



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Estudio preliminar para el aprovechamiento de agua con fines de uso poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo mediante la instalación de un micro embalse en el Río Cumbaza, provincia de San Martín

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Alcides Morey Riva

ASESOR:

Dr. Ing. José Del Carmen Pizarro Baldera

Tarapoto – Perú

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Estudio preliminar para el aprovechamiento de agua con fines de uso poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo mediante la instalación de un micro embalse en el Río Cumbaza, provincia de San Martín

AUTOR:

Alcides Morey Riva

Sustentada y aprobada el día 15 de marzo de 2017, ante el honorable jurado:

.....
Ing. Daniel Díaz Pérez

Presidente

.....
Arq. M. Sc. José Ehas Murga Montoya

Secretario

.....
Ing. Carlos Enrique Chung Rojas

Miembro

.....
Dr. Ing. José Del Carmen Pizarro Baldera

Asesor

Declaratoria de Autenticidad


Alcides Morey Riva, con DNI N° 44455585, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **Estudio preliminar para el aprovechamiento de agua con fines de uso poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo mediante la instalación de un micro embalse en el Río Cumbaza, provincia de San Martín**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. La redacción fue realizada respetando las citas y referencias de las fuentes bibliográficas consultadas.
3. Toda la información que contiene esta tesis no ha sido auto plagiada.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido alterados ni copiados, por tanto, la información de esta investigación debe considerarse como aporte a la realidad investigada.

Por lo antes mencionado asumo bajo responsabilidad las consecuencias que deriven de mi accionar, sometiéndome a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 15 de marzo del 2017.


Bach. Alcides Morey Riva



DNI N° 44455585

Declaración jurada

Alcides Morey Riva, con DNI N° 44455585, Domicilio en Jr. Miguel Graú N° 1463 Distrito de Tarapoto, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **Declaro bajo juramento**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 15 de marzo del 2017.


Bach. Alcides Morey Riva

DNI N° 44455585



Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: MOREY RIVA ALCIDES	
Código de alumno : 043019	Teléfono: 945125788
Correo electrónico : alcidesmr_ing@hotmail.com	DNI: 44455585

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de: INGENIERIA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(x)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: "ESTUDIO PRELIMINAR PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUA CON FINES DE USO POBLACIONAL EN MORALES, TARAPOTO Y LA BANDA DE SHILCAYO MEDIANTE LA INSTALACION DE UN MICRO EMBALSE EN EL RIO COMBAZA, REGION CIA DE SAN MARTIN"
Año de publicación: 2017

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(x)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

08 / 08 / 2019



Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

* **Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A mis padres, por todo el esfuerzo, sacrificio y por haberme brindado todo el amor, la comprensión, el apoyo incondicional y la confianza en cada momento de mi vida.

Gracias madre, por ser la persona que me has acompañado en todo el trayecto de mi vida.

María Ana De Jesús y Alcides

A mi esposa, el amor de mi vida.

Gracias por tu paciencia, tu comprensión, por tu dedicación, por tu fuerza y por tu amor.

En realidad, me llenas de muchas fuerzas para conseguir el equilibrio que me permite dar el máximo de mí en el desarrollo diario de mi vida.

Mis palabras sé que no bastan para decirte cuanto te agradezco y te amo.

Ángela Verónika

Agradecimiento

A mis profesores, gracias por su tiempo, por su apoyo, así como, por las sabidurías que me transmitieron en el desarrollo de mi formación. Mis más sinceros agradecimientos a mi Asesor el Dr. Ing. José Del Carmen Pizarro Baldera, por sus conocimientos, su orientación, su manera de trabajar, su persistencia y su motivación, han sido fundamentales para mi inicio como investigador en temas tan trascendentes en la Ingeniería Civil, como es la Hidrología y la Hidráulica. A su manera ha sido capaz de ganarse mi lealtad y admiración, así como, sentirme en deuda con el por todo lo recibido durante el periodo de tiempo que ha durado el desarrollo del presente trabajo de investigación.

Gracias

Índice de contenido

Dedicatoria	vi
Agradecimiento.	vii
Índice	viii
Índice de cuadros	xi
Índice de gráficos	xiv
Índice de figuras	vi
Resumen	xvi
Abstract.....	xvii
Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	2
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	2
1.1. Generalidades.	2
1.2. Exploración preliminar orientada a la investigación	2
1.3. Aspectos generales de la zona en estudio.....	3
1.3.1. Ubicación de la zona de estudio	3
1.3.2. Vías de Acceso y medios de comunicación	5
1.3.3. Situación actual	5
CAPÍTULO II.....	9
MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver... 9	
2.1.1. Antecedentes.....	9
2.1.2. Planteamiento.	9
2.1.3. Delimitación.	10
2.1.4. Formulación del problema a resolver.	10
2.2. Objetivos.....	10
2.2.1. Objetivo general.....	10
2.2.2. Objetivos específicos.....	10
2.1.4. Formulación del problema a resolver.	10
2.3. Justificación de la investigación	11
2.4. Delimitación de la investigación	12

2.5. Marco teórico.....	12
2.5.1. Antecedentes de la investigación.....	12
2.5.2. Fundamentación teórica de la investigación.....	15
2.5.3. Embalse.....	19
2.5.4. Marco conceptual o terminología básica	29
2.6. Hipótesis a demostrar	38
 CAPÍTULO III	 39
MATERIALES Y MÉTODOS.....	39
3.1. Materiales	39
3.1.1. Recursos humanos	39
3.1.2. Recursos materiales	39
3.1.3. Recursos de equipos	39
3.2. Metodología.....	40
3.2.1. Universo muestra y población	40
3.2.2. Sistema de variables	40
3.2.3. Diseño experimental de la investigación	40
3.2.4. Diseño de instrumentos de investigación	42
3.2.5. Procesamiento de la información.....	43
 CAPÍTULO IV	 44
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	44
4.1. Estudio hidrológico.....	44
4.1.1. Descripción general de la cuenca colectora.....	44
4.1.2. Principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca colectora Cumbaza, hasta la estación HLG Cumbaza	44
4.1.3. Ubicación y demarcación de la unidad hidrográfica donde se ubica el punto de captación del recurso hídrico.....	46
4.1.4. Información pluviométrica disponible.....	48
4.1.5. Información hidrométrica disponible	51
4.1.6. Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e hidrométrica	53
4.1.7. Caudal de diseño para las obras de embalse	61
4.1.8. Uso y demanda actual de agua en la cuenca a nivel de emplazamiento de la Estación HLG - Cumbaza	62

4.1.9. Oferta actual de agua potable en el ámbito del proyecto	64
4.1.10. Cálculo de la brecha.....	67
4.1.11. Balance hídrico, demanda hídrica total	67
4.2. Estudio topográfico.....	69
4.2.1. Ubicación de los lugares de emplazamiento del Micro embalse	69
4.2.2. Topografía del vaso del Micro embalse.....	69
4.2.3. Área del Micro embalse según cotas de terreno	70
4.3. Estudio hidráulico.....	71
4.3.1. Morfología del cauce del río Cumbaza en los lugares de emplazamiento del Micro embalse	71
4.3.2. Pendiente del cauce del río Cumbaza en los lugares de emplazamiento del Micro embalse	71
4.3.3. Rugosidad del cauce del río Cumbaza en el lugar de emplazamiento del Micro embalse	71
4.3.4. Tirante hidráulico de máxima avenida en la sección de interés	71
4.3.5. Cálculo del transporte de sedimentos del río Cumbaza, en zona de emplazamiento del Micro embalse.....	72
4.3.6. Dimensionamiento hidráulico del Micro embalse	74
4.3.7. Capacidad total del Micro embalse.....	78
4.3.8. Dimensionamiento del vertedero de demasías, en la presa del Micro embalse	79
4.3.9. Nivel de la corona de la presa (Ncp)	80
4.3.10. Altura de la corona de la presa (Hp)	81
4.3.11. Longitud de la presa (Lp)	81
4.3.12. Elementos finales conformantes del Micro embalse	81
4.4. Estudio de suelos - granulometría.....	82
4.5. Análisis y discusión de resultados	84
CONCLUSIONES.....	86
RECOMENDACIONES	89
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	91
ANEXOS.....	92

Índice de cuadros

Cuadro 1	Agua captada por las fuentes	5
Cuadro 2	Tasa de crecimiento habilitaciones ubicadas en Tarapoto.	15
Cuadro 3	Tasa de crecimiento habilitaciones ubicadas en Morales.	16
Cuadro 4	Tasa de crecimiento habilitaciones ubicadas en La Banda de Shilcayo	16
Cuadro 5	Tasa de crecimiento por distritos.	17
Cuadro 6	Densidad poblacional en los distritos de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo.	17
Cuadro 7	Cálculo de la población de diseño.	18
Cuadro 8	Constantes de variabilidad de caudales.	18
Cuadro 9	Coordenadas del perfil cimacio tipo Creager para la carga de H = 1.00 m.	36
Cuadro 10	Parámetros geomorfológicos cuenca colectora en ubicación HLG - Cumbaza.	46
Cuadro 11	Unidad hidrográfica de la cuenca del Cumbaza.	47
Cuadro 12	Parámetros geomorfológicos cuenca colectora Cumbaza en ubicación Micro embalse.	48
Cuadro 13	Precipitación total mensual Estación Tarapoto	49
Cuadro 14	Precipitación total mensual Estación San Antonio.	49
Cuadro 15	Precipitación máxima en 24 horas Estación Tarapoto.	50
Cuadro 16	Precipitación máxima en 24 horas Estación San Antonio.	51
Cuadro 17	Caudal promedio mensual (m^3/seg) Estación HLG - Cumbaza.	52
Cuadro 18	Caudales máximos instantáneos (m^3/seg) Estación HLG - Cumbaza.	52
Cuadro 19	Caudales medios mensuales (m^3/seg) captados en Bocatoma Cumbaza para uso agrario.	53
Cuadro 20	Caudales medios mensuales (m^3/seg) totales río Cumbaza a nivel de Estación HLG - Cumbaza.	54
Cuadro 21	Caudales medios mensuales (m^3/seg) generados río Cumbaza a nivel de Micro embalse.	55

Cuadro 22	Caudales disponibles (m^3/seg) en el río Cumbaza en zona de Estación HLG - Cumbaza.	55
Cuadro 23	Disponibilidad hídrica mensual (m^3/seg) río Cumbaza en Estación HLG - Cumbaza.	56
Cuadro 24	Caudales disponibles (m^3/seg) en el río Cumbaza en zona de emplazamiento de Micro embalse.	56
Cuadro 25	Caudales disponibles (m^3/seg) en el río Cumbaza en zona de emplazamiento de Micro embalse.	57
Cuadro 26	Caudales máximos (m^3/seg) Estación HLG - Río Cumbaza.	59
Cuadro 27	Caudales máximos (m^3/seg) instantáneos río Cumbaza para diferentes períodos de retorno. Método de Gumbel Tipo I.	59
Cuadro 28	Caudales máximos (m^3/seg) instantáneos río Cumbaza para diferentes períodos de retorno. Método de Log Pearson Tipo III.	60
Cuadro 29	Caudales máximos (m^3/seg) en el río Cumbaza en el lugar de emplazamiento de Micro embalse.	61
Cuadro 30	Demanda actual de agua (m^3/seg) en la cuenca del río Cumbaza en ubicación de Estación HLG - Cumbaza.	62
Cuadro 31	Uso y/o demanda actual de agua (m^3/seg) en la cuenca del río Cumbaza en la ubicación de emplazamiento de Micro embalse.	63
Cuadro 32	Proyección de la demanda de agua potable para el proyecto	64
Cuadro 33	Oferta actual de agua potable según fuente	65
Cuadro 34	Oferta de agua, de fuente optimizada.	66
Cuadro 35	Cálculo de la brecha	67
Cuadro 36	Oferta hídrica media mensual (m^3/seg) río Cumbaza en ubicación de emplazamiento de Micro embalse.	67
Cuadro 37	Demanda hídrica en situación actual y futura (Its/seg) río Cumbaza emplazamiento Micro embalse.	68
Cuadro 38	Balance hídrico situación actual y futura (m^3/seg) río Cumbaza en estación HLG - Cumbaza.	68

Cuadro 39	Balance hídrico en la situación actual y futura (m ³) río Cumbaza en la ubicación emplazamiento Micro embalse.	69
Cuadro 40	Áreas de micro embalse según cotas de terreno.	70
Cuadro 41	Rugosidad del cauce, según Cowan.	71
Cuadro 42	Tirantes hidráulicos de máximas avenidas en el río Cumbaza en lugar de emplazamiento de Micro embalse.	72
Cuadro 43	Micro embalse - Volumen Muerto (m ³)	74
Cuadro 44	Micro embalse - Volumen Inactivo (m ³)	75
Cuadro 45	Micro embalse - Volumen útil (m ³).	77
Cuadro 46	Granulometría cauce río Cumbaza - Micro embalse.	84

Índice de gráficos

		Pág.
Gráfico 1	Caudales medios mensuales disponibles (m ³ /seg) río Cumbaza en zona de emplazamiento de Micro embalse. Método del Bureau Of Reclamation y Método Factor de cuenca.	57
Gráfico 2	Caudales medios mensuales disponibles (m ³ /seg) río Cumbaza en zona de emplazamiento de Micro embalse	58
Gráfico 3	Curvas características del Micro embalse Área - Elevación.	78
Gráfico 4	Curvas características del Micro embalse Volumen - Elevación.	79
Gráfico 5	Curva granulométrica Muestra M-1, Lecho río Cumbaza.	82
Gráfico 6	Curva granulométrica Muestra M-2, Lecho río Cumbaza	86
Gráfico 7	Curva granulométrica Muestra M-3, Lecho río Cumbaza	86

Índice de figuras

		Pág.
Figura 1	Ubicación nacional y regional del área de estudio.	3
Figura 2	Ubicación provincial y distrital del área de estudio.	4
Figura 3	Ubicación de Micro embalse, distrito San Antonio de Cumbaza.	4
Figura 4	Niveles en la Presa Limón.	13
Figura 5	Curvas de áreas y capacidades de embalse.	21
Figura 6	Franjas imaginarias para el cálculo de la altura de una presa de embalse.	22
Figura 7	Eficiencia de atrape de sedimentos en un embalse.	23
Figura 8	Niveles de un embalse.	35
Figura 9	Topografía del vaso del Micro embalse	70

Resumen

El presente trabajo de investigación, surge ante la necesidad de ofertar una alternativa técnica a la solución del grave problema de desabastecimiento de agua que padecen las poblaciones de los distritos antes señalados. Esta alternativa, se ha propuesto a nivel preliminar y considera entre otros aspectos el desarrollo de estudios de Hidrología, Hidráulica fluvial, Topografía y en lo que respecta a Mecánica de suelos, el análisis granulométrico de los materiales que conforman el lecho del cauce del río Cumbaza para la estimación del transporte de sedimentos en época de máximas avenidas.

En cuanto a la oferta actual de agua que Emapa San Martín SA ofrece a la población urbana es de 343.00 Its/seg, siendo las fuentes principales de abastecimiento el río Shilcayo, Quebrada Ahuashiyacu y Quebrada Cachiyacu. En cuanto a la demanda de agua, en lo que respecta a la demanda actual calculada al año 2014 es de 589.13 Its/seg, existiendo un déficit actual de 246.13 Its/seg, de allí el racionamiento de agua por sectores que hace la Empresa en forma diaria. La propuesta técnica considera un horizonte del proyecto de 20 años, correspondiendo el año 1 a la 2016, año en el que según la demanda proyectada el requerimiento de agua será de 1,373.00 Its/seg. Es decir existe una brecha por cubrir de 1,030 Its/seg. Habiéndose agotado la posibilidad de extraer más agua de las fuentes actuales, es que antes de recurrir a la fuente mayor que en este caso es el río Mayo, se ha recurrido a estudiar la alternativa de captar agua de la fuente del río Cumbaza. En cuanto a la Hidrología del río Cumbaza, se ha determinado que la masa de agua anual es de 156.210 MMC y la demanda actual y futura (incluida la requerida por el proyecto) es de 122.70 MMC existiendo un superávit anual de 34.04 MMC, el cual se pierde en el río Mayo por falta de infraestructura de almacenamiento.

En cuanto a los componentes principales del Micro embalse, se ha podido determinar la altura de la presa (la cual considera volumen muerto, volumen inactivo, volumen útil, volumen para sobrecrecidas y aliviadero de demasías) que es de 42.325 m. Este valor aparentemente alto, se debe a que el cauce del río Cumbaza es ligeramente estrecho, a pesar de que se ha realizado la evaluación topográfica para la mejor ubicación del mismo. Así mismo, la longitud de la presa queda determinada en 300.60 m.

Es preciso indicar que el nivel del umbral del conducto de descarga del embalse, se ubica en los 508.407 msnm (sobre el nivel del volumen muerto), un nivel ubicado muy por encima del nivel (430.407 msnm) de la actual planta de tratamiento de agua potable de Emapa San Martín SA, por lo que el abastecimiento sería por gravedad sin dificultad alguna.

Palabras clave: Aprovechamiento, agua, uso poblacional, instalación, micro embalse, Río Cumbaza, [provincia] de San Martín.

Abstract

The following research work, arises from the need to offer a technical alternative to the solution of the serious problem of water shortage suffered by the populations of the districts mentioned above. This alternative has been proposed at a preliminary level and considers, among other aspects, the development of studies in Hydrology, River Hydraulics, Topography and in regard to Soil Mechanics, the granulometric analysis of the materials that make up the bed of the Cumbaza riverbed for the estimation of sediment transport in times of maximum avenues.

As for the current water supply that Emapa San Martin SA offers to the urban population is 343.00 Its / sec, the main sources of supply being the Shilcayo River, Quebrada Ahuashiyacu and Quebrada Cachiyacu. Regarding the demand for water, with respect to the current demand calculated for 2014, it is 589.13 Its / sec, with a current deficit of 246.13 Its / sec, hence the rationing of water by sectors that the Company does in daily form The technical proposal considers a project horizon of 20 years, corresponding year 1 to 2016, year in which according to the projected demand the water requirement will be 1,373.00 Its / sec. In other words, there is a gap to cover 1,030 Its / sec. Having exhausted the possibility of extracting more water from the current sources, it is that before resorting to the greater source than in this case is the Mayo River, the alternative of capturing water from the source of the Cumbaza river has been used. Regarding the Hydrology of the Cumbaza River, it has been determined that the annual water mass is 156,210 MMC and the current and future demand (including the one required by the project) is 122.70 MMC with an annual surplus of 34.04 MMC, which It is lost in the Mayo River due to lack of storage infrastructure.

As for the main components of the Micro reservoir, it has been possible to determine the height of the dam (which considers dead volume, inactive volume, useful volume, volume for overgrowths and overflow of too many) that is 42,325 m. This apparently high value is due to the fact that the Cumbaza river channel is slightly narrow, although the topographic evaluation has been carried out for its best location. Likewise, the length of the dam is determined at 300.60 m.

It should be noted that the threshold level of the reservoir discharge duct is located at 508.407 masl (above the level of dead volume), a level located well above the level (430.407 masl) of the current water treatment plant drinking water of Emapa San Martin SA, so the supply would be by gravity without any difficulty.

Keywords: Use, water, population use, installation, micro reservoir, Cumbaza River, [province] of San Martín.



Introducción

El presente trabajo de investigación denominado **Estudio preliminar para el aprovechamiento de agua con fines de uso poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo mediante la instalación de un micro embalse en el Río Cumbaza, provincia de San Martín**, tiene como área de estudio los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo dentro de la circunscripción territorial de la provincia de San Martín y tiene por finalidad determinar una alternativa técnica de solución mediante la regulación de los caudales en el río Cumbaza a través de un micro embalse a ubicarse entre los distritos de San Roque y San Antonio de Cumbaza para almacenar el agua que discurre por el río durante los meses de Enero – Mayo de mayor precipitación y luego poderlos aprovechar durante los meses de menor precipitación de tal manera de asegurar caudales que permitan de manera satisfactoria cubrir la brecha de agua y satisfacer la demanda actual y futura hasta el año 2035.

Si bien es cierto, el crecimiento económico de la provincia de San Martín ha sido acelerado en la última década, también lo ha sido el crecimiento de su población, la misma que ha llegado a ocupar espacios territoriales de topografía por encima de los niveles actuales de la planta de tratamiento de agua, el mismo que, aunado a una insuficiente oferta de agua potable, hace que el servicio en casi toda la zona urbana sea discontinuo, es decir, por horas al día. Este hecho no permite un desarrollo sostenido actual ni futuro de las diversas actividades tanto sociales (servicios básicos a la población) como económicas de estos importantes distritos de la provincia de San Martín. Por lo tanto, el presente estudio pretende primeramente demostrar que existe recurso hídrico en la fuente de abastecimiento, suficiente para almacenarlo mediante un micro embalse en épocas de abundancia de agua y luego conducirlo por gravedad a través de una línea de conducción a la planta actual de tratamiento de agua ubicada en la parte alta de la ciudad de Tarapoto o en caso contrario en otro lugar para su tratamiento, almacenamiento y distribución.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1. Generalidades

El presente trabajo de tiene como área de estudio los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo dentro de la circunscripción territorial de la provincia de San Martín y tiene por finalidad determinar una alternativa técnica de solución mediante la regulación de los caudales en el río Cumbaza a través de un micro embalse a ubicarse entre los distritos de San Roque y San Antonio de Cumbaza para almacenar el agua que discurre por el río durante los meses de Enero – Mayo de mayor precipitación y luego poderlos aprovechar durante los meses de menor precipitación de tal manera de asegurar caudales que permitan de manera satisfactoria cubrir la brecha de agua y satisfacer la demanda actual y futura hasta el año 2035.

1.2 Exploración preliminar orientando la investigación

El abastecimiento discontinuo del actual sistema de agua potable, está originando una serie de problemas no solo de salud, sino también comercial que no permite una atención adecuada a los servicios básicos en atención de la actividad comercial como son, mercados, centro de alojamiento de personas, desarrollo industrial, servicios públicos como riego de parques y jardines, etc.

El presente trabajo de investigación, se enmarca en los lineamientos de política nacional de inversiones en el Sub Sector Saneamiento, que tiene como objetivo general, contribuir a ampliar la cobertura y mejorar la calidad de los servicios de agua potable, alcantarillado, tratamiento de aguas servidas y disposición de excretas.

La pertinencia del proyecto, favorecen su implementación futura luego de ejecutado los estudios definitivos, ya que se presenta como una alternativa técnica de solución para el abastecimiento continuo de agua potable de las poblaciones consideradas como beneficiadas ya que éstas lo requieren con premura, con la finalidad de garantizar su crecimiento comercial, económico y social para garantizar a la mejora de la calidad de vida.

1.3 Aspectos generales del estudio

1.3.1. Ubicación de la zona de estudio

Las localidades donde se ubica el área de estudio, comprenden a la provincia de San Martín, tal como se presenta a continuación:

Localidad: San Antonio de Cumbaza (Ubicación de embalse).

Distrito: San Antonio de Cumbaza.

Distritos: Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo.

Provincia: San Martín.

El lugar de ubicación del área de estudio, se presenta en la siguiente imagen.



