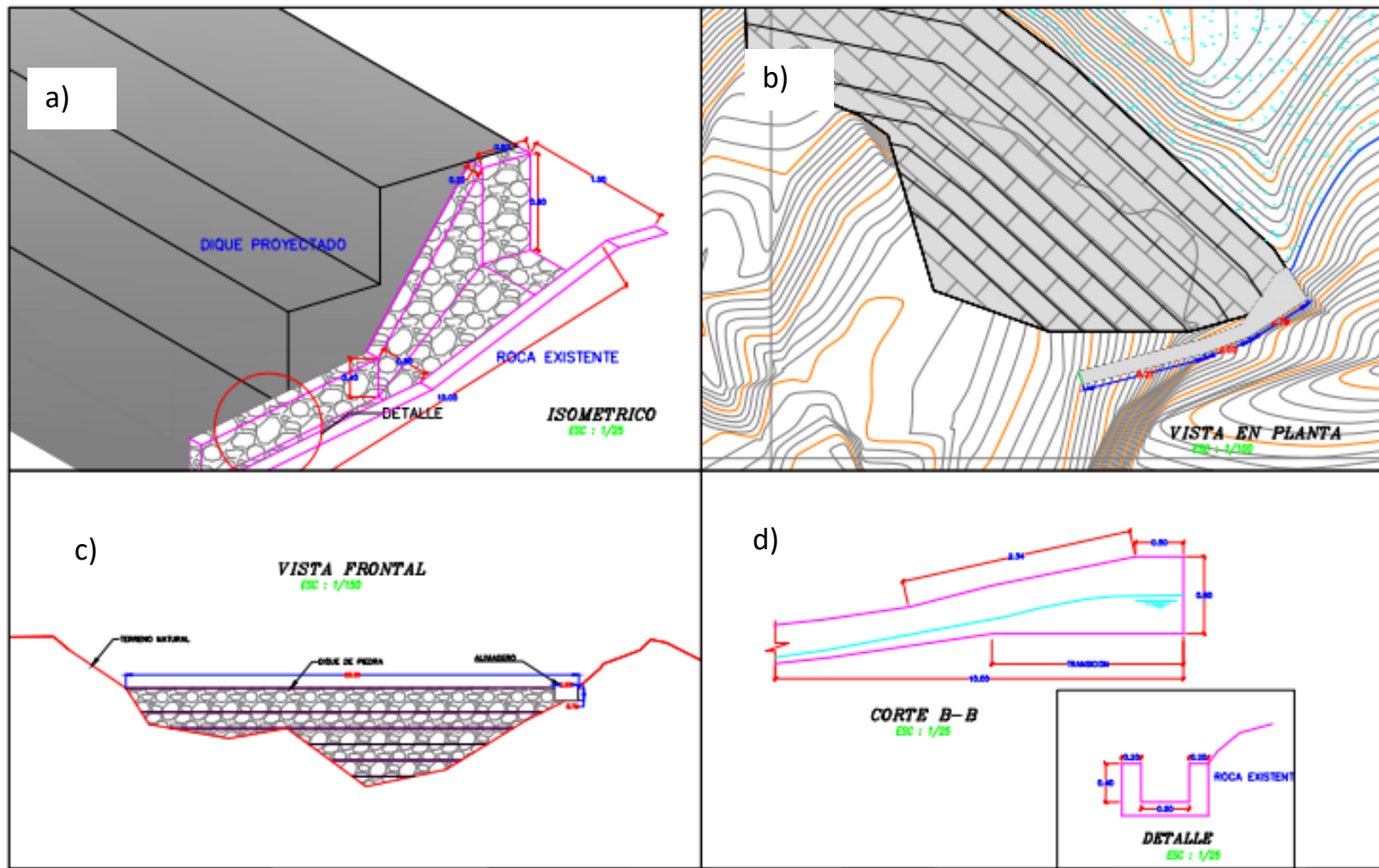


Figura 25: a) Vista isometrica del dique, b) Vista planta , c) Vista frontal de dique y d) Detalles de las obras conexas.

5.3. Descripción de las funciones desempeñadas

En el periodo de noviembre del 2019 a la actualidad, me encuentro desempeñando el cargo de residente de proyectos de riego automatizado para las empresas Consorcio Chaca e Ipesa Hydro S.A., ambas dentro del mismo grupo empresarial. En el ejercicio de mis funciones con respecto a la carrera de Ingeniería Agrícola, le corresponde al campo de Recursos hídricos y Ordenamiento territorial y construcción, dentro de las actividades desarrolladas son la programación, planificación y control a detalle de la ejecución de las obras de riego, asimismo velar por el cumplimiento estricto los estándares de ejecución dentro de los parámetros de calidad, precio y cronograma de ejecución.