Figura 1. Ubicación nacional y regional del área de estudio

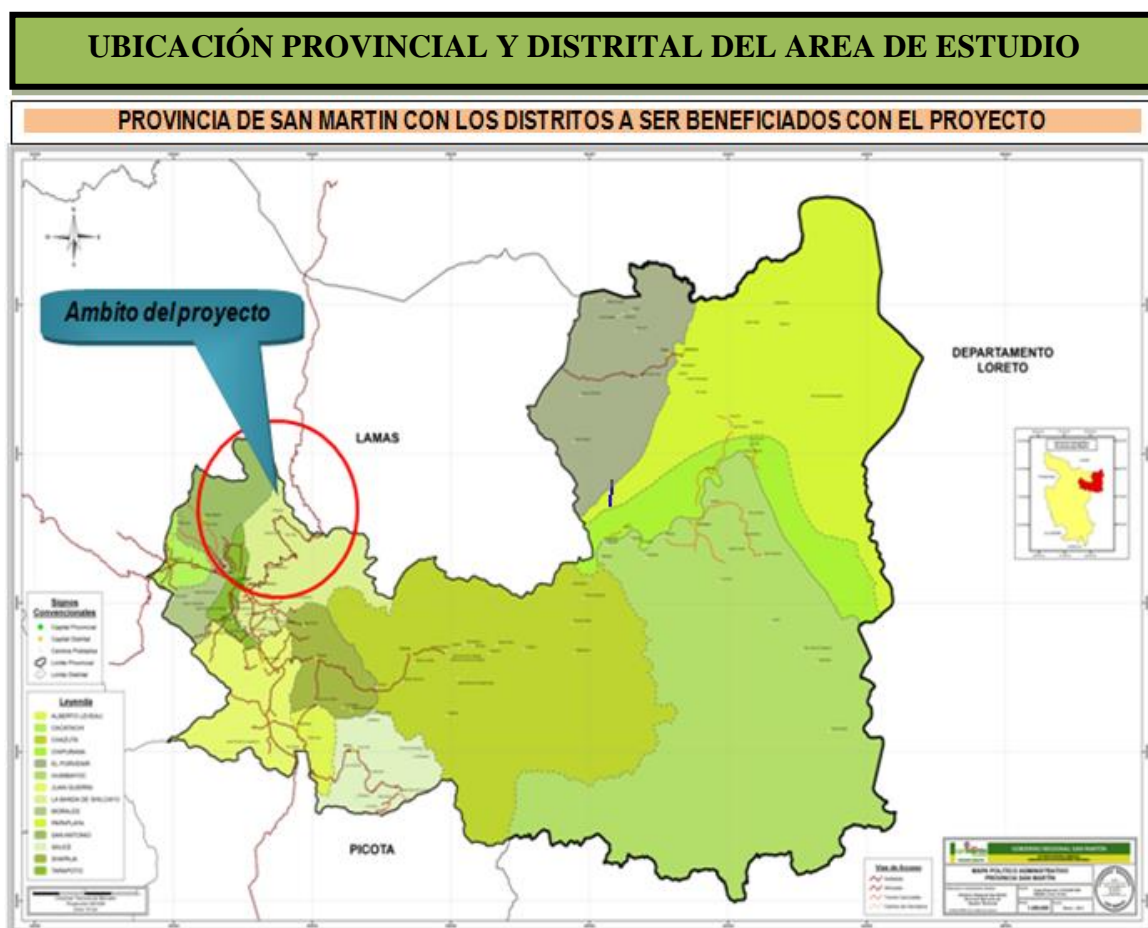


Figura 2. Ubicación provincial y distrital del área de estudio



Figura 3. Ubicación de Micro embalse, distrito San Antonio de Cumbaza

1.3.2 Vías de Acceso y medios de comunicación.

El acceso a la zona donde se han proyectado las estructuras de embalse para el almacenamiento de agua, se accede partiendo de la localidad de Morales, siguiendo el camino rural Morales – San Roque de Cumbaza – Lamas.

El ingreso es a partir del Ovalo del Soldado.

La distancia hasta el punto de ubicación del embalse, partiendo de Morales es de 12.80 Km y el tiempo promedio de viaje en camioneta es de 45 minutos.

Los medios de transporte con que se cuenta para llegar a la zona del proyecto son de camionetas, autos, motokar y motocicleta.

Los medios de comunicación, en lo que respecta a telecomunicaciones, cuenta con teléfonos comunitarios, canal de televisión (circuito cerrado Municipal), telefonía celular y se captan emisoras radiales de distritos aledaños, como Tarapoto y Lamas.

1.3.3 Situación actual.

1.3.3.1 Fuentes de agua aprovechadas por EMAPA SAN MARTIN SA.

Las fuentes de agua que desde hace muchos años y hasta la actualidad viene aprovechando la empresa EMAPA SA para el abastecimiento poblacional de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, son: Río Shilcayo, Quebrada Cachiyacu, y Quebrada Ahuashiyacu.

1.3.3.2 Caudales captados por EMAPA SAN MARTIN SA.

Según información obtenida, los caudales actualmente captados son los que se presentan en el Cuadro 1.

Cuadro 1

Agua captada de las fuentes

AGUA CAPTADA			
AÑO	R. Shilcayo Gravedad (LPS)	Q. Cachiyacu Gravedad (LPS)	Q. Ahuashiyacu Gravedad (LPS)
2,009	121.59	145.65	82.02
2,010	117.13	145.34	79.66
2,011	121.56	138.61	79.21
2,012	121.63	146.40	79.29
2,013	118.35	143.32	78.12

Fuente: Area de Producción de EMAPA SAN MARTIN S.A.

De acuerdo al Cuadro anterior, el caudal total captado es de 339.79 lts/seg, que corresponde al año 2013. Con este caudal, la empresa atiende los requerimientos de agua potable para la población urbana de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo.

1.3.3.3 Clima del área del proyecto

“La temperatura media anual en las ciudades de Tarapoto, Morales y Banda de Shilcayo es de 33.3° C. El clima predominante de las ciudades de Tarapoto, La Banda de Shilcayo y Morales es “cálido y semi-seco”, sin exceso de agua durante el año y con una concentración térmica normal en verano”.

Precipitación y evaporación

El promedio de precipitación pluvial total anual de este tipo climático “cálido y semi-seco”, donde está ubicada la ciudad de Tarapoto, varía entre los 971.30 mm y los 2460.90 mm, con promedio de 1327.60 mm en la estación CO Tarapoto y 1945.70 mm en la Estación CO San Antonio. En general, las mayores precipitaciones se presentan entre los meses de Octubre (a veces Setiembre) y Mayo, siendo siempre Marzo el que registra el valor más elevado. El número de días de lluvia a lo largo del año en esta zona, varía entre 88 y 116.

El número de días de lluvia al mes, varía entre un mínimo de 6 y un máximo de 13. Finalmente, el promedio de precipitación por día de lluvia varía entre un mínimo de 9 mm y un máximo de 13 mm; sin embargo los registros de precipitación máxima en 24 horas alcanzan valores que oscilan entre 87 mm y 170 mm. Siendo la precipitación media anual en la ciudad de Tarapoto de 1213 mm.

Las precipitaciones pluviales anuales registradas, siempre son superiores a 950 mm sin sobrepasar los 2500 mm. La humedad atmosférica es alta durante todo el año igual que la evapotranspiración.

Las áreas que se cubren con mayor frecuencia de nubes son los cerros al este de Tarapoto y el frente Oriental de la Faja Sub-andina que se comporta como barreras de contención de los vientos que desplazan las nubes desde el este.

En cuanto a la precipitación máxima en 24 horas la lámina alcanza los 103.50 mm en la Estación CO San Antonio y 113.30 mm en la Estación CO Tarapoto.

Temperatura

La temperatura en los 03 distritos tiene una media anual de 33.3° C, con máximas que llegan a 38.8° C. La altitud de la zona urbana varía desde los 240 m.s.n.m. hasta los 520 m.s.n.m. El promedio de precipitación anual es de 1,094 mm (INDECI).

Sin embargo se tienen reportes proporcionados por SENAMHI con temperaturas máximas de 38.8° C en el mes de setiembre del 2010 lo que generó una sensación térmica de 45°C.

Humedad relativa

Tarapoto tiene una media anual de 77% de humedad relativa, registrados en la Estación Tarapoto; variando de acuerdo al ciclo de lluvia.

Vientos

Este factor climático presenta una característica especial dentro de la zona en estudio: La estación de Tarapoto, registra vientos persistentes de dirección Norte de velocidad media de 3.2 Km/hora y, en menor porcentaje de dirección Sur con velocidad media de 6.3 Km/hora durante todo el año. No se descarta, la ocurrencia esporádica de vientos fuertes y acompañados por fuertes precipitaciones, de consecuencias funestas.

1.3.3.4 Fisiografía del área del proyecto

Los distritos de Tarapoto, La Banda de Shilcayo y Morales se encuentran asentados fisiográficamente en Laderas Moderadamente Empinadas, presentando ondulaciones y pendientes moderadas, la zona de estudio es relativamente plana, sin embargo existen zonas diferenciadas con respecto a la altitud, las mismas que generan el escurrimiento acelerado de las aguas pluviales hacia las zonas bajas de la ciudad, generando perjuicios por erosión e inundaciones sobre las viviendas asentadas en los sectores del Barrio Huayco y Aucaloma.

• Tarapoto

Se asienta sobre un terreno ondulado, con diferentes pendientes desde la zona baja plana con suave pendiente en el Aeropuerto hasta la vía de Evitamiento, luego con una pendiente moderada del Jr. Orellana a la Plaza Mayor (2.5%) y una mayor pendiente (7%), y superficie accidentada de la Plaza a la Avenida Circunvalación, es decir toda lo que comprende Partido Alto.

- **Morales**

Posee accidentes geográficos en su zona limítrofe con el distrito de Tarapoto, la zona céntrica es relativamente plana hasta el borde del río Cumbaza.

- **La Banda de Shilcayo**

Es poco accidentada y relativamente plana en su parte baja, pero a partir de la plaza hacia las laderas de la Cordillera Escalera se vuelve accidentada, de relieve topográfico irregular.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver.

2.1.1 Antecedentes.

Actualmente, las poblaciones de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo adolecen de un sistema de abastecimiento de agua adecuado que garantice el servicio durante las 24 horas del día como consecuencia, de la existencia de una infraestructura de hidráulica antigua y deficiente que no garantiza la captación del recurso hídrico desde las tres fuentes naturales con las que actualmente cuenta el sistema, como son el río Shilcayo, el río Cachiyacu y el río Ahuashiyacu.

Si bien es cierto en los últimos años, la infraestructura que conforma el sistema de abastecimiento de agua ha sido mejorado tanto a nivel de planta de tratamiento como en reservorios de almacenamiento, igual tratamiento no ha seguido las obras de captación y conducción que permita garantizar un adecuado aprovechamiento de la oferta de agua desde las fuentes naturales.

Otro de los problemas existentes es el crecimiento demográfico acelerado que han experimentado los distritos mencionados, lo que genera no solo la ocupación desordenada del territorio urbano en zonas de topografía difícil con niveles topográficos superiores a los de la planta de tratamiento de agua, sino también, el aumento de la demanda haciendo que la actual oferta de agua resulte insuficiente, de allí la necesidad de estudiar, analizar y evaluar el aprovechamiento de otras fuentes de agua para uso poblacional, como es el río Cumbaza.

2.1.2 Planteamiento

Se plantea mediante la elaboración de estudios básicos de ingeniería a nivel preliminar desarrollar una alternativa técnica de planteamiento hidráulico también a nivel preliminar de obras de almacenamiento de agua en el río Cumbaza y luego su conducción por gravedad a través de una línea de conducción hasta la actual planta de tratamiento, de esta manera,

desarrollar una infraestructura para mejorar la oferta de agua a mediano plazo, es decir hasta el año 2035 (20 años), tiempo durante el cual, se deberá desarrollar todas las fases del estudio integral del “Proyecto de Aprovechamiento Hidráulico Multipropósito de las aguas del río Mayo con fines poblacionales, generación de energía eléctrica y uso agrario”, cuyas obras de captación y almacenamiento estarían ubicadas aguas arriba de la localidad de San Antonio.

2.1.3 Delimitación

El presente estudio comprende un ámbito de influencia territorial que comprende las zonas urbanas de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo. Dentro de este territorio, comprende el río Cumbaza, específicamente en un sector del río ubicado aguas arriba de la localidad de San Antonio de Cumbaza, lugar donde se ha proyectado el emplazamiento de las principales obras que comprende el proyecto.

2.1.4 Formulación del problema a resolver.

En base al problema existente, se plantea la siguiente interrogante:

¿De qué manera el Estudio Preliminar para el aprovechamiento de agua del río Cumbaza mediante la instalación de un micro embalse permitirá establecer una alternativa técnica para mejorar el abastecimiento de agua a las poblaciones de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo?

2.2 Objetivos.

2.2.1 Objetivo general.

Elaborar los estudios de ingeniería preliminar para el aprovechamiento de agua con fines de uso poblacional en los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo mediante la instalación de un micro embalse en el río Cumbaza.

2.2.2 Objetivos específicos.

- Realizar el estudio topográfico preliminar del lugar donde se emplazará el micro embalse en el cauce del río Cumbaza.
- Calcular la población de diseño, así como la demanda de agua para satisfacer las necesidades de las poblaciones de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo.

- Elaborar el estudio hidrológico e hidráulico e interpretar sus resultados para definir la oferta de agua en la fuente río Cumbaza, el uso actual del agua y la disponibilidad hídrica que pueda ser aprovechada para el proyecto. Los caudales máximos para el dimensionamiento preliminar de los diferentes componentes estructurales del embalse también serán calculados.

2.3 Justificación de la investigación

La investigación se plantea ante la necesidad de contar con la información de ingeniería necesaria para la futura elaboración del Proyecto de aprovechamiento de agua del río Cumbaza con fines de uso poblacional.

a).- Justificación teórica.

El desarrollo de los estudios básicos de ingeniería, para la ubicación y dimensionamiento de los componentes estructurales del embalse se sustentará en la aplicación de las teorías de Topografía en la ingeniería (ubicación del micro embalse), de la hidráulica fluvial (transporte de sedimentos) y de la hidrología superficial (caudales máximos y caudales medios históricos en el río Cumbaza).

b).- Justificación práctica.

Se solucionará la carencia de un estudio preliminar de ingeniería necesario para definir la ubicación y la capacidad del micro embalse que permita el dimensionamiento de sus diferentes componentes estructurales y permita justificar la elaboración del Proyecto definitivo, el cual permitirá a la autoridades locales iniciar las gestiones ante las entidades del Estado para conseguir el financiamiento tanto para el Estudio, así como, como para la pronta ejecución de la obra.

c).- Justificación social.

La investigación tiene relevancia social, toda vez que los resultados obtenidos de ella serán un aporte a las Municipalidades Distritales de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, así como de EMAPA SAN MARTÍN SAC ya que facilitarán la elaboración del Proyecto Definitivo, cuya posterior ejecución permitirá solucionar en gran parte el actual problema de abastecimiento de agua a los pobladores de las zonas urbanas de los citados distritos, contribuyendo así, a la mejora de su calidad de vida.

2.4 Delimitación de la investigación.

El presente estudio de investigación se limita a plantear a nivel preliminar una solución técnica alternativa frente al problema de desabastecimiento de agua potable en las zonas urbanas de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo. La investigación, se limita al empleo de parámetros hidrológicos, hidráulicos, topográficos y de mecánica de suelos en el diseño de presas.

2.5 Marco teórico

2.5.1 Antecedentes de la investigación.

Como antecedentes relacionados con el trabajo de investigación, podemos citar los siguientes:

BRILLONES ZEVALLOS Jorge (Universidad Ricardo Palma, Perú. 2008) en su Tesis “**Estudio Comparativo del Diseño de la Presa de Tierra Limón del Proyecto Olmos con Pantalla de Concreto Versus Núcleo de Material Arcilloso**”, para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, al describir la situación actual, menciona: “La Presa Limón crea un embalse que regula los caudales estacionales no uniformes y garantiza el nivel de agua necesario para evacuar el caudal un diseño a través del túnel trasandino. El emplazamiento adoptado de la presa se sitúa sobre el río Huancabamba, en el lugar denominado Limón en el Km 96 del camino Olmos-Marañón, aguas abajo de la quebrada Los Burros.

En la zona de emplazamiento, el río hace una curvatura y el valle en este tramo tienen prácticamente una sección constante. El eje de la presa es rectilíneo se sitúa perpendicularmente a las márgenes y un poco aguas arriba de un cerro saliente de la margen izquierda, en el cual se proyecta un aliviadero en pozo. La Presa Limón crea el embalse del mismo nombre, con la capacidad total de 187 MMC, la capacidad útil de 110 MMC y el volumen muerto de 77 MMC, que han sido establecidos por medio de cálculos hidrológicos y energéticos. El nivel de agua normal u ordinario (NAMO) está a la cota 1156.50 msnm, la subida máxima del nivel normal (NAME) ha sido permitida en 3.50 m o sea hasta la cota 1160.00 msnm que corresponde al nivel máximo. El nivel de volumen muerto o mínimo (NAMI) está en la cota 1132.00 msnm. La longitud del embalse es de 10.78 Km y la profundidad máxima de agua de la presa es de 78 m”.

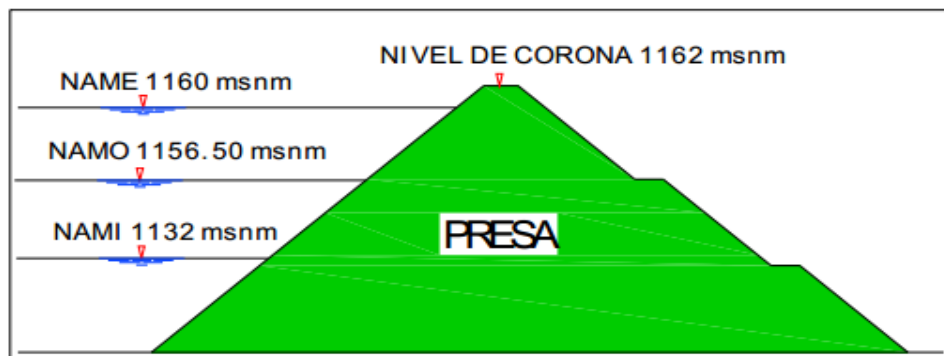


Figura 4: Niveles en la presa Limón. (Fuente: Tesis BRILLONES ZEVALLOS Jorge)

CUERVO MUÑOZ Astrid, (Universidad Politécnica de Cataluña. España. 2012) en su Tesis de Maestría: “**Comparación de los Modelos Hidráulicos unidimensional (HEC-RAS) y Bidimensional IBER en el Análisis del Rompimiento de Presas de Materiales Suelos**”, en su parte introductoria, menciona: “El agua es uno de los problemas geopolíticos más importantes del siglo XXI. Se tiene estimado que para el año 2025 la demanda de este preciado recurso para la vida será un 56% superior que la oferta.

Específicamente en España, el régimen hidrológico se caracteriza por su extraordinaria irregularidad, con un tránsito continuo de sequía a inundaciones, lo cual ha conducido, por la escasez de agua y por su irregular distribución en el espacio y el tiempo, a la imperiosa necesidad de regular los recursos hídricos mediante la construcción de un importante número de presas, las cuales han sido construidas acorde con la normativa vigente en cada momento (R. Xuclá, 2010).

Las presas y sus embalses, como estrategia de prevención a los problemas de escasez de agua han sido elementos esenciales durante el desarrollo de la humanidad para el mejoramiento de la calidad de vida, ya que permiten proveer suficiente agua a la población, además si ésta se suministra con una adecuada calidad para el consumo humano favorecen el progreso de la sociedad.

Desafortunadamente, la construcción, puesta en carga y explotación de las presas y embalses supone un riesgo para la seguridad de las personas, bienes y el medio ambiente aguas abajo de la presa. Es por esta razón que en España desde el año 1959 se han formulado varias normas que tienen como fin establecer unas condiciones mínimas de seguridad para las personas y bienes que se encuentran en el área de influencia de las presas. Una de estas normas es la Guía Técnica para Clasificación de Presas en Función del Riesgo Potencial, del año 1996. Dicha norma establece los criterios para realizar una clasificación de las presas en categorías, en función del riesgo potencial que puedan derivarse de su rotura o funcionamiento incorrecto”.

GARCIA KABBABE Luis, BARANAOLA BUSTAMANTE Isaías, (Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela, 2004) en su Tesis de Grado : **“Análisis de los Vertederos Tipo Laberinto en Aliviaderos como Alternativas para incrementar las Capacidades Útiles en Embalses”**, en su parte introductoria menciona: “El crecimiento demográfico mundial, ha originado el aumento de la demanda del recurso agua, obligando a la sociedad a aplicar su ingenio para buscar alternativas que permitan satisfacer dicha necesidad, debido a esto, se han construido grandes obras hidráulicas para almacenar el agua y así poder aguantar las prolongadas sequías. Estas obras deben tener una estructura (aliviadero), capaz de descargar los excesos de agua producidos por las precipitaciones, evitando comprometer la integridad física de la presa y de las obras conexas al embalse.

Debido a que los aliviaderos representan un costo significativo en la inversión total del embalse, se han buscado soluciones que permitan mantener factores de seguridad aceptables al menor costo posible. Bajo este contexto, los aliviaderos con vertedero de laberinto resultan ser una opción eficiente, ya que presentan mayor longitud de descarga que los aliviaderos convencionales para un mismo ancho, han sido utilizados en sitios con limitaciones de espacio y son de fácil construcción.

Para su diseño, investigaciones recientes, han permitido la creación de instrumentos de cálculos sencillos y adecuados, basados en una sistematización de los resultados obtenidos en modelos hidráulicos realizados. De esta forma, se dispone de herramientas confiables, que permiten analizar los vertederos de laberinto y evaluar sus ventajas sobre los vertederos frontales. Estas ventajas son:

1. Los vertederos frontales sin control de planta, generan una cota de aguas máximas (y de presa) más elevados que un vertedero de laberinto de igual ancho.
2. Los vertederos de laberinto requieren un ancho menor que los convencionales rectos para descargar el mismo caudal.
3. Los vertederos de laberinto, construidos sobre los convencionales permitirán incrementar el volumen útil de un embalse en operación sin aumentar la cota de aguas máximas y por ende, sin modificar la altura de la presa.
4. Los vertederos de laberinto, como alternativa a los rectos convencionales, permitirían un ahorro en el ancho requerido para el aliviadero (incluyendo la rápida y estructura de disipación de energía) y por lo tanto, una disminución de la inversión total. Así mismo,

permitirán evacuar el caudal máximo efluente de un embalse con ahorros significativos de excavaciones, si los estribos del sitio de presa son muy pendientes.

2.5.2 Fundamentación teórica de la investigación.

2.5.2.1 Tasa de crecimiento poblacional.

El ámbito de influencia del presente estudio, comprende las localidades de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, departamento de San Martín. La tasa de crecimiento se ha considerado por localidad.

Para la determinación de la tasa se ha utilizado la siguiente fórmula de crecimiento geométrico:

$$r = (P_f / P_a)^{(1/t)} - 1$$

Dónde:

P_f = población futura al año “n”

P_a = población del año base

T = diferencia de años del año “n” y el año base

a.- Tasa de crecimiento para habilitaciones ubicadas en la localidad de Tarapoto.

Para la determinación de la tasa de crecimiento de la localidad de Tarapoto se utilizaron los censos nacionales del INEI, siendo los resultados de los últimos censos para este distrito como sigue:

Cuadro 2

Tasa de crecimiento habilitaciones ubicadas en Tarapoto	
Censo	Población
1,972	22,051
1,981	36,256
1,993	54,581
2,007	68,295

Fuente: INEI Censos Nacionales

Interpolando con los cuatro censos nacionales del distrito de Tarapoto obtenemos un valor de 2.30%, por lo tanto la tasa de crecimiento para las habilitaciones que se encuentran en este distrito de Tarapoto se adoptara dicho valor de 2.30% y el método escogido para la proyección es el método geométrico.

b.- Tasa para crecimiento habitaciones ubicadas en la localidad de Morales

Para la determinación de la tasa de crecimiento de la localidad de Morales, se utilizaron los censos nacionales del INEI, siendo los resultados de los últimos censos para este distrito como sigue:

Cuadro 3

Tasa de crecimiento habitaciones ubicadas en Morales	
Censo	Población
1,972	3,532
1,981	4,920
1,993	14,241
2,007	23,561

Fuente: INEI Censos Nacionales

Interpolando con los cuatro censos nacionales del distrito de Morales obtenemos un valor de 5.06%, por lo tanto la tasa de crecimiento para las habitaciones que se encuentran en este distrito de Morales se adoptara dicho valor de 5.06% y el método escogido para la proyección es el método geométrico.

c.- Tasa de crecimiento para habitaciones ubicadas en la localidad de La Banda de Shilcayo

Para la determinación de la tasa de crecimiento de la localidad de La Banda de Shilcayo se utilizaron los censos nacionales del INEI, siendo los resultados de los últimos censos para este distrito como sigue:

Cuadro 4

Tasa de crecimiento habitaciones ubicadas en La Banda de Shilcayo	
Censo	Población
1,972	4,006
1,981	6,682
1,993	13,558
2,007	29,111

Fuente: INEI Censos Nacionales

Interpolando con los cuatro censos nacionales del distrito de La Banda de Shilcayo obtenemos un valor de 5.82%, por lo tanto la tasa de crecimiento para las habitaciones que se encuentran en este distrito de La Banda de Shilcayo se adoptara dicho valor de 5.82% y el método escogido para la proyección es el método geométrico.

d.- Tasas de crecimiento para las habilitaciones ubicadas en los distritos de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo

A continuación se muestra la tasa de crecimiento de los distritos mencionados:

Cuadro 5

Tasa de crecimiento por distrito

Distrito	Habilitaciones	Tasa de Crecimiento
Tarapoto	Tarapoto Santa Rosa de Cumbaza San Juan de Cumbaza San Martín de Cumbaza	2.30%
Morales	Morales	5.06%
La Banda de Shilcayo	La Banda de Shilcayo	5.82%

Fuente: Elaboración propia - INEI Censos Nacionales

e.- Densidad poblacional.

La densidad poblacional, obtenidas según encuestas varía según distritos. En el Cuadro 5, presentamos los valores de densidad poblacional en el ámbito del proyecto.

CUADRO 6

DENSIDAD POBLACIONAL EN LOS DISTRITOS DE TARAPOTO, MORALES Y LA BANDA DE SHILCAYO	
LOCALIDAD	Densidad (hab/viv)
Tarapoto	3.95
Morales	4.29
La Banda de Shilcayo	4.82
PROMEDIO	4.35

Fuente: "Mejoramiento y ampliación de los sistemas de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales de las localidades de Tarapoto, Morales y La Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Dpto San Martín"

2.5.2.2 Cálculo de la población de diseño.

Teniendo en consideración el valor de las tasas de crecimiento calculadas para los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, se ha procedido al cálculo de la población futura aplicando el método geométrico. Se ha definido el año 2014, como el año base (estudio preliminar) y el año 2015 como el año 0, por lo tanto el Año 1 será el año 2016 y el año 20 el 2035. En el Cuadro 6, se presenta el cálculo de la población futura para un horizonte de veinte (20) años.

Cuadro 7
Calculo de la población de diseño

Año		Población habitantes			Total Población Futura de proyecto
		Distrito Morales	Distrito Tarapoto	Distrito Banda de Shilcayo	
Base	2014	33,286	80,079	43,255	156,620
0	2015	34,970	81,921	45,772	162,663
1	2016	36,739	83,805	48,736	169,280
2	2017	38,598	85,732	51,255	175,585
3	2018	40,551	87,704	54,238	182,493
4	2019	42,603	89,721	57,394	189,718
5	2020	44,759	91,785	60,735	197,279
6	2021	47,024	93,896	64,270	205,190
7	2022	49,403	96,056	68,010	213,469
8	2023	51,903	98,265	71,968	222,136
9	2024	54,529	100,525	76,157	231,211
10	2025	57,288	102,837	80,589	240,715
11	2026	60,187	105,202	85,279	250,668
12	2027	63,233	107,622	90,243	261,098
13	2028	66,432	110,097	95,495	272,024
14	2029	69,794	112,630	101,053	283,477
15	2030	73,325	115,220	106,934	295,479
16	2031	77,036	117,870	113,157	308,063
17	2032	80,934	120,581	119,743	321,258
18	2033	85,029	123,355	126,712	335,096
19	2034	89,331	126,192	134,087	349,610
20	2035	93,851	129,094	141,891	364,836

Por tanto, la población de diseño será 364,836 habitantes.

2.5.2.3 Determinación de la dotación de agua por habitante.

Hay varias formas de determinar la dotación per cápita de agua para uso poblacional diario. Teniendo en consideración la magnitud de la población así como los diversos usos que se hace del agua tales como: doméstico, industrial, comercial, estatal y social.

Como quiera que el presente estudio preliminar, se ha adoptado una dotación de 250 lts/hab/día, el mismo que consideramos por su magnitud cubrirá los diversos usos antes indicados en el ámbito del proyecto.

2.5.2.4 Constantes de variabilidad.

Las constantes de variabilidad, ya están establecidas y se presentan en el Cuadro 8.

Cuadro 8

Constantes de variabilidad de caudales

Caudal Promedio (Qp)		
Caudal Máximo Diario (Qmd = K1 * QP)	K1 =	1.3
Caudal Máximo Horario (Qmh = K2 * QP)	K2 =	1.80

2.5.3 Embalse

Se define el embalse como un reservorio o lago artificial construido en un río para almacenar agua y que tiene como propósito la regulación estacional, anual o multianual, de los caudales naturales de un río.

2.5.3.1 Partes de un embalse

Todo embalse consta de las siguientes estructuras básicas: la presa, el aliviadero y las obras de toma.

- **La presa**, dique o represa, es la estructura de retención de las aguas y resiste un empuje.

Puede ser una presa frontal o una presa de derivación hacia una depresión natural.

- **El aliviadero** o estructura de alivio o descarga de 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.

- **Las obras de toma** son un conjunto de estructuras formadas por una entrada o toma, un túnel o conducto a través de un estribo o de la presa y una estructura de salida. Este conjunto permite tomar las aguas del embalse y pasarlas al canal principal. Debe tener suficiente capacidad para descargar las aguas, abastecer las demandas dispuestas para la operación del embalse, de acuerdo a los requerimientos para niveles mínimos del mismo.

2.5.3.2 Clasificación de los embalses ⁽³⁾

Los embalses se pueden clasificar mediante los siguientes criterios:

- En función de las condiciones físicas de su lugar de ubicación. Los embalses pueden ser de montaña o de llanura.
- En función de las demandas a satisfacer. Es común clasificar los embalses por sus objetivos en:
 - a. Embalses de un objetivo, se reducen a aquellos de control de crecidas (“detention dams”).
 - b. Embalses de múltioobjetivo, se construyen con el fin de abastecer dos o más demandas simultáneamente. Éstos consideran implícitamente en su diseño el control de las crecidas por razones de seguridad.
- En relación a la demanda a satisfacer éstas se pueden agrupar en las siguientes categorías: generación hidroeléctrica; irrigación; aguas de uso industrial o municipal; navegación; conservación de la vida silvestre; turismo y recreación; y mantenimiento del cauce.

En general, los embalses se construyen para satisfacer dos o más demandas, en cuyo caso con frecuencia existen conflictos de necesidades e intereses que el ingeniero deberá considerar en el diseño y en la formulación de normas de operación. Cuando se diseña para satisfacer una sola demanda (por ejemplo riego o generación hidroeléctrica) resulta simple su posterior operación, ya que no se presentan conflictos de necesidades e intereses.

Según el control de las descargas. Los embalses que se construyen para satisfacer una o varias demandas específicas tienen válvulas o compuertas o sistemas de bombeo para entregar la demanda prevista. Aquellos que son sólo de detención de crecidas, pueden no tener descargadores de fondo controlados, artificialmente, sino que la descarga se regula hidráulicamente en función del nivel que alcanza el embalse.

- Según la forma de controlar las descargas de caudales de crecientes por el vertedero, se dividen en embalses con vertedero sin compuerta, cuya descarga se regula hidráulicamente en función del tirante por encima de la cresta del vertedero, y en embalses con compuertas y descarga controlada (Chow, 1964; USBR, 1987, Davis et al, 1969).

2.5.3.3 Dimensionamiento de un embalse

En el caso que se defina la necesidad, por efecto de la demanda, un estudio previo usando el método de la curva de masa de volúmenes (Diagrama de RIPPL) dará una primera idea de la capacidad necesaria de regulación. Al definir esta necesidad se impone entonces el dimensionamiento hidrológico de la presa que incluye fundamentalmente: altura de la presa y capacidad del vertedero de control de crecientes.

2.5.3.3.1 Altura de la presa

La altura de la presa, puede estar implícitamente controlada por la topografía y las condiciones geológicas del sitio de cierre del río, las cuales a su vez definen el tipo de presa, presa de tierra, de gravedad, de arco, etc. (Davis et al, 1969; USBR, 1987).

Los datos básicos necesarios que se deben tener, una vez seleccionado el sitio, para poder calcular la altura de una presa son:

- Mapas topográficos del vaso que permitan determinar las relaciones de cota-volumen y cota-áreas. Para vasos grandes la escala adecuada puede ser 1:25.000 y 1:10.000 o menor para vasos medianos o pequeños.

Igualmente las curvas de nivel deberán tener un espaciamiento tal que permita obtener mapas de los sectores del vaso para alturas sucesivas con buena precisión.

De estos mapas, se obtienen para diferentes alturas de la presa las curvas altura-volumen y altura-área (Figura N° 5).

- Datos de caudales o volúmenes anuales y mensuales de series históricas o generadas.
 - Datos de aporte de sedimentos en el río.
 - Datos de demandas estimadas a nivel anual y mensual.
 - Datos climáticos de lluvias (si son importantes), evaporación y vientos.
 - Datos de crecientes.
 - Curvas de superficie libre del río aguas abajo de la presa para diferentes descargas y áreas inundables correspondientes a las mismas.

Resulta cada vez más importante tener en cuenta el análisis de impacto ambiental de un futuro embalse en relación con la inundación de sitios de interés histórico o arqueológico, así como la protección de la flora y la fauna. Todos los estudios de factibilidad de la construcción de un futuro embalse deben ir acompañados de un estudio de impacto ambiental y un estudio de las probables consecuencias de la falla de la presa.

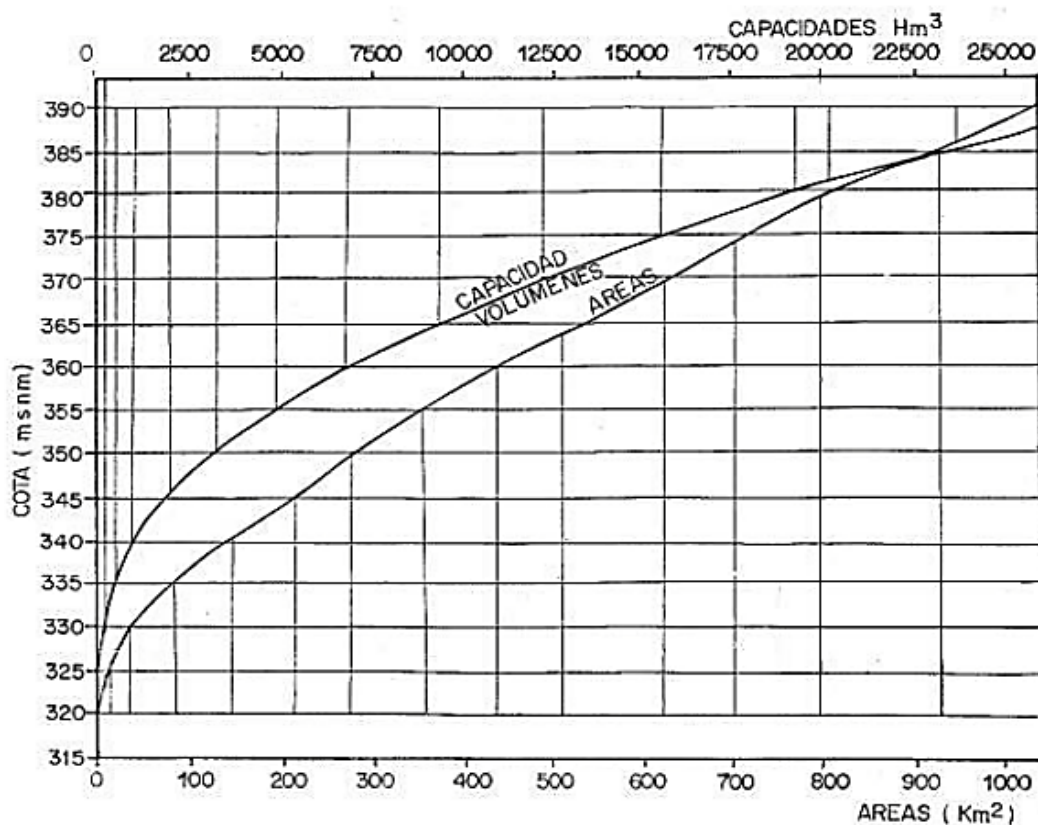


Figura 5. Curvas de área y capacidades de embalse.

Para el cálculo de la altura de una presa en la Figura 6, se indican las franjas imaginarias en que se divide una presa a los fines de ordenar su diseño hidrológico.

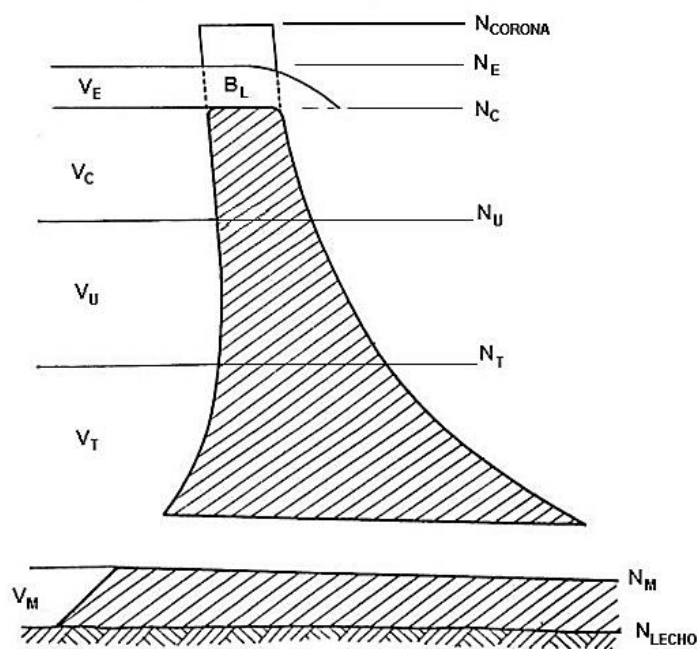


Figura 6: Franjas imaginarias para el cálculo de la altura de una presa de embalse.

2.5.3.3.2 Cálculo del volumen muerto (V_m)

El volumen muerto es la parte del embalse que durante su vida útil se colma de sedimentos. Este volumen no se tiene en cuenta en el volumen útil usado en la simulación de la operación del embalse.

Los métodos de limpieza existentes para eliminar los sedimentos que se depositan en el fondo del embalse no han dado buenos resultados por esto debe dejarse un volumen que pueda llenarse con el aporte sólido del río y no afecte la funcionalidad durante la vida útil del embalse.

El sedimento en suspensión es el que interesa porque el arrastre de fondo en su mayoría se deposita en la cola del embalse. El sedimento en suspensión se deposita en el embalse en una proporción diferente según sean las características del sedimento, las normas de operación y la relación entre la descarga del río y el volumen del embalse. El cálculo del sedimento que el río aporta al embalse se puede realizar con diferentes metodologías.

Con respecto a las normas de operación, si un embalse retiene el agua por varios meses tendrá más sedimentación que otro que en pocos días descarga el agua que recibe.

El porcentaje del sedimento que ingresa y es retenido en el embalse, se llama “eficiencia de atrape” (η_A), la cual es función de la relación entre el volumen del embalse (VE) en m³ y el volumen anual de la descarga del río (VDR), en m³:

$$\eta_A = f\left(\frac{V_E}{V_{DR}}\right)$$

Así, se tendrá que un embalse pequeño en comparación con la magnitud de la descarga anual de un río dejará pasar gran parte del sedimento, mientras que un embalse cuyo volumen sea significativo con respecto a la descarga del río presentará una alta eficiencia de atrape. La relación volumen anual de descarga del río vs volumen del embalse ha sido tratado por Brune y Churchill, la cual se muestra en la Figura 7 y la Tabla 1.

Tabla 1

Eficiencia de atrape en embalses (USBR, 1987).

V_E / V_{DR}	η_A	
	Brune	Churchill
0.01	0.45	0.47
0.10	0.86	0.72
1.00	0.98	0.88
10.00	0.98	0.96

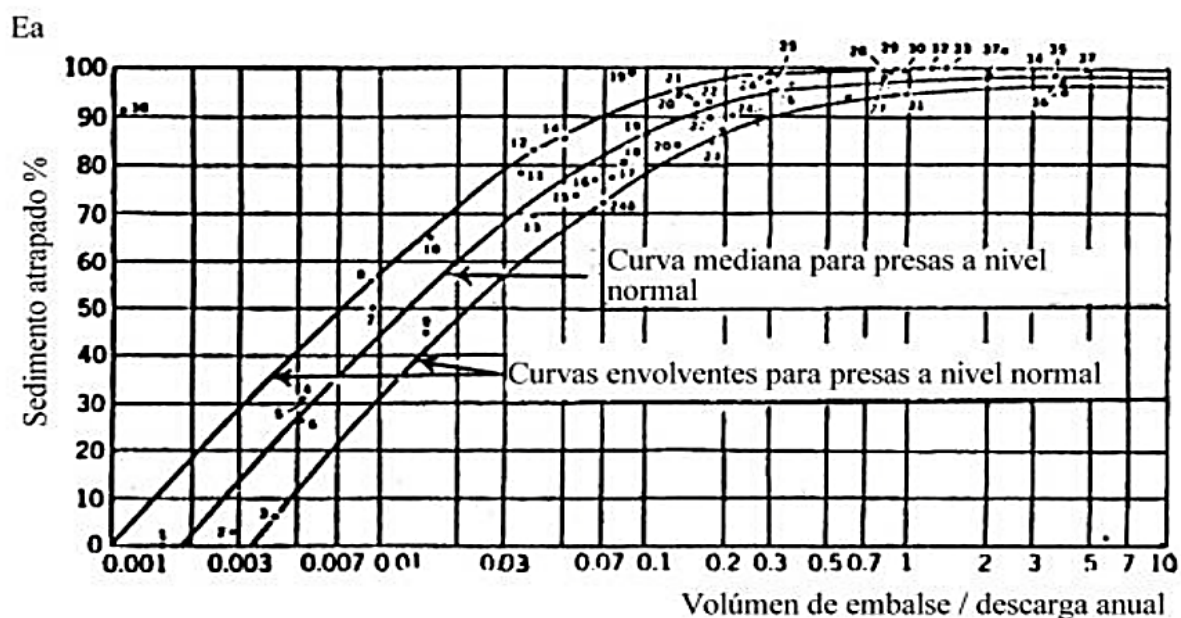


Figura 7: Eficiencia de atrape de sedimentos en un embalse (Brune, 1953).

2.5.3.3.3 Cálculo del volumen de embalse de operación o volumen útil (V_u)⁽³⁾

La determinación de la capacidad necesaria del volumen de embalse de operación de una presa para regular un río y satisfacer una determinada demanda, es un estudio que debe tener en cuenta no sólo los factores hidrológicos sino también las normas de manejo de la presa.

Los factores hidrológicos en sí (fundamentalmente las entradas de agua al embalse) conjuntamente con las demandas previstas darán una primera idea de las necesidades de regulación.

Un análisis más detallado a nivel mensual, o diario o incluso horario según sean las necesidades en un estudio de operación del embalse, dará el ajuste final del cálculo del volumen útil. Para obtener la primera aproximación se usa la comparación de la curva de masa de volúmenes del río vs la curva de masa de los volúmenes de las demandas estimadas denominado diagrama de Rippl. Las curvas de masa permiten visualizar los períodos secos y los abundantes.

Es importante destacar que no siempre resulta fácil seleccionar el período más crítico, porque frecuentemente una sucesión de períodos moderadamente secos resulta más grave que un sólo período muy seco, pero más corto.

La proyección de la línea de volúmenes de las demandas acumuladas a través de todo el período seco, indica en su máxima separación un valor que leído en la escala de las ordenadas da el volumen de operación necesario para satisfacer la demanda estimada a través de un período seco igual al histórico. La línea de volúmenes de las demandas acumuladas debe siempre interceptar en algún punto a la línea de volúmenes acumulados de lo contrario la demanda estimada no puede ser satisfecha. La pendiente de la curva de masa del río, en cualquier instante, es una medida del caudal medio en ese instante.

Con el diagrama de Rippl se pueden resolver dos problemas:

- Determinar la capacidad de embalse necesaria en un río para diferentes niveles de consumo.

En este caso, se trazan líneas tangentes a la curva de masa siguiendo la pendiente de las diferentes líneas de demandas, desde el punto inicial del período seco hasta la intercepción con la misma. La máxima separación proporciona el valor de V_U .

- Para una capacidad dada de embalse determinar la demanda que puede satisfacer. *En ciertos casos, la capacidad del embalse está fijada por razones topográficas, geológicas o constructivas.* El procedimiento en este caso, consiste en trazar para los diferentes períodos de sequías líneas de demanda tales que, la máxima separación de la curva de masa, no supere el valor fijado de capacidad del embalse predeterminada.

De todas las líneas trazadas, aquella que tenga la menor pendiente será la que satisface la demanda primaria (caudal firme). Otros niveles de demanda superiores corresponderán a demandas secundarias que implican el riesgo de una determinada posibilidad de sequía. La elección de un determinado riesgo de sequía depende del uso del recurso y por lo tanto, de las consecuencias sociales y económicas que la restricción pueda ocasionar.

En generación eléctrica o abastecimiento a ciudades o industrias la demanda primaria tiene que tener una confiabilidad no menor del 90%. En el caso de riego, es variable con el tipo de cultivo pero en general se adoptan niveles de confiabilidad entre el 75% y el 85%.

Si la demanda es variable, la línea será una curva de masa de demandas y el procedimiento es el mismo, sólo que se debe tener cuidado en superponer las líneas en forma que coincidan cronológicamente, es decir, demanda de enero con caudal de enero, etc.

En la construcción del diagrama de Rippl, usar series históricas de volúmenes (aunque estas sean largas), implica suponer una igualdad de los escurrimientos del pasado y del futuro, lo cual es una simplificación improbable, sobre todo en lo que se refiere a su secuencia en el tiempo. La utilización de series sintéticas generadas a partir de valores de la serie histórica da series con probabilidades de ocurrencia iguales a la histórica, pero con distinta secuencia. Esto significa una ventaja importante con respecto al uso exclusivo de la serie histórica. En este caso, el cálculo de la curva de masa se hace de igual manera, utilizando los valores de la serie sintética.

La curva de Rippl se puede corregir por evaporación restándole la evaporación estimada para el embalse.

La capacidad actual de las computadoras y un software adecuado, permite hacer este cálculo en forma más precisa, obviando el cálculo gráfico que pasa a tener un sentido más didáctico que operativo.

2.5.3.3.4 Cálculo del volumen de crecidas (V_c)

En todos los estudios de embalses se deben hacer análisis hidrológicos de las crecidas del río, ya que el adecuado control de estas contribuye no sólo con la seguridad hacia aguas abajo de la presa, sino a la estabilidad de la misma. El volumen de crecidas, en los embalses de propósito múltiple, o el volumen total del embalse en aquellas que se construyen sólo para ese fin, tiene como objetivo amortiguar el pico del hidrograma de la creciente, embalsando agua en el momento que se producen los valores máximos de caudal, para luego descargar al río los mismos volúmenes en tiempos más largos (caudales menores).

En un embalse el volumen de crecidas es un espacio vacío reservado para almacenar temporariamente agua, mientras que el volumen de operación es sinónimo de agua embalsada para usos posteriores. El dimensionamiento del volumen de crecidas implica el cálculo previo de la creciente de diseño, para lo cual se deberá hacer uso de algunos de los métodos tales como la curva de duración de caudales (CDC). Si se cuenta con el hidrograma de la creciente de proyecto, la metodología a seguir es la siguiente:

- Se realiza un diseño preliminar de los descargadores y del vertedero de crecidas.
- Se selecciona la descarga máxima posible.
- Se efectúa la curva de descarga de la presa para diferentes niveles del embalse.
- Finalmente, se simula el tránsito de la creciente del proyecto y se calcula el nivel máximo preliminar del embalse.

El volumen de embalse de crecidas puede tener un nivel NC correspondiente a crecientes hasta un cierto valor de probabilidad de ocurrencia (100 años por ejemplo) y otro nivel NE, para las situaciones de crecientes extraordinarias (1000 años o más) que descargan un volumen por encima del vertedero (VE). Para analizar esta última situación, bastaría repetir el cálculo del tránsito de la creciente partiendo de un valor inicial de embalse lleno al nivel de NC.