Para el periodo de marzo a julio del 2019, me desempeñe como parte del equipo técnico para la elaboración del estudio de Diseño y Rehabilitación de Represamiento Ancestral de la laguna Cachu Cachu, proyecto con el cual se está desarrollando el presente trabajo de “Titulación por trabajo de Suficiencia Profesional de la Universidad Nacional Agraria la Molina”, para obtener el título de Ingeniero Agrícola.

El desempeño de mis funciones para la formulación del proyecto fue lo siguiente:

- **Levantamiento Topográfico:** Levantamiento topográfico a detalle del área de embalsamiento, así mismo desarrolle la batimetría de la laguna con el fin de determinar el volumen de almacenamiento.
- **Determinación de caudales máximos:** Realice la generación de descarga máxima utilizando como base la data hidrométrica de estaciones cercanas al área de proyecto ya que no se contaba con información pluviométrica en la zona de proyectos.
- **Diseño Hidráulico del mejoramiento del dique:** desarrolle el cálculo de volumen de almacenamiento y dimensiones del dique, de la misma manera para el aliviadero demasías y el canal de descarga.

Los campos temáticos en torno a los cuales se desarrolló el trabajo son el Formulación de Proyectos Hidráulicos, tema en el cual abarca muchos lineamientos que competen a la

carrera de ingeniería Agrícola, siendo la hidrología y la hidráulica los conocimientos principales que nos proporcionaron las herramientas para determinar la oferta de agua y caudales de diseño, importantes en la planificación, diseño de estructuras hidráulicas.

De octubre del 2018 a marzo del 2019, labore en Ipesa Hydro S.A, para el área de Operaciones, ocupando el cargo de Asistente de Supervisión para el proyecto de “Instalación de Sistema de Riego Tecnificado para Arándanos en Bolsa para Exportadora Frutícola del Sur”. El ejercicio de mis funciones con respecto a la carrera de Ingeniería Agrícola corresponde a los departamentos de Recursos Hídricos y Ordenamiento Territorial y Construcción, las principales labores realizadas fueron asistir a la dirección técnica de la obra, verificación en los avances físicos y control de materiales.

En el periodo de abril a octubre del 2018, me desempeñe como especialista en topografía para la empresa Ipesa Hydro S.A. para el proyecto “Instalación de sistema de Riego por Aspersión Urasana, CC. Urasana, Distrito de Velille- Chumbivilcas, Cusco”. Las actividades desarrolladas fueron el levantamiento topográfico a detalle de 113 ha de parcelas de riego, levantamiento topográfico y replanteo de 21 km de línea de aducción y conducción de matriz principal y secundaria del sistema de riego, topografía y replanteo de componentes de riego como buzón de inspección, cámara rompe presión, hidrantes de riego, pases aéreos, entre otros.

Dentro de mis funciones realice la elaboración de los planos claves, planos en planta y perfil de la red de conducción y distribución. Las actividades desarrolladas en este periodo de trabajo engloban las áreas de Ordenamiento Territorial y construcciones.

Finalmente, en el periodo de junio del 2016 a diciembre del 2017, me desempeñe como parte del equipo técnico para la formulación de distintos proyectos de Infraestructura hidráulica y riego, en la empresa J&R Projets Contratistas y Consultores S.A, las actividades desarrolladas se relacionan al campo temático de la carrera de Ingeniería Agrícola, dentro de sus departamentos de Recursos Hídricos y Ordenamiento Territorial y Construcción. Las labores realizadas, se enfocaron a los estudios Hidrológicos e Hidráulicos, para la determinación de los caudales de diseño y modelamiento de estructuras hidráulicas.

5.4. Contribución en la solución de situaciones problemáticas

Aquafondo tiene como objetivo fomentar la conservación, recuperación y aprovechamiento sostenible de las fuentes de agua para la ciudad de Lima y Callao, dentro de este marco desarrollaron la iniciativa de contribuir al aumento de la recarga hídrica de los acuíferos de la parte baja de la comunidad de San Pedro de Casta.

Sobre esa base se identificó como alternativa satisfacer la necesidad hídrica de la población de San Pedro de Casta a través del mejoramiento y rehabilitación de la represa ancestral de la laguna Cachu Cachu con el cual se incrementará el nivel del agua en las épocas de avenidas y las cuales podrán ser usadas en las épocas de estiaje por medio de la infiltración.

Para ello plantea el incremento de la base del dique con el objetivo de asegurar la estabilidad de la estructura y así elevar la altura del dique con el fin de aumentar el nivel de agua almacenada.

También se plantea la construcción de un aliviadero demasías en la margen derecha y aguas abajo del dique, esta estructura descargará el agua proveniente de un evento extraordinario y el cual comprometa la estabilidad de la estructura.

Para cumplir con los objetivos se realizó una visita de campo para recabar información in situ, como topografía, análisis de suelo, data hidrológica, entre otros, además complementándose con información existente como el estudio integral de los “Evaluación de los Recursos Hídricos en la cuenca del río Rímac”, información de las instituciones del SENAMHI, INGEMET y artículos científicos, se logró determinar los parámetros y diseños constructivos para el mejoramiento de la represa Cachu Cachu.