2.5.3.3.5 Cálculo del borde libre en un embalse ⁽³⁾

Como se muestra en la Figura N° 6 la presa debe tener una altura superior al nivel máximo que puedan alcanzar las aguas. Este nivel que no se ocupa con agua, se llama borde libre, evita que por efecto de olas o movimientos en la superficie libre del embalse el agua derrame por encima de la presa. Esta situación sería altamente indeseable principalmente en presas de tierra y material mixto.

En el cálculo del borde libre (BL) intervienen: el efecto del viento, la inclinación de la superficie del embalse, el choque de las olas en la presa y el asentamiento de la presa.

a).- Efecto del viento

La altura de las olas varía con la magnitud de la velocidad del viento y su persistencia, es decir, el tiempo que el viento se mantiene en una misma dirección a una determinada velocidad.

Frecuentemente, el efecto mayor para la formación de olas, se manifiesta si la duración del viento para una determinada dirección, supera los 60 minutos.

Los efectos producidos por el viento son más significativos si la dirección del mismo coincide con el fetch del embalse. Se denomina fetch, a la mayor distancia rectilínea directa desde algún punto de la presa hasta el borde opuesto del embalse.

Con frecuencia ocurre que la dirección del viento predominante no coincide con el fetch, en tal caso, se puede tomar como “fetch efectivo” la distancia que corresponda tomada en la dirección del viento predominante.

Algunos autores consideran como fetch efectivo al que resulta del siguiente cómputo:

- Se trazan dos ángulos de 45°, uno a cada lado del fetch máximo y se dividen aproximadamente 15 segmentos iguales.
- Multiplicando la longitud del fetch correspondiente a cada segmento por el coseno del ángulo de desviación desde el fetch máximo y dividiendo la suma de esos productos por la suma de los cosenos se tiene “fetch efectivo”. (Linsley et al, 1964).

b).- Altura de las olas.

Es un factor importante a tener en cuenta en la altura total del borde libre, en lo referente a la altura que debe dejarse para asegurar el impacto de la ola al llegar a la presa. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$h_1 = 0.03227 (V \cdot F)^{1/2}$$

Donde:

h_1 es la altura de la ola, en metros.

V es la velocidad del viento, en km/hora.

F es el fetch, en kilómetros.

0.03227 factor de la ecuación.

c).- Sobre elevación de la superficie libre del embalse (“Setup”).

Bajo la acción de vientos continuados en una misma dirección se produce un efecto de “marea” o ascenso de la superficie libre del agua sobre la costa del embalse, orientada de frente a la dirección del viento. Si ese efecto se produce sobre la presa, este ascenso se manifiesta con una elevación de la superficie del agua sobre la misma. Este efecto se considera mediante la siguiente expresión USBR (1987):

$$h_2 = \frac{V^2 \cdot F}{62000 \cdot h_m}$$

Donde:

h_2 = es la altura de ascenso del agua, en metros.

V = es la velocidad del viento, en km/hora.

F = es el fetch, en kilómetros.

h_m = es la profundidad media del embalse, en metros.

62000 = factor de la ecuación.

$$h_m = \frac{\text{Volumen embalse}}{\text{Área}}$$

d).- Choque de las olas en la presa (“runup”).

Al llegar las olas a la presa, se produce un choque que genera otra sobre-elevación. El cálculo de este efecto, depende de la altura y la longitud de las olas formadas, así como de la pendiente del talud de aguas arriba de la presa. Se puede evaluar mediante la expresión:

$$h_3 = (0.6)(h_1)$$

e).- Asentamiento.

En los diques de tierra también se debe considerar su asentamiento, el cual debe ser calculado por el proyectista de la presa.

Finalmente, la altura total del borde Libre BL será:

$$B_L = h_1 + h_2 + h_3 + (\text{asentamiento})$$

2.5.4 Marco conceptual o terminología básica.

Está referido a la definición de términos más utilizados en el desarrollo del presente trabajo de investigación:

Ancho estable del cauce

Está determinado por la dimensión de la sección transversal del cauce de un río por la que circula el caudal sin que en dicha sección se produzca erosión y tampoco sedimentación. Es decir el ancho estable corresponde a una sección de equilibrio hidráulico. (Teran A. Ruben -1998)

Aliviadero o vertedero hidráulico

Es una estructura hidráulica destinada a permitir el pase, libre o controlado, del agua en los escurrimientos superficiales; siendo el aliviadero en exclusiva para el desagüe y no para la medición. Existen diversos tipos según la forma y uso que se haga de ellos, a veces de forma controlada y otras veces como medida de seguridad en caso de tormentas en presas. Generalmente se descargan las aguas próximas a la superficie libre del embalse, en contraposición de la descarga de fondo, la que permite la salida controlada de aguas de los estratos profundos del embalse. El aliviadero que el agua del embalse se vierta por la corona de la presa cuando se presenta la máxima avenida. (Rocha F. Arturo. 1998)

Balance hídrico en un embalse.

En un embalse, se representa por la siguiente expresión de la ley de conservación de la masa.

$$\Delta S = E_s + PA - E_{TA} - D - V_v - I - F$$

Donde:

ΔS : Cambio en el almacenamiento (L^3/T)

Es: Esguerrimiento superficial

P: Precipitación

A: Área de la presa de almacenamiento

E_T : Evaporación

D: Demanda

V_V : Volumen vertido

I: Infiltración

F: Filtraciones

Para cualquier embalse, la expresión mostrada anteriormente, representa un balance de masa entre las entradas, salidas y el cambio de almacenamiento producido dentro del vaso (Chow, 1969).

Bench Mark

Se refiere a la instalación de una red de puntos geodésicos de orden "C" en el sistema WGS 84, empleando el Sistema de Posicionamiento Global (GPS), Método Diferencial Estático post procesado tomando como base una Estación de Rastreo Permanente. (CHEREQUE M. Wendor. 2002)

Borde de río

En la sección transversal del cauce de un río el borde está determinado por el punto de quiebre entre el talud del cauce y la terraza superior plana o ribera del río. (Rocha F. Arturo. 1998).

Cauce de un río

Se define como el conducto o canal a través del cual circula el caudal o corriente de agua de un río. (Rocha F. Arturo. 1998).

Cauce principal de un río

Los ríos generalmente adoptan formas geométricas de acuerdo a su ubicación dentro de la cuenca que los contiene. A partir de la parte media de la cuenca hacia aguas abajo, los ríos

presentan ramales o bifurcaciones, dentro de ellas se denomina cauce principal a aquel por donde circula la mayor cantidad de corriente de agua aún en época de estiaje o vaciante. (Rocha F. Arturo. 1998).

Caudal

Viene a ser el volumen de agua por unidad de tiempo que circula a través de la sección transversal del cauce de un río o de un canal. Puede ser medido en litros por segundo (lts/seg) o metros cúbicos por segundo (m^3/seg). (Teran A. Ruben -1998).

Caudales máximos

Son los caudales que circulan a través de la sección transversal de un cauce en épocas de lluvias intensas. Son caudales cuyos valores superan ampliamente a los que comúnmente lleva el río en épocas no lluviosas. (Chereque M. Wendor. 2002).

Caudal de diseño

Viene a ser el caudal seleccionado, cuyo valor sirve como referencia para determinar el dimensionamiento o medidas de una estructura a emplazarse en el cauce de un río y a través de la cual va circular dicho caudal. Es función directa del período de retorno que se le asigne. (Teran A. Ruben -1998).

Cuenca

Viene a ser el espacio o territorio dentro del cual las aguas que caen por precipitación tienen un destino común donde se juntan y son drenadas y entregadas a otro curso de agua mayor. (Chereque M. Wendor. 2002).

Curva de nivel

Está determinada por la línea imaginaria que conforman todos los puntos de la superficie de un territorio que se encuentran a un mismo nivel de referencia. (Casanova M. Leonardo. 2002).

Hito

En topografía, viene a ser una referencia física permanente en el tiempo, generalmente construida de concreto donde se referencia o fija y posiciona un nivel altimétrico. (Casanova M. Leonardo. 2002).

Inundación

Son todos los procesos en los cuales una corriente permanente o no, se sale de su cauce normal, afectando los predios adyacentes, hasta un determinado nivel. La amenaza por este proceso la constituye un fenómeno mismo de la inundación producida por agua y/o material de arrastre, y/o la erosión producida por el socavamiento de los taludes laterales del cauce. (Fattorelli Sergio Y Fernandez Pedro 2011).

Lecho del río

En la sección transversal de un curso de agua, está representada por la parte inferior y casi horizontal que presenta el cauce. El lecho del río está limitado por el pie de los taludes que conforman el cauce. (Fattorelli Sergio Y Fernandez Pedro 2011).

Obra de toma

Es aquel elemento dentro del conjunto hidráulico (embalse) encargado de regular o dar salida al agua que se desea aprovechar del embalse. (Rocha F. Arturo. 1998).

Pendiente del cauce

Viene a ser la inclinación o desnivel que presenta el eje del cauce principal de un río a lo largo de su recorrido. El valor de la pendiente varía según el tramo del río se ubique en la parte alta, media o baja de la cuenca que lo contiene. Se considera como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel entre los extremos del tramo de un río, entre la longitud horizontal de dicho tramo. (Teran A. Ruben -1998).

Período de retorno

Generalmente expresado en años. Viene a ser el intervalo de tiempo **T** dentro del cual, un evento de magnitud **Q**, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez. (Chereque M. Wendor. 2002).

Probabilidad de ocurrencia

Si un evento igual o mayor a **Q**, ocurre una vez en **T** años, su probabilidad de ocurrencia **P**, es igual a **1/T** en **T** años. (Chereque M. Wendor. 2002). Así por ejemplo:

$$P = 1/T \text{ ó } T = 1/P$$

Ribera del río

Está determinada por el área adyacente al cauce de un río, la misma que se encuentra delimitada por el borde del mismo. El río presenta áreas ribereñas a ambos márgenes del cauce. (Rocha F. Arturo. 1998).

Riesgo de falla hidrológico

El concepto de riesgo siempre está asociado con el futuro, con posibilidades, con eventos que aún no han sucedido. El riesgo es una consecuencia natural de la incertidumbre y es inherente a todas las actividades humanas. En el boletín E02 de la ICOLD del año 2001 [23] se menciona entre las conclusiones: “no importa lo bien que una presa haya sido proyectada, construida, conservada y explotada: siempre hay un riesgo asociado con el almacenamiento de agua en un embalse”.

La probabilidad de que un evento Q ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocido como riesgo de falla hidrológico R y se representa de la siguiente manera:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Conocido el valor del riesgo R , es posible conocer las implicancias, de seleccionar un período de retorno dado de una obra hidráulica, que tendrá una vida útil de n años. (Fattorelli Sergio Y Fernandez Pedro 2011).

Rugosidad del cauce

Viene a ser la fuerza o resistencia que ofrecen las paredes que conforman el cauce de un río al paso de la corriente o flujo de agua. Su valor depende de la morfología del cauce, tipo de material que lo conforma, así como, de la presencia o no de vegetación. (Rocha F. Arturo. 1998).

Socavación

Se denomina socavación a la excavación profunda que experimenta el cauce de un río debido a la acción causada por la corriente de agua. La socavación, transforma o modifica la geometría de la sección transversal de un cauce. Se distinguen dos tipos de socavación, socavación general y socavación local. (Teran A. Ruben -1998).

Talud del cauce

Es la inclinación que presentan los lados laterales de la sección transversal del cauce de un río. (Teran A. Ruben -1998).

Talweg

Es la línea que une los puntos más profundos del lecho del cauce de un río. Es por donde la corriente de agua si la hay, siempre es más rápida. (Rocha F. Arturo. 1998).

Tirante de agua

Es la altura o profundidad que alcanza el agua en el cauce de un río. Se mide desde el lecho del cauce, hasta la superficie libre o pelo de agua. (Rocha F. Arturo. 1998).

Tirante de diseño

Viene a ser la altura o profundidad que alcanza el agua en el cauce de un río y que corresponde a un caudal máximo cuyo valor ha sido previamente seleccionado. (Teran A. Ruben -1998).

Vaso en un embalse

Es la parte del valle que, inundándose, contiene el agua embalsada. (Fattorelli Sergio Y Fernandez Pedro 2011).

Volumen útil de un embalse

Es el volumen del reservorio que está disponible para su uso en generación de energía, irrigación, control de avenidas u otro propósito. No incluye el volumen de agua durante el tránsito de una avenida y que está por encima de la cresta del aliviadero. El Volumen útil es el volumen total menos el volumen inactivo y el volumen muerto. (Rocha F. Arturo. 1998).

Volumen inactivo de un embalse

Es el volumen del reservorio medido desde el punto más bajo del conducto de descarga hasta el nivel mínimo de operación. (Rocha F. Arturo. 1998).

Volumen muerto de un embalse

Es el volumen ubicado por debajo del punto más bajo de descarga que exista en el embalse. Es el volumen ocupado por los sedimentos transportados por el agua y el tiempo que tarda en colmarse dicho volumen nos da la vida útil del embalse. (Fattorelli Sergio Y Fernandez Pedro 2011).

Volumen de control de avenidas en un embalse

Es la parte del volumen útil usada específicamente para este fin. (Rocha F. Arturo. 1998).

Volumen de sobre elevación en crecidas en un embalse

Volumen comprendido entre el nivel normal de operación y el nivel máximo de crecidas. Este volumen sólo es ocupado durante las avenidas y debe luego descargar libremente por el aliviadero. (Rocha F. Arturo. 1998).

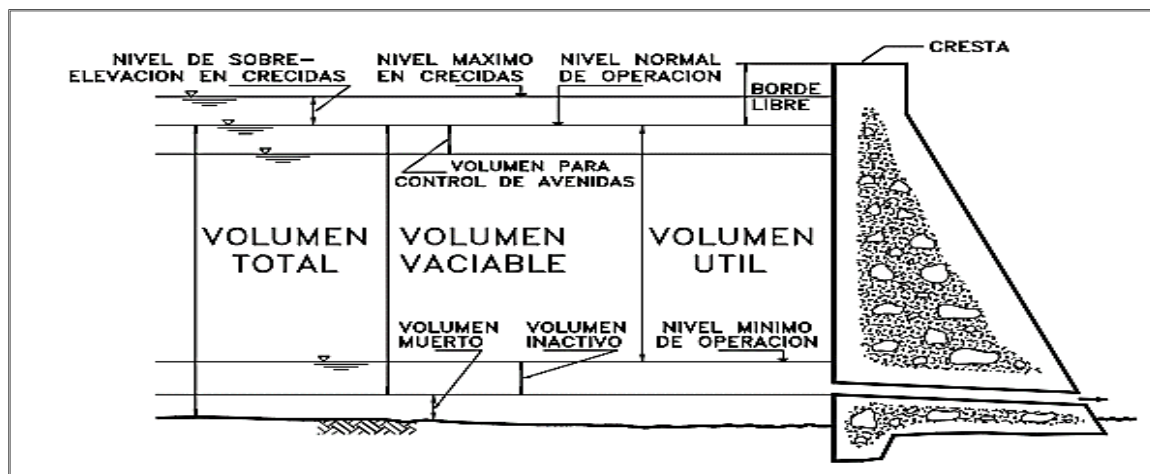


Figura 8. Niveles de un embalse. (Fuente: Introducción a la Hidráulica Fluvial, Arturo Rocha Felices).

Vertedor de demasías de un embalse

La obra de excedencias deberá diseñarse para el gasto máximo de descarga, y a la avenida que se utilice se le llamará “avenida de proyecto”. En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de proyecto es la máxima avenida probable, es decir, la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente y punto determinado que se elija.

Los vertedores, con descarga libre, pueden ser estructuras de pared gruesa o delgada, un vertedor de cimacio, para fines de diseño hidráulico, se considera como vertedor de pared delgada donde la cresta se ajusta a la forma de la vena líquida de salida. (Ven Te Chow. 1983)

Scimemi E., realizó una serie de experimentos tendientes a definir el perfil de aguas, en zonas alejadas de la cresta, y propuso la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{H_0} = 0.5 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.85}$$

Donde:

H_0 = Carga de diseño, m.

x, y = Coordenadas de un sistema cartesiano con origen en la arista superior del vertedor de cresta delgada, y sentidos positivos de los ejes hacia la derecha y hacia arriba respectivamente.

Las coordenadas del cimacio tipo Creager para una carga de 1 m son multiplicadas por la carga de diseño para la avenida máxima obtenida en el estudio hidrológico tal como se presenta en el Cuadro N° 9. Sin embargo, y dado un margen de seguridad, para cargas menores de 1.0 m se recomienda utilizar las coordenadas correspondientes a la carga unitaria.

Cuadro 9

COORDENADAS DEL PERFIL CIMACIO TIPO CREAGER PARA UNA CARGA DE H = 1.00 m			
X(m)	Y (m)	X (m)	Y(m)
0.0	0.126	1.4	0,565
0.1	0.036	1.7	0,870
0.2	0.007	2.0	1.220
0.3	0.000	2.5	1.960
0.4	0.007	3.0	2.820
0.6	0.060	3.5	3,820
0.8	0.142	4.0	4,930
1.0	0.257	4.5	6.220
1.2	0.397		

2.5.5 Marco histórico

Los seres humanos han almacenado y distribuido el agua durante siglos. En la época en que el hombre era cazador y recolector el agua utilizada para beber era agua del río. Cuando se producían asentamientos humanos de manera continuada estos siempre se producen cerca de lagos y ríos. Cuando no existen lagos y ríos las personas aprovechan los recursos de agua subterráneos que se extrae mediante la construcción de pozos.

Cuando la población humana comienza a crecer de manera extensiva, y no existen suficientes recursos disponibles de agua, se necesita buscar otras fuentes diferentes de agua.

Los romanos, fueron los mayores arquitectos de construcción de redes de distribución de agua que ha existido a lo largo de la historia. Ellos, utilizaban recursos de aguas subterráneas, ríos, y agua de escorrentía para su aprovisionamiento. Los romanos construyeron presas para el almacenamiento y retención artificial del agua. El agua de mejor calidad y por lo tanto el más popular era el agua proveniente de las montañas.

El primer sistema de suministro de agua potable a una ciudad completa fue construido en Paisley, Escocia, alrededor del año 1804 por Jhon Gibb.

En 1806, en París, empieza a funcionar la mayor planta de tratamiento de agua. El agua era sometida a un proceso de sedimentación durante doce horas antes de su filtración. Los filtros consistían en arena y carbón y su capacidad era de seis horas.

En 1827, el inglés James Simplón construye un filtro de arena para la purificación del agua. Hoy en día, todavía se considera el primer sistema efectivo utilizado con fines de salud pública.

La actual escasez de agua dulce en el mundo, alcanza a nuestro país, donde tenemos el 77% de los glaciares tropicales más grandes del mundo, que alimentan gran parte de nuestros ríos costeros, cuyas aguas son utilizadas por el 60% de la población urbana. Precisamente por esta razón seríamos uno de los países más afectados con el cambio climático y el incremento de la temperatura, causantes del proceso de deglaciación que se inició en los años 80. Uno de los ríos peruanos más afectado, sería el Mantaro, que tiene sus nacientes en el nevado Huaytapallana y de la Laguna Junín, origen del glacial. Este río alimenta a la central hidroeléctrica Mantaro, que genera aproximadamente el 40% de la energía eléctrica del país y alimenta al 70% de la industria nacional que está concentrada en Lima. Esta ciudad, con una población de cerca de 8.50 millones de habitantes es considerada una de las mega ciudades de América Latina y por tanto una de las ciudades gran consumo de agua, sin embargo, la escasa precipitación anual en su ámbito costero, hace que se use agua principalmente del río Rímac. Uno de los problemas de este río, con origen en la cordillera de los Andes, es de régimen irregular durante el año, en el cual en época de verano, solo se alimenta de agua proveniente de glaciares. Esta situación ha motivado que en las últimas dos décadas el estado peruano hay invertido grandes cantidades de dinero en la construcción de grandes obras de infraestructura hidráulica para la derivación, captación, conducción, tratamiento, almacenamiento y distribución de agua para satisfacer la demanda de esta gran ciudad.

En el Perú, se han construido a la fecha un total de 77 presas para almacenamiento de agua, destacando por el tamaño: Poechos, Gallito Ciego, Tinajones, etc. Estos embalses de agua, se han construido esencialmente para los siguientes casos: riego de terrenos con fines agrícolas, afianzamiento hídrico de centrales hidroeléctricas, uso en agua potable y uso mixto. Par poder lograr estos embalses artificiales se construyen presas de tierra o concreto, normalmente en el curso de un río o quebrada.

La región San Martín, actualmente a pesar de contar con recursos hídricos, los servicios de abastecimiento de agua potable en las principales ciudades, el servicio es discontinuo, es decir, no satisface las 24 horas del día, hecho que limita su desarrollo socioeconómico.

Las ciudades de Tarapoto, morales y La Banda de Shilcayo, cuentan con una infraestructura hidráulica de abastecimiento de agua muy antigua, data desde los años 80 y en mal estado de operatividad, pues el crecimiento acelerado de sus poblaciones ha incrementado la demanda de agua, sin embargo, poco se ha hecho a la fecha, para incrementar la oferta de agua mediante la ampliación de infraestructura moderna y adecuada. En los dos últimos años el Proyecto Especial Huallaga Central y Bajo Mayo ha desarrollado el Estudio a Nivel de perfil y Factibilidad del proyecto de Ampliación y mejoramiento del sistema de abastecimiento para estas ciudades, considerando en su planteamiento hidráulico captar agua del río Cumbaza por gravedad, así como, a través de una estación de bombeo del río Mayo y de esta manera satisfacer la demanda de agua mediante un caudal total de 770 lts/seg. De allí la necesidad existente de estudiar una alternativa que permita a corto plazo atender la demanda por gravedad a través de dos micro embalses en el río Cumbaza, con la finalidad de almacenar agua durante los meses de mayor precipitación Enero – Abril para luego utilizarla en época de menores precipitaciones, esto sin perjudicar a los usuarios de agua ya establecidos con anterioridad.

2.6 Hipótesis a demostrar.

La hipótesis a demostrar, es la siguiente:

El estudio preliminar de los recursos hídricos en el río Cumbaza, permitirá establecer una alternativa técnica de aprovechamiento para uso poblacional de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, mediante la instalación de un micro embalse, garantizando el abastecimiento continuo de agua potable a sus poblaciones.

CAPÍTULO III

MATERIAL Y MÉTODOS

3.1 Materiales

3.1.1 Recursos humanos.

Los recursos humanos empleados en el desarrollo del presente trabajo de investigación, son los siguientes:

- 01 Tesista (trabajos de campo y gabinete).
- 01 Asesor (Asesoramiento y guía durante el desarrollo de todo el trabajo de investigación).
- 01 técnico especialista en mecánica de suelos (trabajos de muestreo y laboratorio).
- 02 obreros de campo (trabajos de topografía y Mecánica de suelos).
- 01 asistente, bachiller en ingeniería civil (procesamiento de información de campo).
- 01 digitadora de texto (redacción de Informe Final de tesis).

3.1.2 Recursos materiales.

Los recursos materiales empleados en el desarrollo del presente trabajo de investigación, son los siguientes:

- Planos de la Carta Nacional a escala 1/100,000.
- Planos satelitales del Google Earth.
- Documentos de información hidrológica adquiridos del Senamhi – San Martín.
- Libros referidos a temas de Hidrología, hidráulica y abastecimiento de agua para uso poblacional.
- Papel A-4, tinta, papel para planos tamaño A-1.

3.1.3 Recursos de equipos.

Los recursos equipos empleados en el desarrollo del presente trabajo de investigación, son los siguientes:

- 01 GPS.
- 01 Wincha de 50 metros.

- 01 Wincha de 5 metros.
- 01 Estación total con kit completo.
- 01 Equipo de cómputo e impresora.
- 01 Plotter.
- 01 laboratorio de Mecánica de suelos.
- 01 Camioneta WD - 4x4

3.2 Metodología.

3.2.1 Universo muestra y población.

Por las características del estudio, estamos ante un universo muestral donde tanto la población como la muestra de estudio están representadas por la población beneficiaria actual (156,620 habitantes) de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, la misma que nos ha permitido el cálculo de la población de diseño y en base a ello determinar la demanda de agua del proyecto.

3.2.2 Sistema de variables.

El sistema de variables, es el siguiente:

Dependiente	Dimensionamiento hidráulico del Embalse	Se tendrá en consideración lo establecido el Manual de diseño de presas pequeñas del ICOLD.	Longitud de presa.	m
			Altura de presa.	m
			Dimensionamiento de aliviadero de demasías	m
			Obras de toma	m ²

3.2.3 Diseño experimental de la investigación.

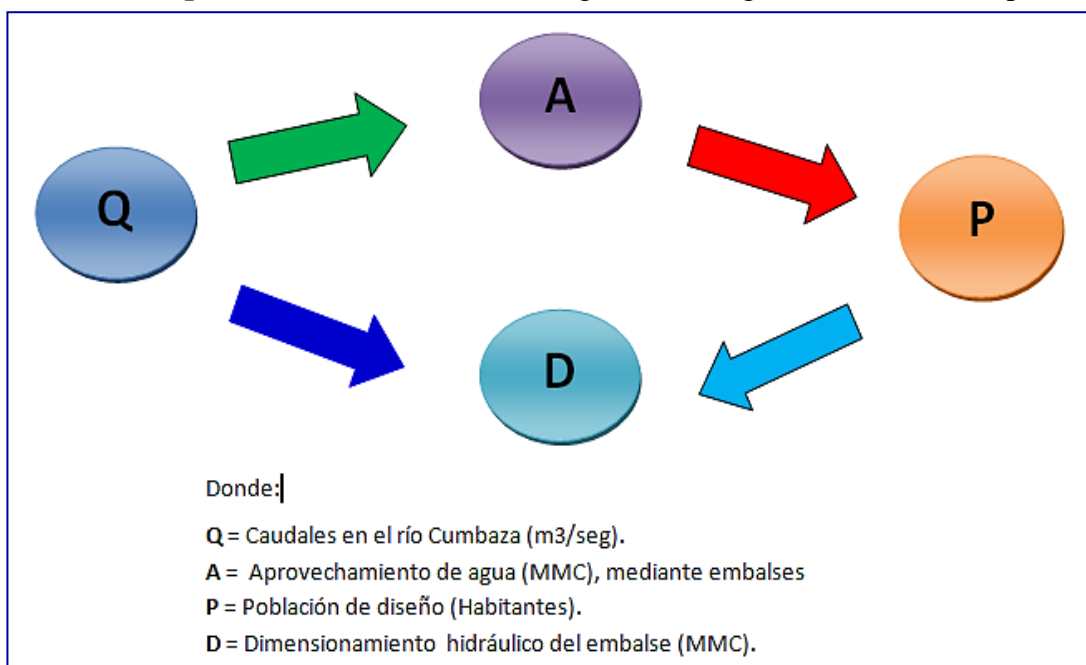
Formulada la hipótesis, corresponde visualizar la manera práctica de cubrir los objetivos y obtener la información para probar la hipótesis, lo cual implica desarrollar un diseño y aplicarlo al contexto particular de la investigación, de la siguiente manera:

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Indicadores	Escala de medición
Independiente	Estudio topográfico.	Se aplicarán en campo el método taquimétrico y en gabinete los software AIDC NS y el AutoCAD Land.	Pendiente del cauce.	m/m
			Secciones transversales del cauce.	m
			Área de embalse	m ²
	Estudio hidrológico	Se aplicarán métodos estadísticos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.	Caudales máximos.	m ³ /seg
			Tirantes de agua.	m
			Volúmenes de embalse	m ³
	Estudio Hidráulico	Se aplicarán teorías de la hidráulica fluvial.	Fuerza tractiva.	KN/m ²
			Gradiente hidráulica.	m/m
			Velocidad de flujo.	m/seg
			Socavación general.	m
			Socavación local	m
			Sedimentación en el embalse	m ³

Tipo de diseño: No experimental, no se manipularán variables de experimento.

Temporalidad: Transversal. La información se procesará en un solo período de tiempo.

Diseño descriptivo: Es de relación causal, siguiendo el siguiente marco conceptual.



3.2.4 Diseño de instrumentos de investigación.

El diseño de los instrumentos de investigación, tiene fines investigativos y procede mediante explicaciones teórico-prácticas sobre los instrumentos de recolección de datos e información, sus características y actividades implicadas con su elaboración y aplicación.

Como ya se han identificado, conceptualizado y operacionalizado las variables consideradas y definidos los indicadores, así como también el tipo y diseño de la investigación y la muestra adecuada al problema de estudio, la siguiente etapa del proceso consiste en recolectar los datos e informaciones pertinentes. Por lo tanto el diseño de los instrumentos queda definido como se presenta a continuación:

Fuentes	Tipo de investigación	Técnicas
Primarias:	Campo	Observación del lugar, medición con wincha, toma de fotografías, toma de muestras de suelos, medición traza de aguas máximas.
Información recabada directamente de la realidad asumida en la más alta concepción (configuración del cauce del río Cumbaza en el lugar de ubicación de cada uno de los embalses proyectados)		
Secundarias:	Documental	<ul style="list-style-type: none"> - Análisis de contenidos. - Resumen analítico. - Elaboración de cuadros. - Elaboración de planos. - Elaboración de cálculos.
Información recopilada: <ul style="list-style-type: none"> - Planos Carta Nacional a escala 1/100 - Información pluviométrica SENAMHI. - Información hidrométrica SENAMHI. - Información censal INEI. - Textos de hidrología e hidráulica. - Internet. 		

Una vez establecido la vinculación entre los tipos de investigación y las técnicas, es pertinente señalar también la existencia de la relación entre las técnicas y los instrumentos. En este sentido, a continuación se muestra un cuadro que evidencia dicha relación, en este caso vinculada a la investigación de campo.

Técnica	Tipo	Instrumento
Observación	Participante	<ul style="list-style-type: none"> - Diario de campo. - Libreta topográfica. - Libreta de mecánica de suelos

3.2.5 Procesamiento de la información.

El procesamiento de información implica el uso de técnicas estadísticas que facilitan el manejo de los datos obtenidos.

Para el procesamiento de la información, se ha recopilado la información obtenida del SENAMHI y otras fuentes.

En lo que respecta a la información pluviométrica e hidrométrica, se han aplicado métodos estadísticos de procesamiento de datos, como son Gumbel Tipo I, Log Pearson Tipo III, ambos para el cálculo de avenidas máximas. El método del Bureau Of Reclamation, para el cálculo de caudales medios mensuales, el método de Meyer Peter para el cálculo del transporte de sedimentos.

Toda la información procesada se presenta en cuadros y en gráficos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Estudio hidrológico.

4.1.1 Descripción general de la cuenca colectora.

La cuenca colectora, está determinada por parte de toda la cuenca del río Cumbaza, es decir, comprende desde sus nacientes hasta el punto de aforo, donde se ubica la Estación HLG – Cumbaza, donde se registran los caudales que ocurren o se presentan en el río Cumbaza.

4.1.2 Principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca colectora Cumbaza, hasta la estación HLG Cumbaza.

Los parámetros hidrofisiográficos identificados en la cuenca colectora (área, perímetro, factor de forma, índice de Gravelius, pendiente de la cuenca y del cauce principal así como densidad de drenaje) fueron identificados utilizando información de la Carta Nacional de la zona del proyecto obtenidos de la imagen satelital, para finalmente obtener el relieve representado por las curvas de nivel.

Área y Perímetro

A nivel de Cuenca Colectora (comprendida hasta el punto donde se encuentra instalada la Estación HLG – CUMBAZA, en el río del mismo nombre) tiene un área de 181.220 km² y un perímetro de 71.120 km, los cuales la clasifican como una cuenca colectora mediana.

Índice de factor de forma (F)

El índice de forma expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud. Además, si una cuenca tiene un F menor que otra, existe menor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea sobre toda su área. En ese sentido el cálculo de la relación mencionada anteriormente dio como resultado un valor de “F” igual a **0.143** a la Cuenca Colectora Cumbaza.

Índice de compacidad o de Gravelius (Kc.)

Si el valor del Kc es igual a 1.0, la cuenca será de forma circular, y valores mayores a 1.0 de forma alargada. Las cuencas de forma alargada, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta hidrológica que se presenta en el río, y para la Cuenca Colectora Cumbaza es igual a **1.479** lo que indica que tiene la forma es ligeramente alargada.

Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica de la cuenca en un rectángulo de igual perímetro, convirtiendo las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor, siendo éstos la primera y la última curva de nivel. La Cuenca Colectora Cumbaza se representa como un rectángulo de 29.350 Km de lado mayor y 6.165 Km de lado menor.

Pendiente de la cuenca

El análisis de la pendiente de una cuenca, es uno de los factores físicos que controla el tiempo del flujo sobre el terreno, infiltración, contribución en las aguas subterráneas, e influye en la magnitud de las avenidas o crecidas. La Cuenca Colectora Cumbaza, hasta el punto de interés, presenta una pendiente aproximada de 6.515%.

Pendiente del cauce

Según el plano topográfico, el perfil longitudinal del cauce del río Cumbaza, presenta variaciones en cada tramo a lo largo de todo su recorrido, el cual tiene una declividad la pendiente promedio del cauce es de 0.054, es decir, 5.40% influyendo en la capacidad de erosión y transporte de sedimentos tanto grueso de arrastre, como fino en suspensión.

Red de drenaje y orden de corrientes

La red de drenaje es un sistema de cauces por el cual fluyen los escurrimientos superficiales, sub superficial y subterráneos, de manera temporal o permanente. El orden de corrientes es una clasificación que refleje el grado de ramificación dentro de una cuenca, asignando el orden uno a las más pequeñas o las que no tienen ramificaciones, orden dos a las que solo tienen ramificaciones de primer orden, orden tres a los que tienen ramificaciones de orden dos o menores, etc. El análisis de la cuenca indica que la red de drenaje adopta la forma dendrítica, donde las corrientes de primer orden son las que predominan en la cuenca tanto en longitud como en número de corrientes, seguido de las de segundo orden y tercer orden.

Densidad de drenaje (Dd)

Teniendo presente que la longitud total de los cauces dentro de la Cuenca Colectora Cumbaza a nivel de punto de interés es de 112.50 km y el área total de drenaje de 181.22 km², se estimó que la Dd es igual a 0.619 Km/Km².

A continuación, en el Cuadro N° 10. Se presenta una hoja resumen de los valores de los diferentes parámetros de la cuenca colectora Cumbaza.

Cuadro 10

Parametros geomorfologicos cuenca colectora ubicación HLG – Cumbaza

Estudio Preliminar para el Aprovechamiento de Agua con fines de uso Poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, mediante la instalación de un Micro embalse en el río Cumbaza, Provincia de San Martín– Región San Martín						
PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS CUENCA COLECTORA CUMBAZA						
LUGAR		DISTRITO		PROVINCIA		
MORALES - TARAPOTO - LA BANDA DE SHILCAYO		MORALES, TARAPOTO Y LA BANDA DE SHILCAYO		SAN MARTIN		
CUENCA COLECTORA RIO CUMBAZA (Hasta Estación HLG-Cumbaza)						
PARAMETROS		UNIDAD	NOMENCLATURA	VALORES		
Superficie total de la cuenca		Km ²	At	181.220		
Perímetro		Km	P	71.120		
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad		$Kc = 0.28 P/[(At)^{1/2}]$	1.479	
		FACTOR DE FORMA	Longitud de cauce Principal	Km	Lb	35.630
	Ancho medio		Km	Am = At/Lb	5.086	
	Factor de Forma			Ff = At/Lb ²	0.143	
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	$L = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	29.395
			Lado Menor	Km	$l = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	6.165
SISTEMA DE DRENAJE	ORDEN DE DRENAJE	LONGITUD TOTAL		Km	Orden 1	66.150
				Km	Orden 2	18.180
				Km	Orden 3	27.820
				Km	Orden 4	0.000
	NUMERO DE CAUCES PARA CADA ORDEN DE DRENAJE				Orden 1	28.000
					Orden 2	11.000
					Orden 3	17.000
					Orden 4	0.000
	Longitud total de los ríos de diferente orden		Km	Lt	112.150	
	Número de ríos según su orden			Rn	56.000	
Longitud de cauces principales		Km	Lr	112.150		
Densidad de drenaje		Km/Km ²	Dd = Lt/At	0.619		
Relación de Bifurcación			Rb = Rn/(Rn+1)	0.982		
Extensión media para cada orden		Km	Es = At / (4 Lt)	0.404		
Frecuencia de los Ríos		r/Km ²	Fr = Rn / At	0.309		
Altura mínima de la cuenca		m.s.n.m.	Ht	285.000		
Altura máxima de la cuenca		m.s.n.m.	Hm	2200.000		
Pendiente del cauce principal		m/m	S	0.054		
Pendiente de la cuenca		%	Ip = (100*)(Hm - Ht)/L	6.515		

4.1.3 Ubicación y demarcación de la unidad hidrográfica donde se ubica el punto de captación del recurso hídrico.

El ámbito territorial de los distritos de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, se encuentra ubicado en la unidad hidrográfica de la cuenca del Cumbaza. Constituida por el río Cumbaza, como eje principal, siendo sus afluentes principales por la margen izquierda, el río Cachiyacu, el río Shilcayo y las quebradas Ahuashiyacu y Pucayacu y por la margen derecha la quebrada Shupishiña. El caudal de estos cuerpos de agua son muy variables durante todo el año y dependen de la intensidad y frecuencia de las lluvias que ocurren dentro de la cuenca. Así mismo el cambio climático está generando variación en la

intensidad y temporalidad de las precipitaciones, reportándose meses de sequía y precipitaciones no acordes a los registros históricos.

Cuadro 11

Unidad Hidrográfica de la Cuenca del Cumbaza

CUENCAS	ha.	%
Microcuenca del Cumbacillo	2345	4,11
Microcuenca Yuracillo	421	0,74
Microcuenca Atunquebrada	471	0,82
Microcuenca Curiyacu	909	1,59
Microcuenca Cachiyacu	1683	2,95
Micricuenca Maquihui	1272	2,23
Microcuenca Sedanillo	833	1,46
Microcuenca del Shilcayo	3417	5,98
Microcuenca del Ahuashiyacu	3575	6,26
Microcuenca del Pucayacu	6219	10,89
Microcuenca del Shucshuyacu	2883	5,05
Microcuenca del Chunchiwi	884	1,55
Microcuenca Poloponta	737	1,29
Microcuenca del Incato	728	1,27
Microcuenca del Shupishiña	9768	17,10
Otros	20975	36,72
TOTAL CUENCA DELCUMBAZA	57,120	100

Fuente: Mezo ZEE Cumbaza 2007

4.1.3.1 Cuenca colectora para el Micro embalse.

La cuenca colectora del Micro embalse, está determinada por la porción de área de la cuenca del río Cumbaza comprendida desde sus nacientes hasta el punto donde se ubica el eje de presa del embalse.

Los parámetros hidrofisiográficos identificados en la cuenca colectora (área, perímetro, factor de forma, índice de Gravelius, pendiente de la cuenca y del cauce principal así como densidad de drenaje) fueron identificados utilizando información de la Carta Nacional de la zona del proyecto obtenidos de la imagen satelital, para finalmente obtener el relieve representado por las curvas de nivel. En el Cuadro 1,2 se presenta el valor de cada uno de los parámetros hidrofisiográficos.

Cuadro 12

Parámetros geomorfológicos cuenca colectora Cumbaza en ubicación micro embalse

Estudio Preliminar para el Aprovechamiento de Agua con fines de Uso Poblacional en Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, mediante la instalación de un Micro embalse en el Río Cumbaza, Provincia de San Martín – Región San Martín						
PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS CUENCA COLECTORA CUMBAZA						
LUGAR		DISTRITO		PROVINCIA		
MORALES - TARAPOTO - LA BANDA DE SHILCAYO		MORALES, TARAPOTO Y LA BANDA DE SHILCAYO		SAN MARTIN		
CUENCA COLECTORA N°2 - RIO CUMBAZA						
PARAMETROS		UNIDAD	NOMENCLATURA	VALORES		
Superficie total de la cuenca		Km ²	At	122.550		
Perímetro		Km	P	56.580		
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad		$Kc = 0.28 P / [(At)^{1/2}]$	1.431	
		FACTOR DE FORMA	Longitud de cauce Principal	Km	Lb	22.580
	Ancho medio		Km	Am = At/Lb	5.427	
	Factor de Forma			Ff = At/Lb ²	0.240	
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	$L = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	22.950
			Lado Menor	Km	$l = \frac{K \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right]$	5.340
SISTEMA DE DRENAJE	ORDEN DE DRENAJE	LONGITUD TOTAL		Km	Orden 1	53.820
				Km	Orden 2	17.020
				Km	Orden 3	14.770
				Km	Orden 4	0.000
	NUMERO DE CAUCES PARA CADA ORDEN DE DRENAJE				Orden 1	22.000
					Orden 2	9.000
					Orden 3	12.000
					Orden 4	0.000
	Longitud total de los ríos de diferente orden		Km	Lt	85.610	
	Número de ríos según su orden			Rn	43.000	
	Longitud de cauces principales		Km	Lr	85.610	
Densidad de drenaje		Km/Km ²	Dd = Lt/At	0.699		
Relación de Bifurcación			Rb = Rn/(Rn+1)	0.977		
Extensión media para cada orden		Km	Es = At / (4 Lt)	0.358		
Frecuencia de los Ríos		r/Km ²	Fr = Rn / At	0.351		
Altura mínima de la cuenca		m.s.n.m.	Ht	490.000		
Altura máxima de la cuenca		m.s.n.m.	Hm	2200.000		
Pendiente del cauce principal		m/m	S	0.076		
Pendiente de la cuenca		%	Ip = (100*)(Hm - Ht)/L	7.451		

4.1.4 Información pluviométrica disponible.

La información pluviométrica disponible, es la registrada por el Senamhi – Tarapoto.

Se dispone de registros de precipitación total mensual en mm, de las Estación Tarapoto durante el período 1998 -2012, tal como se presenta en el **Cuadro N° 13**.

Cuadro 13*Precipitación total mensual estación Tarapoto*

ESTACION: CO "TARAPOTO"

Latitud : 06° 28'
 Longitud : 76° 22'
 Altura : 356 m.s.n.m.



Departamento : SAN MARTIN
 Provincia : SAN MARTIN
 Distrito : TARAPOTO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN (mm.)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1998	83.0	95.0	108.0	152.0	90.0	112.0	40.0	48.0	125.0	137.0	47.3	71.5	1108.8
1999	213.4	163.4	194.9	69.8	220.1	70.5	49.0	49.3	43.9	52.7	168.5	119.4	1414.9
2000	118.3	130.9	93.2	181.7	58.0	55.1	57.7	92.4	177.0	50.2	42.5	139.1	1196.1
2001	81.6	112.9	131.6	357.0	142.7	47.3	140.6	66.0	96.8	121.8	71.3	221.2	1590.8
2002	19.5	100.5	89.5	167.9	52.4	61.3	146.5	24.0	18.9	93.6	102.6	94.6	971.3
2003	169.0	167.1	177.7	131.2	106.2	99.7	36.7	41.0	70.2	155.4	97.7	200.6	1452.5
2004	24.8	154.3	82.9	64.8	137.6	89.3	84.5	104.4	76.4	99.8	119.6	169.4	1207.8
2005	56.2	153.1	145.7	185.5	44.8	118.9	35.2	15.9	77.0	150.5	228.4	21.9	1233.1
2006	151.6	145.7	107.9	151.3	59.7	53.3	144.1	14.8	41.4	144.5	193.0	84.6	1291.9
2007	121.5	34.4	278.9	119.3	138.7	21.8	91.5	104.2	106.0	104.9	211.8	50.1	1383.1
2008	96.8	192.8	155.6	100.7	81.6	103.2	19.0	40.5	103.4	83.5	85.5	49.7	1112.3
2009	154.5	158.8	168.5	244.4	117.1	128.5	53.6	95.7	132.5	99.3	108.0	101.4	1562.3
2010	71.7	156.2	113.7	254.7	103.7	64.7	17.9	70.2	43.9	100.5	207.5	116.2	1320.9
2011	84.4	53.3	270.7	135.2	125.1	179.2	93.3	27.1	68.0	90.4	183.2	164.8	1474.7
2012	193.7	125.1	175.3	298.4	125.1	87.1	59.1	14.3	95.5	137.3	59.3	223.3	1593.5

NOTA: LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 13 de enero del 2014


 Ing. M. Sc.  Huamán Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

Así mismo, se dispone de información pluviométrica registrada en la Estación CO San Antonio, tal como se presenta en el Cuadro 14.

Cuadro 14*Precipitación total mensual Estación San Antonio*

ESTACION: CO SAN ANTONIO

Latitud : 06° 25'
 Longitud : 76° 25'
 Altura : 430 m.s.n.m.



Departamento : SAN MARTIN
 Provincia : LAMAS
 Distrito : SAN ANTONIO

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL EN (mm.)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
2001	133.5	147.7	235.0	417.1	316.7	106.7	231.1	77.8	167.0	232.4	109.1	288.8	2460.9
2002	54.5	162.5	136.5	183.9	135.4	59.1	269.1	36.1	49.8	190.0	144.3	178.8	1619.8
2003	179.9	173.4	358.0	244.8	174.3	178.9	90.1	86.7	120.8	133.7	158.6	321.0	2220.2
2004	78.1	205.5	203.5	92.5	167.0	185.7	187.3	171.1	109.6	252.7	210.0	79.5	1960.5
2005	76.0	354.5	250.5	268.9	91.6	131.4	88.7	19.0	117.1	224.1	221.9	63.6	1907.3
2006	246.7	176.1	191.3	150.1	119.3	189.1	112.8	81.9	110.1	216.3	140.7	99.3	1835.7
2007	185.0	12.5	280.6	373.4	243.7	26.2	138.5	63.3	168.6	153.4	209.4	93.9	1946.5
2008	87.8	197.8	154.6	105.8	117.1	164.3	78.3	75.6	248.9	152.0	114.9	75.2	1572.3
2009	178.7	243.1	189.3	321.2	218.1	157.5	83.3	184.4	158.7	118.7	175.7	160.5	2199.2
2010	99.7	171.0	127.8	299.1	144.1	111.4	45.7	55.8	50.8	140.0	135.3	133.0	1513.7
2011	117.6	72.4	259.1	167.8	214.3	223.8	137.2	65.6	165.0	230.0	390.5	176.7	2220.0
2012	220.8	84.2	266.6	264.7	140.6	92.7	73.4	34.2	99.1	183.0	121.2	254.2	1834.9
2013	222.5	168.9	235.8	152.2	235.2	123.2	94.2	126.2	177.3	103.7	225.0	139.0	2003.2
PROM	144.5	168.6	222.2	234.0	179.8	134.6	125.4	83.7	133.9	179.2	181.3	158.6	1945.7

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014


 Ing. M.Sc.  Huamán Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

También, se dispone de información de Precipitación Máxima en 24 horas, registradas en las Estaciones CO Tarapoto y CO San Antonio, registrada durante los períodos 1998 – 2012.

En el Cuadro 15, se presenta la información registrada en la Estación CO Tarapoto


Cuadro 15


Precipitación máxima en 24 horas Estación Tarapoto

ESTACION: CO "TARAPOTO"													
Latitud : 06° 28'				Departamento : SAN MARTIN									
Longitud : 76° 22'				Provincia : SAN MARTIN									
Altura : 356 m.s.n.m.				Distrito : TARAPOTO									
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MENSUAL EN (mm.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1998	26.0	29.0	74.0	72.0	48.0	49.0	10.0	15.0	60.0	37.0	10.6	32.3	74.0
1999	79.3	42.5	32.4	16.9	54.5	17.5	27.9	23.0	11.3	17.3	48.8	23.0	79.3
2000	27.5	34.2	15.6	34.7	30.2	12.6	17.5	52.6	82.5	19.4	24.2	30.3	82.5
2001	16.2	32.0	35.0	75.9	40.3	13.8	40.6	21.3	24.3	60.8	30.0	42.2	75.9
2002	9.3	30.0	14.8	39.8	12.5	43.6	38.3	7.1	5.8	32.3	27.5	20.7	43.6
2003	74.0	37.0	54.6	33.1	37.6	27.5	17.8	18.0	18.0	84.5	40.2	52.2	84.5
2004	15.8	64.2	24.0	26.2	48.1	30.7	25.7	25.6	28.2	33.2	46.2	59.9	64.2
2005	15.9	33.7	48.8	44.0	22.4	26.8	16.3	15.5	26.0	45.0	71.0	9.3	71.0
2006	38.5	44.5	41.5	52.0	39.0	17.3	113.3	7.0	18.5	39.2	74.0	28.0	113.3
2007	37.0	7.5	48.0	21.0	45.4	16.5	60.0	46.2	45.2	37.8	63.5	18.5	63.5
2008	25.6	91.0	27.5	51.0	25.6	24.0	9.3	10.4	38.0	17.4	18.0	15.3	91.0
2009	29.4	49.0	28.0	35.5	36.5	47.0	9.1	25.0	31.5	18.4	25.5	42.0	49.0
2010	32.2	62.4	17.6	72.8	31.6	40.6	6.1	44.5	23.9	27.7	98.4	47.8	98.4
2011	42.4	11.8	63.2	51.9	31.5	65.2	49.2	9.8	21.6	24.6	49.2	35.5	65.2
2012	71.7	35.6	53.1	100.5	40.8	28.8	20.0	8.3	31.2	40.2	15.6	82.4	100.5

NOTA: LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 13 de enero del 2014




 Ing. M. Sc. Felba Huamán Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

En el Cuadro 16, se presenta la información registrada en la Estación CO San Antonio.