5.5. Beneficio obtenido por el centro laboral de su contribución a la solución

El proyecto contó con el financiamiento de Aquafondo, dentro de su plan de fortalecimiento de la gestión del recurso hídrico, contribuyó al aumento de la recarga hídrica de los acuíferos de la comunidad de San Pedro de Casta, por medio de la elaboración del estudio y ejecución de la Rehabilitación del represamiento ancestral.

El beneficio obtenido por el centro laboral fue cumplir con el mejoramiento de la represa de Cachu Cachu, el cual contribuirá con la recarga de los acuíferos beneficiando directamente a la población de San Pedro de Casta. Este beneficio se pudo alcanzar gracias a la elaboración de los estudios de mejoramiento que permitieron desarrollar el proyecto.

VI. CONCLUSIONES

1. Se determinó un volumen útil de almacenamiento de 22.64 Mm^3 y un volumen total de almacenamiento de 27.17 Mm^3 con un valor del NAMO (Nivel de agua máximo ordinario) que quedaría en 3920.4 msnm.
2. Para el diseño se consideró las estaciones pluviométricas del Río Blanco, Carampoma y Milloc, ubicadas en un radio no mayor de 50 km y altitudes de 3500 a 4300 msnm, similares al área de estudio.
3. Como resultado del análisis de distribución se concluye que la distribución Log normal es la que mejor se ajusta al modelo. Además, por el método racional se obtuvo un valor de caudal máximo de $0,78 \text{ ms}^{-1}$, para un coeficiente de escorrentía de 0,2 y una intensidad de 41.98 mmh^{-1} , en un periodo de retorno de 50 años.
4. Para el vertedero proyectado con un caudal máximo de descarga de $0,78 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, resulta una longitud de 2.34 m para un ancho de solera de ingreso de 1.5 m, un ancho de solera de salida de 0,5 m y un tirante de 0,3 m. Esta transición derivará el agua del aliviadero por medio de un canal de mampostería de 16.85 m de longitud y de 0,5 m de solera para una altura de 0,4 m y un espesor de muro de 0,2 m.

VII. RECOMENDACIONES

1. Realizar mediciones de la infiltración con la finalidad de determinar el caudal de infiltración a los cuerpos de agua de la parte baja de la microcuenca.
2. Implementar estaciones hidrométricas en el área de influencia de la cuenca, de tal manera que se pueda obtener datos más exactos para calibrar y validar los modelos hidrológicos e hidráulicos.
3. Realizar aforos en periodos de avenidas y estiaje con el fin de corroborar el volumen de almacenamiento del embalse
4. Realizar mantenimientos preventivos a fin de evitar daños en la estructura de la microrepresa.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aparicio, F.J. (1989). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México: LIMUSA – Grupo Noriega Editores. 304 pp. ISBN 968-18-3014-8.

Bureau Of Reclamation, U.S.A. (1970). *Proyecto de Presas Pequeñas*. Madrid: Dossat.

Chow, V. (1964). *Statistical and probability analysis of hidrologic data*. New York: McGraw Hill.

Chow, V.T.; Maidment, D.R.; Mays, L.W. (1988), *Applied Hydrology*. McGraw-Hill International editions

Chow, V.T.; Maidment, D.; Mays, L.W (1994). *Hidrología Aplicada*. trad. Saldarriaga. J. Santa fe de Bogotá. Colombia. 582 pp.

Chow, V. (2000). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá. Colombia: Mc Graw-Hill Interamericana. 592 pp.

Díaz, G. (2019). Modelamiento Hidrológico e Hidráulico del Rio San Ramón para el Diseño del Puente Evitamiento, Provincia de Satipo, Junín” (Tesis de Grado). Recuperado de <http://repositorio.lamolina.edu.pe/>.

DINAGUA. (2011). Diseño de las obras necesarias, Aliviadero. En DINAGUA, Manual de Diseño y Construcción de Pequeñas Presas (Vol. 1, págs. 19 - 45). Montevideo, Uruguay. (2da. ed.). (Edición Digital). Recuperado de <http://www.mvotma.gub.uy/dinagua/manualdepequenaspresas>

Fattorelli, S. y Fernández, P. (2011). *Diseño Hidrológico*. (2da. ed.). Associazione Italiana Di Idronomia (AIDI). 531 pp.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) Provias Nacional, Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje.

Santa Cruz, Y.; Ordoñez, P. (2008). Cosecha de agua, una práctica ancestral: manejo sostenible de las praderas. Recuperado de http://biblioteca.clacso.edu.ar/Peru/desco/20170223015040/pdf_870.pdf

Tucci, C.E.M. (1993). *Hidrología: ciencia y aplicación*. Editora de Universidades. 943 pp.

Villón, M. (2002). *Hidrología*. (2da ed.). Lima, Perú: Editorial Villón.