Cuadro 16

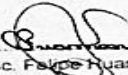
Precipitación máxima en 24 horas Estación San Antonio

ESTACION: CO "SAN ANTONIO"													
Latitud : 06° 25'		Departamento : SAN MARTIN											
Longitud : 76° 25'		Provincia : SAN MARTIN											
Altura : 430 m.s.n.m.		Distrito : SAN ANTONIO											
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS MENSUAL EN (mm.)													
ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1998	31.6	30.6	28.0	64.4	43.2	49.8	41.6	31.0	71.6	64.2	51.6	36.6	71.6
1999	42.4	43.6	54.6	21.8	70.6	26.8	30.8	20.0	27.2	27.4	51.2	75.0	75.0
2000	32.0	30.2	35.4	48.2	18.6	32.8	17.0	30.0	80.3	24.2	29.2	40.0	80.3
2001	24.2	48.1	47.0	94.5	90.5	50.5	66.6	29.5	35.5	69.6	33.7	58.8	94.5
2002	14.5	26.5	38.0	30.8	39.8	41.3	93.7	8.5	14.6	61.2	32.0	48.2	93.7
2003	83.6	46.2	80.5	41.0	36.0	37.0	35.0	45.5	27.2	46.5	43.0	60.5	83.6
2004	46.2	73.5	41.0	10.0	57.0	45.4	57.2	48.0	27.0	45.0	48.2	26.2	73.5
2005	16.0	60.0	47.5	45.0	25.2	25.2	39.5	19.0	45.5	50.2	58.0	19.7	60.0
2006	50.2	41.5	45.0	54.2	37.0	56.7	53.7	30.2	30.2	60.7	40.5	45.2	60.7
2007	60.2	5.5	47.8	51.0	49.5	9.5	58.0	32.1	58.5	21.0	49.0	28.5	60.2
2008	31.0	103.5	34.0	40.0	34.0	39.2	33.5	22.2	56.1	43.5	46.5	20.2	103.5
2009	42.3	55.6	31.7	75.0	64.5	42.0	17.8	69.0	35.0	18.0	45.2	89.2	89.2
2010	55.2	68.1	15.6	76.0	43.6	28.0	15.8	28.0	16.0	52.7	51.1	42.4	76.0
2011	39.0	17.0	49.0	42.2	64.4	81.2	84.4	27.4	39.2	62.7	90.5	70.8	90.5
2012	57.3	14.9	66.7	34.5	35.0	19.0	23.2	22.0	20.7	34.4	40.4	79.0	79.0

NOTA: LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 13 de enero del 2014




 Ing. M. Sc. Felipe Huamán Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

4.1.5 Información hidrométrica disponible.

La información hidrométrica disponible, es de Caudales medios mensuales en m³/seg, y caudales máximos instantáneos registrados en la Estación HLG – CUMBAZA, en el Sector Metovado, así como los caudales diarios captados en la bocatoma Cumbaza para uso agrario.

4.1.5.1 Caudales históricos registrados en la Estación HLG - Cumbaza.

En el **Cuadro 17**, se presenta la información hidrométrica de caudales promedio mensual (m³/seg) registrada en la Estación HLG-Cumbaza por el SENAMHI durante el período 2001-2013. En cuanto a esta información, es preciso indicar que los valores no representan la totalidad de los caudales medios mensuales, ya que aguas arriba de esta estación, en la bocatoma de la Irrigación Cumbaza se capta agua para uso agrario.

Cuadro 17*Caudal promedio mensual (m³/seg) Estación HLG – Cumbaza*

ESTACION: HLG CUMBAZA


Latitud : 06° 26'
Longitud : 76° 23'
Altura : 285 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN
Provincia : SAN MARTIN
Distrito : MORALES

CAUDAL PROMEDIO MENSUAL (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	6.824	4.965	10.844	18.798	20.269	5.889	5.231	2.251	4.386	4.349	5.390	10.740	99.936
2002	2.026	5.118	5.419	8.108	6.275	3.009	7.572	2.684	3.526	5.757	7.339	5.322	62.155
2003	4.456	2.582	8.356	7.679	7.280	7.336	3.105	2.691	2.273	2.973	3.009	8.688	60.428
2004	0.951	1.849	2.243	2.166	3.406	2.833	2.838	2.355	1.729	2.879	3.944	1.906	29.099
2005	1.431	2.178	6.637	8.910	4.387	4.924	3.023	0.892	1.099	7.609	8.767	0.511	50.368
2006	4.455	4.607	6.319	5.141	0.722	2.242	1.704	1.585	0.734	4.741	7.664	3.451	43.365
2007	6.464	0.607	5.419	7.249	9.429	0.832	1.242	0.991	3.092	5.438	7.991	2.867	51.621
2008	3.584	8.217	6.072	4.609	1.747	5.832	0.890	0.525	4.151	2.836	2.431	1.675	42.569
2009	5.053	6.504	8.047	11.222	9.333	5.301	2.921	1.020	5.200	2.648	2.845	1.727	61.821
2010	0.743	5.030	2.039	11.032	5.734	1.702	2.422	0.349	0.166	1.415	2.531	3.180	36.343
2011	0.814	0.971	6.368	4.516	4.021	7.384	5.500	2.701	7.616	10.355	16.277	10.582	77.105
2012	14.790	6.393	16.647	20.479	13.490	4.960	3.272	1.239	2.083	4.869	2.220	8.930	99.372
2013	13.396	8.257	15.928	10.377	15.031	7.836	6.200	8.137	11.191	6.383	10.418	5.072	118.226
PROM	4.999	4.406	7.718	9.253	7.779	4.622	3.532	2.109	3.634	4.789	6.217	4.973	64.031

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014




 Ing. M.Sc. Felipe Huaman Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

Así, mismo se dispone de información hidrométrica referida a caudales máximos instantáneos en m³/seg, registrados también en la Estación HLG – Cumbaza, durante el período 2001 – 2013.

En el **Cuadro 18**, se presenta la información hidrométrica registrada por el SENAMHI.

Cuadro 18*Caudales máximos instantáneos (m³/seg) Estación HLG - Cumbaza*

ESTACION: HLG CUMBAZA


Latitud : 06° 26'
Longitud : 76° 23'
Altura : 285 m.s.n.m.


Departamento : SAN MARTIN
Provincia : SAN MARTIN
Distrito : MORALES

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m3/seg.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM
2001	34.758	95.588	89.929	678.819	952.247	114.822	43.940	33.834	34.906	38.298	183.012	162.197	205.196
2002	83.250	34.889	73.962	41.618	154.787	53.367	96.780	23.817	55.044	57.593	46.970	50.926	64.417
2003	210.700	185.665	33.952	37.789	80.621	62.951	39.407	75.249	24.707	20.755	31.035	211.740	84.548
2004	5.699	46.769	19.734	42.787	100.435	12.983	23.232	58.039	12.163	41.339	44.757	21.101	35.753
2005	39.885	69.839	124.972	77.347	57.440	64.550	91.677	3.856	45.314	93.961	141.290	3.006	67.761
2006	137.093	65.506	123.562	55.384	15.158	52.498	221.990	56.665	19.758	145.416	185.523	52.498	94.254
2007	113.217	6.442	116.254	78.808	177.676	8.337	57.828	26.866	76.665	18.398	85.732	88.104	71.186
2008	61.160	255.459	170.551	105.216	28.916	107.529	12.617	17.819	57.287	53.660	32.977	38.807	78.500
2009	88.273	88.273	75.078	228.594	224.926	75.078	55.459	75.078	151.737	29.575	86.000	40.339	101.534
2010	29.627	82.778	20.507	287.391	47.071	23.071	59.022	5.013	2.733	43.386	97.460	115.805	67.822
2011	38.989	36.463	71.155	25.994	38.993	156.000	85.469	20.510	68.260	56.421	360.773	164.816	93.654
2012	338.113	46.359	462.915	217.359	176.090	64.097	23.798	8.411	54.486	169.052	16.285	273.394	154.197
2013	326.529	82.815	123.959	55.934	219.135	98.267	34.415	133.193	152.668	71.419	179.885	70.070	129.024
PROM	115.946	84.373	115.887	148.695	174.884	68.735	65.049	41.412	58.125	64.559	114.746	99.446	95.988

NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLOGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPOSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 23 abril del 2014




 Ing. M.Sc. Felipe Huaman Solís
 DIRECTOR REGIONAL
 SENAMHI - SAN MARTIN

4.1.5.2 Caudales históricos captados en bocatoma Cumbaza para uso agrario.

La Junta de Usuarios de agua de riego Tarapoto, desde el año 1998 a la fecha, registra un control diario de agua captada en bocatoma para uso agrario. Estos registros (que se presentan en el Anexo) han sido procesados y se ha obtenido un caudal medio mensual, el mismo que se presenta en el siguiente Cuadro 19.

Cuadro 19

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m3/seg) CAPTADOS EN BOCATOMA CUMBAZA PARA USO AGRARIO												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2008	2.314	2.154	2.188	2.139	2.223	2.209	2.209	2.239	2.387	2.299	2.107	2.306
2009	2.187	2.168	1.613	1.415	1.640	1.618	1.884	1.863	2.080	2.001	2.129	2.156
2010	2.264	2.113	2.092	1.747	1.883	2.040	2.067	2.056	2.071	1.953	1.862	2.001
2011	2.221	2.279	1.901	1.803	2.181	2.142	2.070	2.166	2.187	2.117	1.921	2.066
2012	2.096	2.057	1.872	2.052	1.570	2.032	2.126	2.234	2.210	1.948	2.196	2.143
2013	2.181	2.268	2.197	1.998	2.247	2.119	2.214	2.131	2.670	2.430	2.171	2.250
2014	2.333	2.240	1.938	1.969	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAL	15.596	15.279	13.801	13.123	11.744	12.160	12.570	12.689	13.605	12.748	12.386	12.922
Mínimo	2.096	2.057	1.613	1.415	1.570	1.618	1.884	1.863	2.071	1.948	1.862	2.001
Promedio	2.228	2.183	1.972	1.875	1.957	2.027	2.095	2.115	2.268	2.125	2.064	2.154
Máximo	2.333	2.279	2.197	2.139	2.247	2.209	2.214	2.239	2.670	2.430	2.196	2.306

Fuente: Junta de Usuarios Tarapoto – Elaboración propia.

4.1.6 Análisis y tratamiento de la información pluviométrica e hidrométrica.

El análisis de la información pluviométrica e hidrométrica es complejo y muy difícil de predecir. El tiempo atmosférico nos habla del estado de las variables atmosféricas, de un determinado lugar, en un momento determinado. El clima informa sobre esas mismas variables, promedio, en el mismo lugar, pero en un periodo temporal mucho más largo. La evaluación de las variables climáticas y meteorológicas darán como resultado los caudales estimados necesarios para efectuar el balance hídrico respectivo.

4.1.6.1 Disponibilidad hídrica.

La disponibilidad hídrica del río Cumbaza que puede ser aprovechable para el proyecto, se ha calculado en función a los caudales medios mensuales registrados en la Estación HLG – Cumbaza, operada por el Senamhi y ubicada aguas abajo del emplazamiento del micro embalse. Para ello, ha sido necesaria la aplicación del Factor de Cuenca (Fc).

Factor de cuenca.

Al no disponer de registros de caudales medios mensuales en los puntos de interés (lugar de emplazamiento del micro embalses), se ha procedido a transferir los caudales desde la Estación HLG-Cumbaza, hasta el punto de interés, en este caso el Embalse, aplicando el factor de cuenca F_c .

Tenemos el valor del área (181.220 km^2) de la cuenca colectora Cumbaza, hasta la estación HLG y el área (0.000 Km^2) de cuenca hasta el lugar de ubicación del Embalse.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

Factor de cuenca: F_c .

$$F_c = \text{Área } C_2 / \text{Área } C_1$$

Donde:

Área C_1 = Área de cuenca mayor – Cuenca Colectora Cumbaza igual a 181.220 Km^2 .

Área C_2 = Área de cuenca menor – Cuenca Embalse igual a 122.550 Km^2 .

Por lo tanto $F_c = 0.68$

4.1.6.2 Caudales medios mensuales.

En cuanto a caudales medios mensuales, se tiene a nivel de estación HLG-Cumbaza, registrados por el Senamhi y los proyectados a nivel de punto de interés en la ubicación del micro embalse.

4.1.6.2.1 Caudales medios mensuales totales en el río Cumbaza.

Los caudales medios mensuales totales en el río Cumbaza, se han calculado en el punto de la Estación HLG-Cumbaza, para lo cual ha sido necesario sumar a los caudales medios mensuales registrados en esta estación, los caudales medios captados en la Bocatoma de la Irrigación Cumbaza.

Cuadro 20

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m3/seg) TOTALES RIO CUMBAZA A NIVEL DE ESTACIÓN HLG - CUMBAZA												
PUNTO AFORO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
ESTACIÓN HLG-CUMBAZA	4.999	4.406	7.718	9.253	7.779	4.622	3.532	2.109	3.634	4.789	6.217	4.973
BOCATOMA IRRIGACION CUMBAZA	2.228	2.183	1.972	1.875	1.957	2.027	2.095	2.115	2.268	2.125	2.064	2.154
TOTAL CAUDAL MEDIO	7.227	6.589	9.690	11.128	9.736	6.649	5.627	4.224	5.902	6.914	8.281	7.127

Fuente: Senamhi -Junta de Usuarios Tarapoto – Elaboración propia

4.1.6.2.2 Caudales medios mensuales río Cumbaza en zona de emplazamiento Micro embalse.

No existe registro de aforos en el punto de interés, por lo que ha sido necesario generar caudales medios mensuales en el río Cumbaza mediante el empleo de datos de precipitación mensual registrados por el Senamhi en la Estación CO San Antonio. Se ha aplicado el método del Bureau Of Reclamation, para lo cual ha sido necesaria la caracterización de la cuenca colectora.

Los caudales, se presentan en el Cuadro 21.

Cuadro 21

CAUDALES MEDIOS MENSUALES (m³/seg) GENERADOS RIO CUMBAZA A NIVEL DE MICRO EMBALSE												
PUNTO DE INTERES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
MICRO EMBALSE	4.408	6.237	9.149	8.130	6.850	5.363	4.346	2.472	5.613	7.361	6.899	4.664
TOTAL CAUDAL MEDIO	4.408	6.237	9.149	8.130	6.850	5.363	4.346	2.472	5.613	7.361	6.899	4.664

Fuente: Senamhi - Elaboración Propia

4.1.6.2.3 Disponibilidad de agua a nivel mensualizado en la zona de estación HLG – Cumbaza.

Una vez realizado el cálculo del valor de los caudales medios mensuales, se ha realizado el cálculo de los caudales disponibles mensuales de agua, restando a los caudales medios mensuales el caudal ecológico, que es el 10% de dicho caudal en cumplimiento a lo establecido por la ANA. Los valores de los caudales disponibles a nivel mensual, en la estación HLG – Cumbaza, se presentan en el siguiente Cuadro 22.

Cuadro 22

CAUDALES DISPONIBLES (m³/seg) EN EL RIO CUMBAZA EN ZONA DE ESTACION HLG - CUMBAZA												
CAUDAL	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
CAUDAL MEDIO MENSUAL (m³/seg)	7.227	6.589	9.69	11.128	9.736	6.649	5.627	4.224	5.902	6.914	8.281	7.127
CAUDA ECOLOGICO (m³/seg)	0.722	0.658	0.969	1.112	0.973	0.664	0.562	0.422	0.59	0.691	0.828	0.712
CAUDAL DISPONIBLE (m³/seg)	6.505	5.931	8.721	10.016	8.763	5.985	5.065	3.802	5.312	6.223	7.453	6.415

Caudal ecológico: 10% de caudal medio mensual según la ANA Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, la disponibilidad hídrica mensualizada en el río Cumbaza, en la zona de la Estación HLG - CUMBAZA, se presenta en el Cuadro 23.

Cuadro 23

DISPONIBILIDAD HIDRICA MENSUAL (m ³ /seg) RIO CUMBAZA EN ESTACIÓN HLG - CUMBAZA											
MESES											
ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
6.505	5.931	8.721	10.016	8.763	5.985	5.065	3.802	5.312	6.223	7.453	6.415

4.1.6.2.4 Disponibilidad de agua a nivel mensualizado en la zona de emplazamiento Micro embalse.

Al no existir registro de aforos en el lugar de emplazamiento del micro embalse, se han calculado la disponibilidad mensual de agua trasladando los caudales medios mensuales aforados en la estación HLG-Cumbaza aplicando el método del Factor de cuenca y luego, restando el caudal ecológico exigido por el ANA. En el Cuadro 24 se presentan los caudales mensualizados.

Cuadro 24

CAUDALES DISPONIBLES (m ³ /seg) EN EL RIO CUMBAZA EN ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE MICRO EMBALSE												
CAUDAL	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Caudal Estación HLG-Cumbaza (m ³ /seg)	7.227	6.589	9.690	11.128	9.736	6.649	5.627	4.224	5.902	6.914	5.281	7.127
Factor de cuenca	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
Caudal en emplazamiento Micro Embalse (m ³ /seg)	4.914	4.481	6.589	7.567	6.620	4.521	3.826	2.872	4.013	4.702	5.631	4.846
Caudal ecológico (m ³ /seg)	0.491	0.448	0.659	0.757	0.662	0.452	0.383	0.287	0.401	0.470	0.563	0.485
CAUDAL DISPONIBLE (m³/seg)	4.423	4.032	5.930	6,810	5.958	4.069	3.444	2.585	3.612	4.231	5.068	4.362

Fuente: Senamhi – Elaboración Propia

Caudal ecológico: 10% caudal medio mensual, según ANA

También, se han mensualizado los caudales en el punto de emplazamiento del Micro embalse, a partir de los caudales medios mensuales generados aplicando el método del Bureau Of Reclamation los mismos que se presentan en el Cuadro 25.

Cuadro 25

CAUDALES DISPONIBLES (m ³ /seg) EN EL RIO CUMBAZA EN ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE MICRO EMBALSE												
PUNTO DE INTERÉS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
MICRO EMBALSE N° 2 (Método Bureau Of Reclamation)	4.408	6.237	9.249	8.130	6.850	5.363	4.346	2.472	5.613	7.361	6.899	4.664
CAUDAL ECOLÓGICO (10%Q _m)	0.440	0.624	0.925	0.813	0.685	0.536	0.435	0.247	0.561	0.736	0.690	0.466
CAUDAL DISPONIBLE (m³/seg)	3.968	5.613	8.324	7.317	6.165	4.827	3.911	2.225	5.052	6.625	6.209	4.198

Los resultados obtenidos por ambos métodos, han sido graficados tal como se presentan en el Grafico 1.

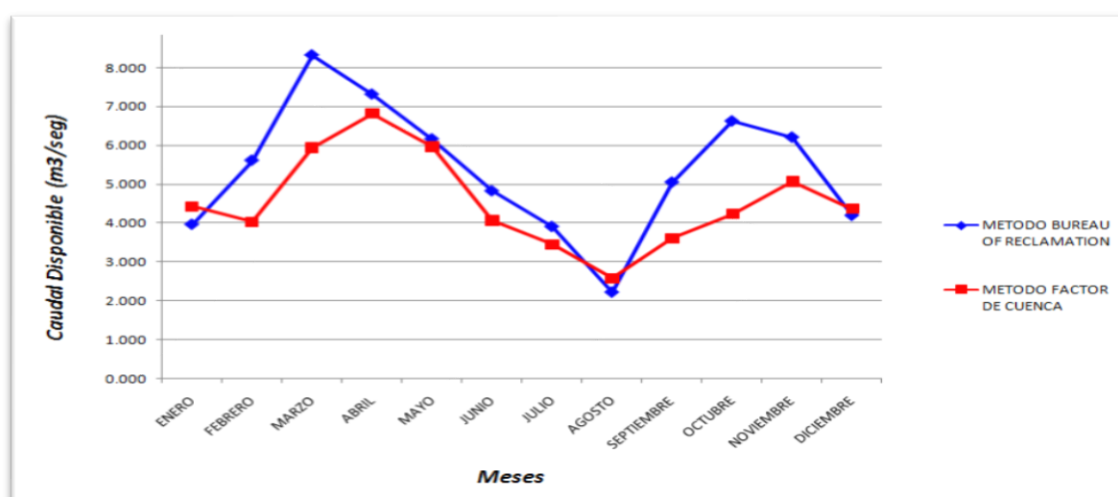


Gráfico 1. Caudales mensuales disponibles (m³/seg) río cumbaza zona de emplazamiento micro embalse N°2

Luego de un análisis se ha establecido que ambos métodos guardan una relación muy estrecha entre sí, por lo tanto el Caudal disponible mensual en el río Cumbaza a nivel de ubicación de Micro embalse, será el que corresponde al promedio de ambos, tal como se muestra en el Cuadro 25

Cuadro 25

CAUDALES MEDIOS MENSUALES DISPONIBLES (m ³ /seg) EN EL RIO CUMBAZA EN ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE MICRO EMBALSE												
MÉTODO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
POR FACTOR DE CUENCA	4.423	4.032	5.930	6.810	5.958	4.069	3.444	2.585	3.612	4.231	5.068	4.362
POR BUREAU OF RECLAMATION	3.968	5.613	8.324	7.317	6.165	4.827	3.911	2.225	5.052	6.625	6.209	4.198
SUMATORIA	8.391	9.645	14.254	14.127	12.123	8.896	7.355	4.810	8.664	10.856	11.277	8.560
CAUDAL MEDIO MENSUAL DISPONIBLE (m³/seg)	4.196	4.823	7.127	7.064	6.062	4.448	3.678	2.405	4.332	5.428	5.639	4.280

A continuación, se presenta el Grafico N° 2 donde se presenta la disponibilidad media mensual en m³/seg en el río Cumbaza a nivel de emplazamiento de Micro embalse.

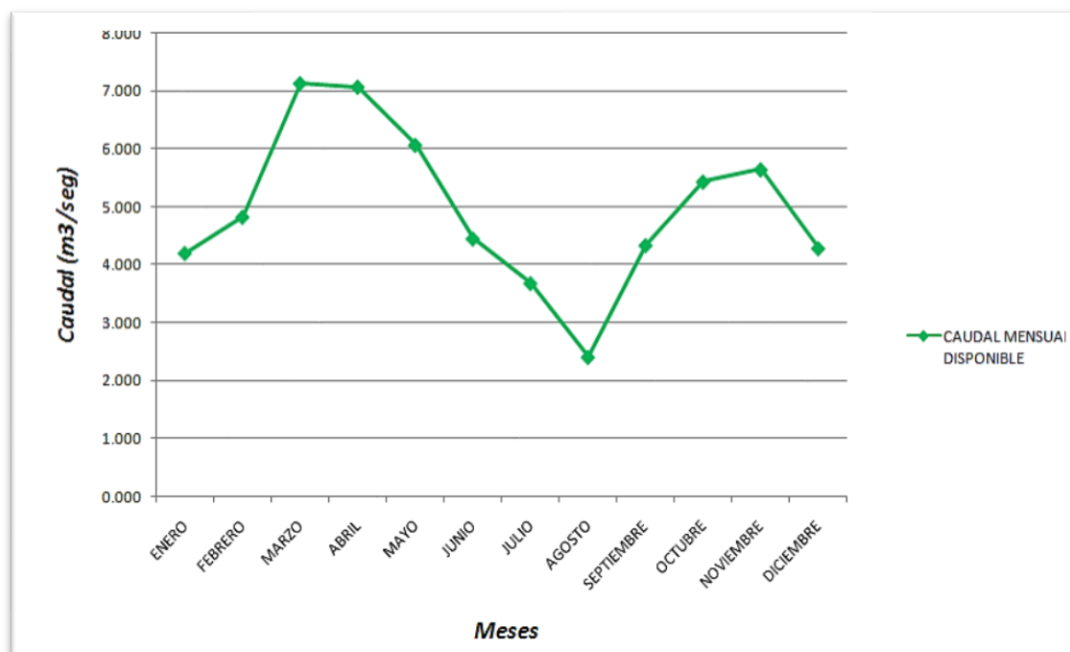


Gráfico 2. Caudales medios mensuales disponibles (m³/seg) río cumbaza zona de emplazamiento micro embalse

4.1.6.3 Análisis de máximas avenidas.

El análisis de máximas avenidas se ha realizado en función a la información de caudales máximos instantáneos registrados en la Estación HLG – Cumbaza, registrados durante el período 2001 – 2013, es decir para 13 años.

De acuerdo al número de datos, se van a aplicar los métodos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.

4.1.6.3.1 Cálculo de caudales máximos aplicando los métodos de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.

De la información registrada por el SENAMHI durante el período 2001 al 2013, se han seleccionado los valores mayores de Q_{max}, tal como se presenta en el siguiente Cuadro 26.

Cuadro 26

CAUDALES MAXIMOS (m³/seg) Estación HLG – Río Cumbaza	
AÑO	CAUDAL MÁXIMO (m³/seg)
2001	952.247
2002	154.787
2003	211.740
2004	100.435
2005	141.290
2006	185.523
2007	177.676
2008	255.459
2009	228.594
2010	287.391
2011	360.773
2012	462.915
2013	326.529

Aplicando el Método de Gumbel Tipo I, se llegó a determinar los caudales máximos instantáneos en el río Cumbaza (Estación HLG – Cumbaza) para diferentes períodos de retorno. Los valor de Qmax, se presentan en el siguiente Cuadro 27.

Cuadro 27

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m³/seg) RIO CUMBAZA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (Método Gumbel Tipo I)	
Estación: HLG CUMBAZA	RIO CUMBAZA
Período de Retorno (años)	CAUDAL MÁXIMO (m³/seg)
2	264.46
5	519.11
10	687.72
25	900.75
50	1058.79
100	1215.66
150	1,307.13
200	1371.96
250	1,422.21
300	1,463.24
350	1,497.93
400	1527.97
500	1578.17

Aplicando el Método de Log Pearson Tipo III, se llegó a determinar los caudales máximos instantáneos en el río Cumbaza (Estación HLG – Cumbaza) para diferentes períodos de retorno. Los valor de Qmax, se presentan en el siguiente Cuadro N° 28.

Cuadro 28

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS (m³/seg) RIO CUMBAZA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO (Método Log Pearson Tipo III)	
Estación: HLG CUMBAZA	RIO CUMBAZA
Período de Retorno (años)	CAUDAL MÁXIMO (m³/seg)
2	228.635
5	388.185
10	537.701
25	791.439
50	1038.776
100	1346.538
200	1729.366
500	2381.388

Haciendo un breve análisis, se aprecia que a partir de los 100 años, los valores de Qmax calculados por el método de Log Pearson Tipo III, se alejan de manera considerable de los valores extremos de Gumbel Tipo I. En tal sentido, los valores a ser utilizados en el cálculo del caudal de diseño, serán los calculados por el Método de Gumbel Tipo I.

4.1.6.3.2 Caudales máximos en el punto de interés – Micro embalse.

La estimación de caudales máximos en el lugar de emplazamiento del Micro embalse, se ha realizado aplicando el método del Factor de cuenca (Fc), para lo cual los caudales máximos determinados mediante la aplicación del método de Gumbel Tipo I, han sido multiplicados por el factor Fc.

Los caudales máximos para diferentes períodos de retorno, se presentan en el Cuadro 29.

Cuadro 29

CAUDALES MÁXIMOS (m3/seg) EN EL RIO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO MICRO EMBALSE			
PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL MAXIMO ESTACIÓN HLG – CUMBAZA (m3/seg)	FACTOR DE CUENCA (Fc)	CAUDAL MÁXIMO (m3/seg)
2	264.46	0.68	179.80
5	519.11	0.68	353.00
10	687.72	0.68	467.60
25	900.75	0.68	612.50
50	1058.79	0.68	720.00
100	1215.66	0.68	826.60
150	1,307.13	0.68	888.80
200	1371.96	0.68	932.90
250	1,422.21	0.68	967.10
300	1,463.24	0.68	995.00
350	1,497.93	0.68	1018.60
400	1527.97	0.68	1039.00
500	1578.17	0.68	1073.20

4.1.7. Caudal de diseño para las obras de embalse.

El caudal de diseño para las obras de embalse, se ha determinado en función a la vida útil de las estructuras de almacenamiento y el riesgo de falla hidrológico, teniendo en consideración la estructura principal del embalse que es la presa.

Conocidos la vida útil de la obra (presa), así como el riesgo hidrológico o riesgo de falla, se ha procedido el cálculo del período de retorno:

$$R = 0.10 \text{ (Nivel de seguridad 90\%).}$$

$$n = 20 \text{ años.}$$

Luego:

$$R = 1 - (1 - 1/Tr)^n$$

Donde:

R = Riesgo de falla hidrológico permitido.

Tr = Período de retorno en años.

n = Vida útil de la estructura.

Reemplazando valores, tenemos:

$$0.10 = 1 - (1 - 1/Tr)^{20}$$

Hechos los cálculos respectivos, se tiene que:

$$Tr = 190$$

Por lo tanto la demanda actual de agua calculada a nivel de emplazamiento de la Estación HLG - Cumbaza es de 4.432 m³/seg.

4.1.8.1 Uso y demanda actual de agua en la cuenca a nivel de emplazamiento del Micro embalse.

En la cuenca alta del río Cumbaza y aguas arriba de la sección propuesta para el emplazamiento del Micro embalse, existe una captación de agua de la quebrada Shuchshuyacu para el agua potable de la ciudad de Lamas, el caudal captado es de 0.022 m³/seg. Así mismo hacia aguas abajo del punto de interés, las demandas actuales de agua solo son las destinadas al uso agrario, las mismas que han sido calculadas a través del factor de cuenca. Ya no se considera el caudal de uso poblacional de la captación Cachiyacu, por encontrarse fuera del ámbito de influencia del punto de interés y de la cuenca colectora.

En el **Cuadro 31**, se presenta el uso actual del agua en la cuenca del río Cumbaza a nivel de punto de ubicación del Micro embalse. La demanda actual de agua es de 2.844 m³/seg.

Cuadro 31

USO Y/O DEMANDA ACTUAL DE AGUA (m ³ /seg) EN LA CUENCA DEL RIO CUMBAZA EN LA UBICACION DE EMPLAZAMIENTO DE MICRO EMBALSE												
USO	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
A. POBLACIONAL												
Captación Shuchshuyacu-SAP Lamas	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022
Captación Cahiyacu - SAP Tarapoto y Morales	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B. INDUSTRIAL												
No se tiene este uso en la cuenca	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C. AGRICOLA												
Canal Principal Cumbaza (F'c=0.68)	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380
Canal Cumbacillo/ El Trunfo (F'c=0.68)	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272
Canal Melchor (F'c=0.68)	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170
USO Y/O DEMANDA ACTUAL (m³/seg)	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844

4.1.8.2 Cálculo de la demanda futura de agua.

La demanda futura de agua estará conformada por el requerimiento de agua para uso poblacional que requiere el proyecto. En tal sentido, se tiene que realizar el cálculo de la demanda de agua en función al crecimiento poblacional en el horizonte.

4.1.8.2.1 Proyección de la demanda de agua potable.

Teniendo en consideración la población total proyectada, así como la dotación de agua per cápita, se ha proyectado la demanda de agua potable para el proyecto. En el Cuadro 32 se presenta la demanda de agua potable total del proyecto.

Cuadro 32

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO						
AÑO		POBLACION (Hab)	DOTACION (Lts/Hab/dia)	DEMANDA		
				Qp (Lts/seg)	Qmax diario (Lts/seg)	Qmax horario (Lts/seg)
2014	Base	156,619	250.00	453.18	589.13	815.72
2015	0	162,662	250.00	470.67	611.87	847.20
2016	1	168,980	250.00	488.95	635.63	880.10
2017	2	175,586	250.00	508.06	660.48	914.51
2018	3	182,493	250.00	528.05	686.46	950.49
2019	4	189,719	250.00	548.96	713.64	988.12
2020	5	197,279	250.00	570.83	742.08	1,027.49
2021	6	205,190	250.00	593.72	771.84	1,068.70
2022	7	213,469	250.00	617.68	802.98	1,111.82
2023	8	222,136	250.00	642.76	835.58	1,156.96
2024	9	231,211	250.00	669.01	869.72	1,204.23
2025	10	240,715	250.00	696.51	905.47	1,253.72
2026	11	250,669	250.00	725.32	942.91	1,305.57
2027	12	261,098	250.00	755.49	982.14	1,359.88
2028	13	272,025	250.00	787.11	1,023.24	1,416.79
2029	14	283,476	250.00	820.24	1,066.32	1,476.44
2030	15	295,479	250.00	854.98	1,111.47	1,538.96
2031	16	308,063	250.00	891.39	1,158.80	1,604.50
2032	17	321,258	250.00	929.57	1,208.44	1,673.22
2033	18	335,096	250.00	969.61	1,260.49	1,745.29
2034	19	349,610	250.00	1,011.60	1,315.08	1,820.89
2035	20	364,836	250.00	1,055.66	1,372.36	1,900.19

Por tanto, el valor de la demanda de agua será considerada para el último año del horizonte del proyecto, es decir, el valor que corresponde al año 2035, que es de 1,373 lts/seg.

4.1.9 Oferta actual de agua potable en el ámbito del proyecto.

El sistema actual de abastecimiento de agua de la ciudad de Tarapoto está conformado por dos sistemas de agua; uno está abastecido por la fuente de agua proveniente de la quebrada Cachiyacu y la Quebrada Shilcayo y el otro por las aguas de la Quebrada Ahuashicayu.

De la información proporcionada por Área de Producción de EMAPA SAN MARTIN S.A., la oferta de agua potable actual es de 343 lts/seg, tal como se presenta en el Cuadro 33.

Cuadro 33

Oferta actual de agua potable según Fuente

Fuente	Actual (lts/seg)
Shilcayo	120
Cachiyacu	145
Ahuashiyacu	78
Total	343

Fuente: EMAPA San Martín S.A.

4.1.9.1 Oferta de agua potable optimizada.

Según EMAPA San Martín SA, actualmente cuenta con dos estudios realizados por la empresa para optimizar la oferta de sus fuentes de agua potable siendo estos:

- Proyecto de “Construcción de Captación, Mejoramiento de Línea de Conducción y Pre-Tratamiento del Sistema de Agua Potable Ahuashiyacu - Banda de Shilcayo” con código SNIP 165386 se encuentra viable y con registro en la fase de inversión.
- Proyecto de “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Producción de Agua Cachiyacu y Construcción de Reservorio de 3250 M3 en la Sede Central de EMAPA SAN MARTIN S.A. – Tarapoto” con código SNIP 138815 se encuentra con perfil aprobado, actualmente está siendo desarrollada la factibilidad por EMAPA SAN MARTÍN.

A continuación se aprecia la capacidad de las fuentes existentes:

Fuente Río Shilcayo: La red hidrográfica de la micro cuenca del río Shilcayo se encuentra en la cordillera Escalera, con diferentes afluentes dan origen al río en mención, que finalmente descarga en el río Cumbaza. El río tiene una longitud aproximada de 13.39 Km., corre de Nor Este a Sur Oeste, divide la ciudad de Tarapoto con la Banda de Shilcayo.

La oferta disponible de la fuente según lo indicado por EMAPA SAN MARTIN S.A. es de 120 l/s.

Esta fuente ha sido considerada en el proyecto de “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Producción de Agua Cachiyacu y Construcción de Reservorio de 3250 M3 en la Sede Central de Emapa San Martin S.A. – Tarapoto” con código SNIP 138815.

Fuente Quebrada Cachiyacu: La red hidrográfica de la micro cuenca de la quebrada Cachiyacu se encuentra en la zona Nor Este de la cordillera Escalera por el sector San Antonio de Cumbaza, no se cuenta con estación hidrométrica. De la información proporcionada por la Oficina de Producción de EMAPA SAN MARTIN S.A., esta fuente presenta caudales máximos de más de 2000 lps en épocas de lluvias, caudales medios entre de 600 lps y 500 lps, y caudales mínimos de 350 lps en épocas de sequías. Esta fuente ha sido considerada en el proyecto de “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Producción de Agua Cachiyacu y Construcción de Reservorio de 3250 M3 en la Sede Central de Emapa San Martin S.A. – Tarapoto” con código SNIP 138815, según lo manifestado con la ejecución de este proyecto se espera obtener un caudal de 260 l/s ya que actualmente sólo se extrae 145 l/s.

Fuente Quebrada Ahuashiyacu: La red hidrográfica de la micro cuenca de la quebrada Ahuashiyacu se encuentra en la zona Sur Este Cordillera Escalera por el sector Cataratas de Ahuashiyacu, no se cuenta con estación hidrométrica. De la información proporcionada por Área de Producción de EMAPA SAN MARTIN S.A., esta fuente presenta caudales máximos mayores a 3000 lps en épocas de lluvias, caudales medios entre de 1000 l/s y 800 l/s, y caudales mínimos entre 300 a 400 l/s en épocas de estiaje; actualmente para consumo humano se obtiene de esta fuente 78 l/s. Esta fuente ha sido considerada en el proyecto de “Construcción de Captación, Mejoramiento de Línea de Conducción y Pre-Tratamiento del Sistema de Agua Potable Ahuashiyacu - Banda de Shilcayo” con código SNIP 165386, según lo manifestado con la ejecución de este proyecto, se espera obtener de dicha fuente para consumo humano un caudal de 120 l/s, ya que actualmente solo se extrae 78 l/s.

Por lo tanto las ofertas de agua disponible son las siguientes:

Cuadro 34

Oferta de agua de fuente optimizada

Fuente	Actual (l/s)	Optimización con Proyectos SNIP 165386 y SNIP 138815 (l/s)	Oferta de agua optimizada (l/s)
Shilcayo	120	000	120
Cachiyacu	145	115	260
Ahuashiyacu	78	42	120
Total	343	157	500

Fuente: EMAPA San Martín S.A.

Sin embargo, estos proyectos pueden como no tener financiamiento oportuno para su ejecución, en tal sentido en el presente proyecto no se ha considerado su aporte a la oferta de agua quedando solamente a nivel informativo.

1.1.10. Cálculo de la brecha.

La brecha, queda determinada por el valor de la demanda de agua potable proyectada menos la oferta actual optimizada, tal como se presenta en el Cuadro 35.

Cuadro 35
Cálculo de la brecha

Demanda proyectada (lts/seg)	Oferta de agua actual (lts/seg)	Brecha (lts/seg)
1,373	343	1,030
TOTAL		1,030

4.1.11. Balance hídrico, demanda hídrica total

4.1.11.1 Disponibilidad hídrica

La disponibilidad hídrica en la unidad hidrográfica colectora, está dada por los caudales medios mensuales menos el caudal ecológico establecido por la ANA.

En el Cuadro N° 36, se presenta la serie de descargas medias mensuales disponibles o también denominado oferta hídrica.

Cuadro 36

DISPONIBILIDAD HIDRICA MEDIA MENSUAL (m3/seg) RIO CUMBAZA EN UBICACIÓN DE EMPLAZAMIENTO MICRO EMBALSE											
MESES											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
4.196	4.823	7.127	7.064	6.062	4.448	3.678	2.405	4.332	5.428	5.639	4.280

4.1.10.2 Demanda hídrica total en situación actual y futura.

El proyecto de abastecimiento de agua potable tiene una demanda equivalente a un máximo de 1,372.36 lt/s, se redondea a 1,373 lts/seg, que se producirá en el último año del horizonte del proyecto. El sistema será diseñado para este caudal y operará

de manera permanente durante las 24 horas del día y los doce meses del año y se mantendrá durante toda su vida útil.

A continuación, en el Cuadro N° 37 se presenta el cálculo de la demanda de agua.

Cuadro 37

DEMANDA HÍDRICA EN SITUACIÓN ACTUAL Y FUTURA (lts/seg) RÍO CUMBAZA EMPLAZAMIENTO MICRO EMBALSE												
DEMANDA	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Actual (lts/seg)	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844	2,844
Futura Proyecto (Brecha) (lts/seg)	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030	1,030
TOTAL (lts/seg)	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874

4.1.10.3 Balance hídrico en situación actual y futura.

Con las disponibilidades medias mensuales y los caudales mensuales de la demanda de agua, se ha efectuado el balance hidrológico en situación actual, el cual se presenta en el Cuadro 38.

Cuadro 38

BALANCE HIDRICO SITUACION ACTUAL Y FUTURA (m3/seg) RIO CUMBAZA EN ESTACION DE HLG - CUMBAZA													
DESCRIPCIÓN	MESES												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	
Oferta Hidrica (m3/seg)	4,196	4,823	7,127	7,064	6,062	4,448	3,678	2,405	4,332	5,428	5,639	4,280	
Demanda actual y futura (m3/seg)	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	3,874	
BALANCE (m3/seg)	SUPERAVIT	0.322	0.949	3.253	3.190	2.188	0.574		0.458	1.554	1.765	0.406	
	DEFICIT							0.196	1.469				

Con la finalidad de establecer el Balance Hídrico teniendo en consideración la masa de agua mensual, tanto a nivel de oferta o disponibilidad, así como de la demanda, a continuación en el Cuadro N° 39, se presentan en metros cúbicos (M³).

Cuadro 39

BALANCE HIDRICO EN LA SITUACION ACTUAL Y FUTURA (M ³) RIO CUMBAZA EMPLAZAMIENTO DE MICRO EMBALSE														
DESCRIPCION	MESES												TOTAL L MMC	
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC		
OFERTA HIDRICA (M ³)	11,238,566	11,667,801	19,088,956	18,309,888	16,236,460	11,529,216	9,851,115	6,441,552	11,228,544	14,538,355	14,616,552	11,463,552	156,210	
DEMANDA HIDRICA ACTUAL Y FUTURA (M ³)	10,376,121	9,371,981	10,376,121	10,041,408	10,376,121	10,041,408	10,376,121	10,376,121	10,041,408	10,376,121	10,041,408	10,376,121	122,170	
BALANCE HIDRICO (M ³)	SUPERAVIT	962,445	2,295,820	8,712,835	8,268,480	5,860,339	1,487,808			1,187,136	4,162,234	4,547,880	1,087,431	34,04
	DEFICIT							525,006	3,934,569					

4.2. Estudio topográfico

4.2.1 Ubicación de los lugares de emplazamiento del Micro embalse.

Por la magnitud y tipo de proyecto, la topografía para la ubicación del emplazamiento de ambos micro embalse, fue determinada en planos cartográficos a curvas de nivel cada 50 metros de la Carta Nacional a escala 1/100,000.

De acuerdo a la cartografía de toda la cuenca del río Cumbaza, se realizó un análisis exhaustivo y de acuerdo a la configuración topográfica del cauce se ubicó la zona más estrecha o “boquillas” del embalse.

Una vez ubicadas las boquillas del embalse, de los planos cartográficos a escala 1/100,000 se obtuvieron planos a menor escala, de 1/5,000 con la finalidad de apreciar la topografía de detalle con curvas de nivel cada 100 metros. En el Anexo, se presenta el plano topográfico del Micro embalse.

4.2.2. Topografía del vaso del Micro embalse.

Una vez definida la ubicación del embalse, se procedió a analizar la configuración de las curvas de nivel con la finalidad de establecer si la zona ubicada inmediatamente aguas arriba de la boquilla del embalse tenía las condiciones topográficas para garantizar el almacenamiento de agua.

La topografía del vaso, presenta un área que se ubica desde los 470 a los 600 msnm, tal como se presenta en la Figura 9.

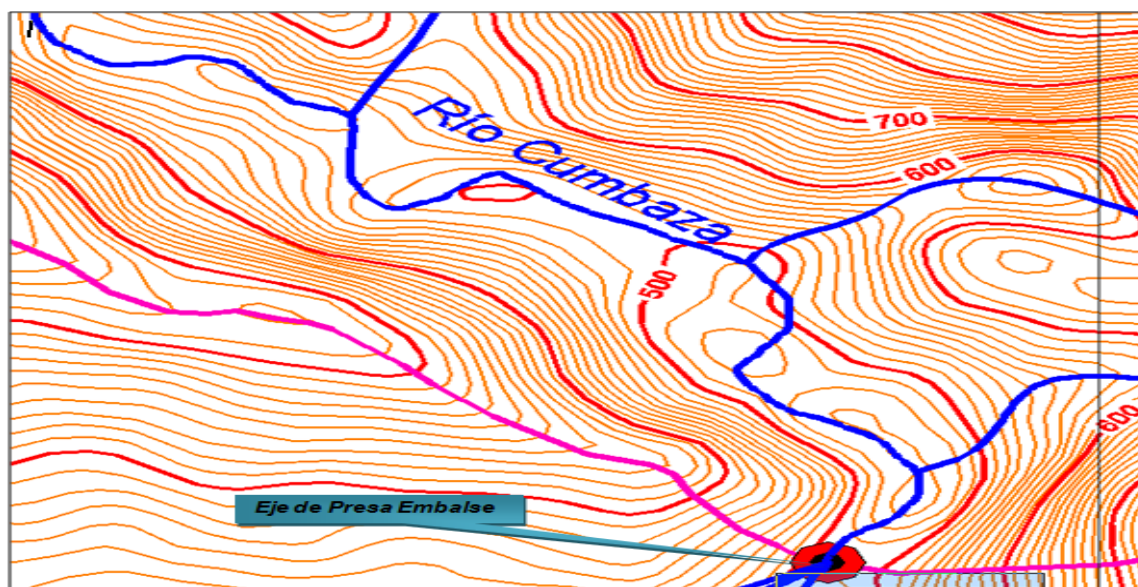


Figura 9. Topografía del vaso del micro embalse

4.2.3. Área del Micro embalse según cotas de terreno.

Teniendo en consideración la configuración morfológica del cauce del río Cumbaza, la misma que presenta una depresión en el lecho del cauce, la cota más baja del vaso es la 470.000 msnm, a partir de la cual se ha realizado la laminación de áreas teniendo en consideración las curvas de nivel cada 10.00 metros.

Sin embargo, es necesario precisar que el eje de la presa del embalse es ligeramente superior.

La laminación de áreas del vaso del embalse, es importante debido a que en función a ello, se determinará la capacidad del embalse y la altura de la presa. En el Cuadro 40, se presenta el área del embalse y volúmenes de embalse.

Cuadro 40

AREA DE MICRO EMBALSE SEGÚN COTAS DE TERRENO							
Nº	COTA n ₁ m.s.n.m	COTA n ₂ m.s.n.m	ÁREA (m ²)		AREA MEDIA (m ²)	Δh (m)	VOLUMEN DE EMBALSE (m ³)
			CURVA n ₁	CURVA n ₂			
1	470	480	16,650.19	85,994.58	51,322.39	10.00	513,223.85
2	480	490	85,994.58	166,774.75	126,384.67	10.00	1,263,846.65
3	490	500	166,774.75	254,273.59	210,524.17	10.00	2,105,241.70
4	500	510	254,273.59	382,611.33	318,442.46	10.00	3,184,424.60
5	510	520	382,611.33	502,316.51	442,463.92	10.00	4,424,639.20
6	520	530	502,316.51	668,300.62	585,308.57	10.00	5,853,085.65
TOTAL							17,344,461.65

4.3. Estudio hidráulico.

4.3.1. Morfología del cauce del río Cumbaza en los lugares de emplazamiento del Micro embalse.

El cauce del río Cumbaza, en la zona de emplazamiento del micro embalse, presenta la siguiente morfología.

- a. **En el eje de presa o boquilla**, el cauce presenta una especie de estrangulamiento en lo que respecta a la sección transversal debido a que las laderas de los cerros de ambas márgenes se acercan entre sí, hecho que favorece la menor longitud de la presa y por tanto un menor costo.
- b. **En el Vaso**, la morfología en planta del río Cumbaza, presenta una leve sinuosidad, sin embargo, la disposición topográfica es muy favorable para el almacenamiento de agua, ya que presenta curvas de nivel cerrada y una menor pendiente longitudinal, lo que permite una mayor capacidad de embalsamiento.

4.3.2. Pendiente del cauce del río Cumbaza en los lugares de emplazamiento del Micro embalse.

La pendiente del cauce del río Cumbaza en el tramo de emplazamiento del micro embalse es $S = 0.076$. El valor se ha calculado dentro de los parámetros hidrofisiográficos de la cuenca colectora.

4.3.3. Rugosidad del cauce del río Cumbaza en el lugar de emplazamiento del Micro embalse.

Las características morfo-geométricas del cauce del río Cumbaza en la zona de emplazamiento del micro embalse es de $n = 0.058$. El cálculo, se presenta en el Cuadro 41.

Cuadro 41

Rugosidad del cauce, según COWAN

CONDICION DEL CAUCE	SIMBOLO	VALOR
Material : Grava gruesa	n_0	0.028
Irregularidad: Menor	n_1	0.005
Variación de la sección Transversal: Ocasionalmente alternante	n_2	0.005
Efecto relativo de obstrucciones: Menor.	n_3	0.015
Vegetación: Baja.	n_4	0.005
Presencia de meandros: Menor.	n_5	1.00

Desarrollando el método se tiene:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) n_5$$

Reemplazando valores, se tiene:

$$n = \underline{0.058}$$

4.3.4. Tirante hidráulico de máxima avenida en la sección de interés.

Para el cálculo del tirante hidráulico de máxima avenida, se ha empleado el programa Hcanales, conociendo los valores de ancho natural del cauce, Caudal de diseño, pendiente del curso de agua, rugosidad del cauce y talud medio del cauce. Los cálculos, se presentan en el Cuadro 42.

Cuadro 42

TIRANTES HIDRAULICOS DE MÁXIMAS AVENIDAS EN EL RIO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO DEL MICRO EMBALSE						
PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)	CAUDAL MÁXIMO (m ³ /seg)	PARAMETROS				Tirante Máximo (m)
		n	s	z	b (m)	
2	179.80	0.058	0.076	0.25	25	1.32
5	353.00	0.058	0.076	0.25	25	2.01
10	467.60	0.058	0.076	0.25	25	2.39
25	612.50	0.058	0.076	0.25	25	2.83
50	720.00	0.058	0.076	0.25	25	3.13
100	826.60	0.058	0.076	0.25	25	3.42
150	888.80	0.058	0.076	0.25	25	3.58
200	932.90	0.058	0.076	0.25	25	3.69
250	967.10	0.058	0.076	0.25	25	3.78
300	995.00	0.058	0.076	0.25	25	3.85
350	1018.60	0.058	0.076	0.25	25	3.91
400	1039.00	0.058	0.076	0.25	25	3.96
500	1073.20	0.058	0.076	0.25	25	4.04

4.3.5 Cálculo del transporte de sedimentos del río Cumbaza, en zona de emplazamiento del Micro embalse.

El cálculo del transporte de sedimentos ha sido calculado en el tramo de emplazamiento del Micro embalse, para lo cual se ha aplicado el método de Peter- Meller – Muller y se han empleado parámetros del cauce del río Cumbaza del lugar, tales como, pendiente localizada del tramo, Radio hidráulico, correspondiente al caudal de diseño para un período de retorno de 250 años, el valor de la rugosidad del cauce, el diámetro medio o D_{50} y el D_{90} del material que conforma el lecho del cauce del río Cumbaza, obtenido mediante el estudio granulométrico de muestras extraídas in situ, peso específico del material de arrastre de fondo.

La aplicación del método, así como de los valores de campo, se presenta a continuación:

METODO PETER - MEYER - MULLER	
RIO CUMBAZA	
FORMULA:	
$\frac{(n'/n)^{3/2} \times \gamma \times R_h \times S}{D_m}$	= $\frac{0.047(\gamma_s - \gamma) + 0.25}{D_m \times (\gamma_s - \gamma)^{2/3} \times (\gamma/g)^{1/3} \times (g_b t/\gamma_s)^{2/3}}$
Donde:	
g_{bt} = Transporte de fondo (Kg-f/s-m)	
n' = Coeficiente de rugosidad del fondo, asociada al diámetro de las partículas (s/m ^{1/3})	
n =	
	Coeficiente de rugosidad total (Manning) que toma en cuenta los granos como las ondulaciones (s/m ^{1/3})
γ_s = Peso específico de material sólido (Kg-f/m ³)	
γ = Peso específico del agua (Kg-f/m ³)	
R_h = Radio hidráulico asociado a la rugosidad del fondo (m)	
S = Pendiente media de la superficie media del cauce. En forma rigurosa debe ser la pendiente de la línea de energía	
g = Aceleración de la gravedad (m/s ²)	
D_m = Diámetro medio o diámetro efectivo (m)	
Despejando g_{bt} de la expresión general se obtiene:	
$g_b t = 8 \times \gamma_s \times g^{1/2} \times \Delta^{1/2} \times D_m^{3/2} [(n'/n)^{3/2} \times t - 0.047]^{3/2}$	
donde:	
Δ = $(\gamma_s - \gamma)/\gamma$	
t = $\gamma \times R_h \times S / [(\gamma_s - \gamma) \times D_m]$	
n' = $(D_{90})^{1/6} / 26$	
Dando valores:	
γ_s = 2.65 Kg-f/m ³	
S = 0.0028 (Tramo localizado)	
n = 0.058 (estimado in situ)	
γ = 1 Kg-f/m ³	
D_m = 2.1 mm = 0.0021 m	
D₉₀ = 3.1 mm = 0.0031 m	
R_h = 2.989 m (para Q _d = 967.10 m ³ /seg)	
Cálculos:	
n' = 0.01	
Δ = 1.65	
t = 2.42	
g_{bt} = 1.09 Kg-f/(s-m) = 94.43 Tn/(m-día)	
Ancho medio del cauce = 25.00 m	
Luego:	
g _{bt} = 2,350 Tn/día	
g_{bt} = 886.80 m³/día = 323,682 m³/año	

4.3.6. Dimensionamiento hidráulico del Micro embalse.

Comprende el dimensionamiento hidráulico de la presa que incluye fundamentalmente: altura de la presa, el volumen total del embalse y la capacidad del vertedero de control de crecientes.

4.3.6.1 Cálculo del volumen muerto (Vm).

El volumen muerto es la parte del embalse que durante su vida útil se colma de sedimentos.

Los métodos de limpieza existentes para eliminar los sedimentos que se depositan en el fondo del embalse no han dado buenos resultados por eso se deja un volumen que pueda llenarse con el aporte sólido del río y no afecte la funcionalidad durante la vida útil del embalse, que en este caso es de 20 años.

Por lo tanto, según el ítem precedente la masa anual de material sólido transportado, incluyendo el material de arrastre es de 323,682 m³ por año.

Por lo tanto:

$$V_m = (323,682 \text{ m}^3/\text{año})(20 \text{ años})$$

$$V_m = 6,473,640 \text{ m}^3$$

En el Cuadro 43, se presenta la laminación de áreas y el volumen muerto del embalse.

Cuadro 43

MICRO EMBALSE – VOLUMEN MUERTO							
Nº	COTA n ₁ m.s.n.m	COTA n ₂ m.s.n.m	AREA (m ²)		AREA MEDIA (m ²)	Δh (m)	VOLUMEN DE EMBALSE (m ³)
			CURVA n ₁	CURVA n ₂			
1	470	480	16,650.19	85,994.58	51,322.39	10.00	613,223.85
2	480	490	85,994.58	166,774.75	126,384.67	10.00	1,263,846.65
3	490	500	166,774.75	254,273.59	210,524.17	10.00	2,105,241.70
4	500	508.407	254,273.59	362,171.35	308,222.47	8.407	2,591,327.80
TOTAL							6,473,640.00

4.3.6.2 Cálculo del volumen inactivo del Micro embalse.

Teniendo en consideración que el volumen inactivo es el volumen del reservorio medido desde el punto más bajo (umbral) del conducto de descarga hasta el nivel

mínimo de operación, éste ha sido calculado en función a las condiciones hidráulicas (Transporte de sedimentos en el cauce, irregularidad del período de lluvias, manejo u operación del embalse, etc) del río Cumbaza, así como de operación del embalse.

Bajo este criterio, se ha considerado una altura de agua de 5.00 metros por encima del umbral del conducto de descarga de agua del embalse hacia el canal y luego la entrega al cauce del río.

Se ha realizado la laminación del área del embalse en esta altura y los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro N° 44.

Cuadro 44

MICRO EMBALSE - VOLUMEN INACTIVO (M3)							
N°	COTA n ₁ m.s.n.m	COTA n ₂ m.s.n.m	AREA (m ²)		AREA MEDIA (m ²)	Δh (m)	VOLUMEN DE EMBALSE (m ³)
			CURVA n ₁	CURVA n ₂			
1	508,407	510	362,471, 35	382,611, 33	372,391, 34	1,59	593,096.80
2	510	513,407	382,611, 33	423,398, 83	403,005, 08	3,41	1,373,170.99
TOTAL							1,966,267.79

4.3.6.3 Cálculo del volumen útil (Vu).

Teniendo en consideración que el caudal demandado es constante (uso poblacional), a diferencia de otros usos, como el agrícola, generación de energía eléctrica, etc., el volumen útil del embalse se ha calculado en base al caudal requerido durante el período en que el caudal en el río Cumbaza no permite de manera completa satisfacer la demanda. Se ha considerado un caso extremo, es decir, el supuesto que, durante los meses de Julio y Agosto no se satisface la demanda, entonces el Caudal y/o volumen demandado deberá ser almacenado en épocas de mayor caudal, para que sea usado en los meses deficitarios, es decir de 525,006 m³ en el mes de Julio y de 3,934,569 m³ en el mes de Agosto, haciendo un total de 4,459,575 m³.

Sin embargo, en el embalse también ocurren pérdidas de agua por factores climáticos y de tipo de material que conforma la base, me refiero a las pérdidas por evaporación y pérdidas por infiltración. Estas pérdidas hay que sumarle al volumen útil, ya que lo afectan de manera directa.

Según la bibliografía existente, se han estimado los siguientes valores:

a.- Pérdidas por evaporación: Para la determinación de esta pérdida es necesario conocer el tamaño de la superficie o espejo de agua del embalse. Se puede calcular mediante la siguiente Fórmula:

$$V_{ev} = 10 A(E_v)(C)$$

Donde:

V_{ev} = Volumen de agua evaporada (m^3).

A = Superficie media del espejo de agua del embalse (ha).

E_v = Evaporación promedio (mm/mes) = 80 mm/mes en promedio, según ONER.1984.

C = 7, Número de meses correspondiente al período crítico: Julio, Agosto, Setiembre, Octubre, Noviembre, Diciembre, Enero).

$$A = (A_1 + A_2) / 2$$

A_1 = Área que corresponde al volumen muerto en km^2 .

A_2 = Área que corresponde al volumen útil en Km^2 .

Por lo tanto, conociendo los valores de las variables, tenemos:

$$V_{ev} = 10 A(E_v)(C)$$

$$V_{ev} = 10 A(80)(7)$$

$$A_1 = 0,36 \text{ km}^2$$

$$A_2 = 0,55 \text{ km}^2$$

$$V_{ev} = 2,548 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_{ev} = 3,000 \text{ m}^3}$$

b.- Pérdidas por infiltración: No siempre la información necesaria para este cálculo está disponible, por lo que para pequeños embalses, como en el presente caso, se recomienda tomar un porcentaje del volumen útil del embalse (sin consideración de pérdidas). Se puede calcular mediante la siguiente Fórmula:

$$V_{in} = C (\% \text{ inf})(V_u)$$

Donde:

V_{in} = Volumen de infiltración (m^3 /mes).

% inf = Porcentaje de infiltración.

V_u = Volumen útil.

C = Número de meses correspondiente al período crítico.

PERDIDAS POR INFILTRACION EN UN EMBALSE	
Suelos del embalse	Infiltración mensual (%)
Impermeable	1
Regular permeabilidad	1.5
Permeable	2 a 5

Tomado de: VILLAMIZAR C., A. 1989

Asumiendo, la condición de que el suelo del embalse es de regular permeabilidad, entonces el % de infiltración mensual es de 1.5%.

$$V_{inf} = (7)(0.015)(4,459,575 \text{ m}^3)$$

$$V_{inf} = 468,255 \text{ m}^3$$

Luego, el volumen útil del embalse queda determinado de la siguiente manera:

$$V_u = V_{\text{útil}} + V_{\text{evap}} + V_{\text{infiltr}}.$$

$$V_u = 4,459,575 \text{ m}^3 + 3,000 \text{ m}^3 + 468,255 \text{ m}^3$$

$$V_u = 4,930,830 \text{ m}^3$$

A continuación, en el Cuadro N° 45, se presenta el laminado del volumen útil del embalse, el cual está comprendido entre la cota 513.407 msnm y la cota 523.535 msnm.

Cuadro 45

MICRO EMBALSE - VOLUMEN UTIL (M3)							
N°	COTA n ₁ m.s.n.m.	COTA n ₂ m.s.n.m.	AREA (m ²)		AREA MEDIA (m ²)	Δh (m)	VOLUMEN DE EMBALSE (m ³)
			CURVA	CURVA			
1	513,407	520	423,398,8 ₃	502,316.5 ₁	462,857,67	6,59	3,051,468.21
2	520	523,535	502,316,5 ₁	560,990.8 ₃	531,653,67	3,53	1,879,361.79
TOTAL=							4,930,830.00

4.3.6.4 Volumen y nivel de sobre elevación en crecidas en el Micro embalse.

Volumen comprendido entre el nivel normal de operación y el nivel máximo de crecidas. Este volumen sólo es ocupado durante las avenidas y debe luego descargar libremente por el aliviadero. Se ha considerado una altura de **3.69 m**, equivalente al tirante de la avenida de diseño, por lo tanto el nivel queda determinado en:

$$N_{\text{elev}} = 523.535 + 3.69 = 527.225 \text{ msnm.}$$

$$N_{\text{elev}} = 527,225 \text{ msnm}$$

4.3.7. Capacidad total del Micro embalse.

La capacidad total del Micro embalse considera el volumen muerto, volumen inactivo, volumen útil y volumen para el control de crecidas. El volumen total es de **17,344,461.70 m³** y un área de **206.0271 ha**.

En el Gráfico 3, se presenta la curva Área - Elevación del Micro embalse.

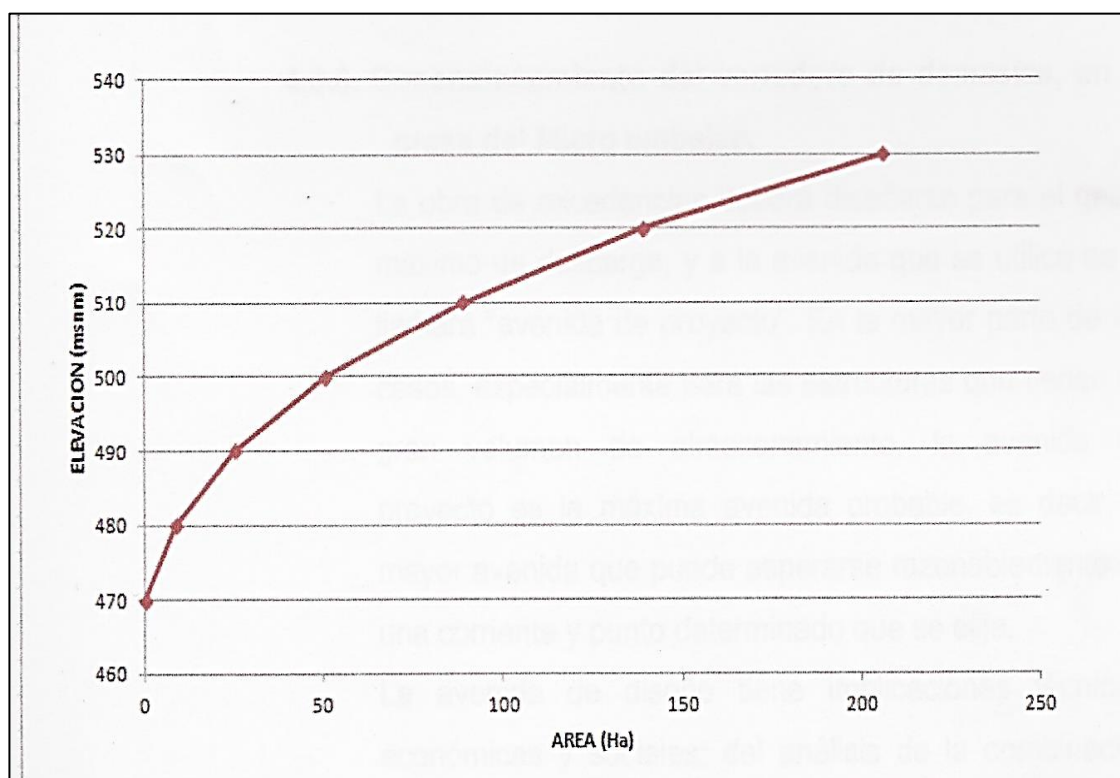


Gráfico 3. Curvas características del micro embalse Área - Elevación

En el Gráfico 4, se presenta la curva Volumen - Elevación del Micro embalse.

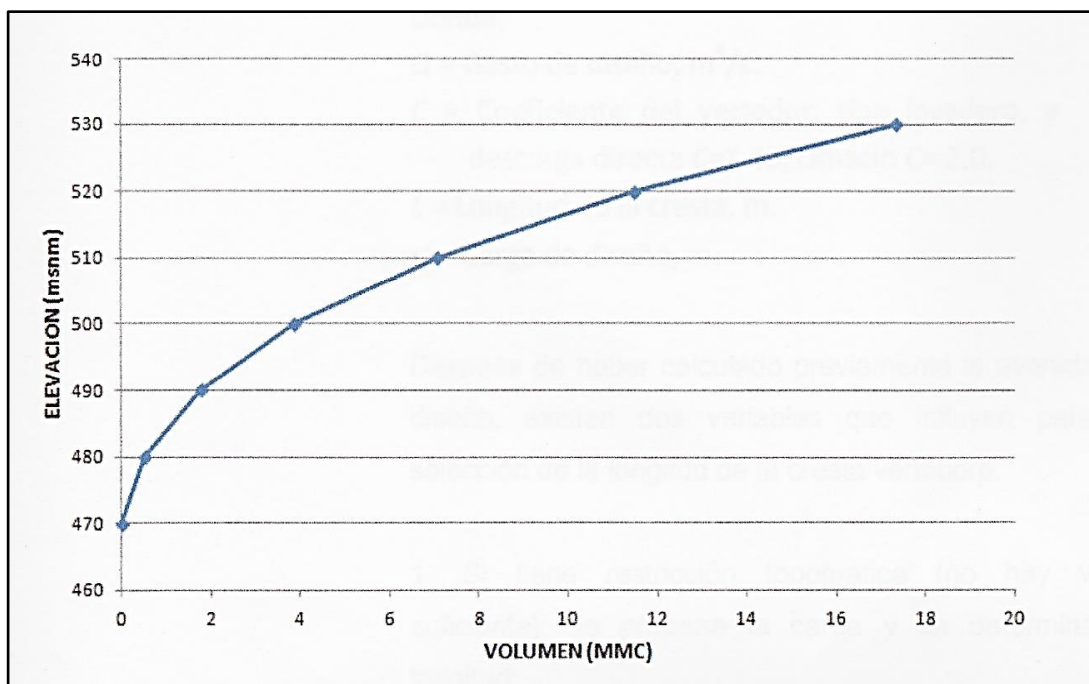


Gráfico 4. Curvas características del micro embalse Volumen - Elevación

4.3.8. Dimensionamiento del vertedero de demasías, en la presa del Micro embalse.

La obra de excedencias deberá diseñarse para el gasto máximo de descarga, y a la avenida que se utilice se le llamará “avenida de proyecto”. En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la avenida de proyecto es la máxima avenida probable, es decir, la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente y punto determinado que se elija.

La avenida de diseño tiene implicaciones técnicas, económicas y sociales; del análisis de la combinación más conveniente definirá su magnitud.

La descarga sobre la cesta del cimacio, se calcula mediante la fórmula de Francis en vertedores:

$$Q = CLH^{3/2}$$

Donde;

Q = Gasto de diseño, m³/s.

C = Coeficiente del vertedor, tipo lavadero, y descarga directa $C=1.45$, cimacio $C= 2.0$.

L = Longitud de la cresta, m.

H - Carga de diseño, m.

Después de haber calculado previamente la avenida de diseño, existen dos variables que influyen para la selección de la longitud de la cresta vertedora.

1. Si tiene restricción topográfica (no hay vaso suficiente), se propone la carga y se determina la longitud:

$$L = \frac{Q}{C \cdot H^{3/2}}$$

2. Si tiene restricción hidrológica (no hay agua suficiente), se propone la longitud y determina la carga:

$$H = \left(\frac{Q}{C \cdot L} \right)^{2/3}$$

Para el diseño del vertedero, se considera la segunda restricción, para lo cual se ha considerado los siguientes datos.

$$Q = 932.90 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$C = 2.0$$

$$L = 60.00 \text{ m}$$

Con estos valores, el valor de $H = 4.40 \text{ m}$.

Este valor será agregado a la altura de la presa, considerando más 0.50 m de borde libre, que es el valor mínimo recomendado. Es decir $H_v = 4.90 \text{ m}$

$$H_v = 4.90 \text{ m}$$

4.3.9. Nivel de la corona de la presa (N_{cp}).

El nivel de la corona de la presa queda determinado de la siguiente manera:

$$N_{cp} = N_{elev} + H_v$$

$$N_{cp} = 527.225 \text{ msnm} + 4.90 \text{ m}$$

$$N_{cp} = 532.125 \text{ msnm}$$

4.3.10. Altura de la corona de la presa (Hp).

La altura de la presa, queda determinada por el nivel de la corona de la presa y el nivel del cauce.

$H_p = N_{cp} - \text{Nivel cauce}$ Reemplazando valores, se tiene:

$$H_p = 532.125 \text{ msnm} - 490.000 \text{ msnm}.$$

$$H_p = 42.125 \text{ m}$$

4.3.11. Longitud de la presa (Lp).

De acuerdo a las consideraciones topográficas del vaso del embalse, así como, de la altura de la presa, la longitud es de 300.60 m

$$L_p = 300.60 \text{ m}$$

4.3.12. Elementos finales conformantes del Micro embalse.

Los elementos finales que conforman el Micro embalse son los siguientes:

EMBALSE: Espejo de agua 0.63 Km²

Fetch 2.10 Km.

PRESA DE TIERRA: Longitud 300.60 m.

Altura 42.125 m.

ALIVIADERO DEMASÍAS: Longitud 60 m.

Altura 4.90 m.

CONDUCTO DE DESCARGA PARA AGUA POTABLE:

- Forma cuadrada.
- Dimensiones 2.00x2.00 m.
- Longitud 115.40 m.

CONDUCTO DESCARGA USO AGRARIO PISCICOLA Y ECOLOGICO:

- Forma rectangular.
- Dimensiones 3.00x2.00 m.

4.4. Estudio de suelos - granulometría.

En el presente trabajo de investigación, el estudio de suelos, está referido al análisis de la granulometría del material que conforma el cauce del río Cumbaza, con la finalidad de determinar el volumen de material que como sedimento transporta el flujo de agua en época de máximas avenidas.

Ha sido necesario cuantificar el volumen de material transportado para determinar el volumen muerto del embalse.

Los resultados del Estudio granulométrico son los siguientes:

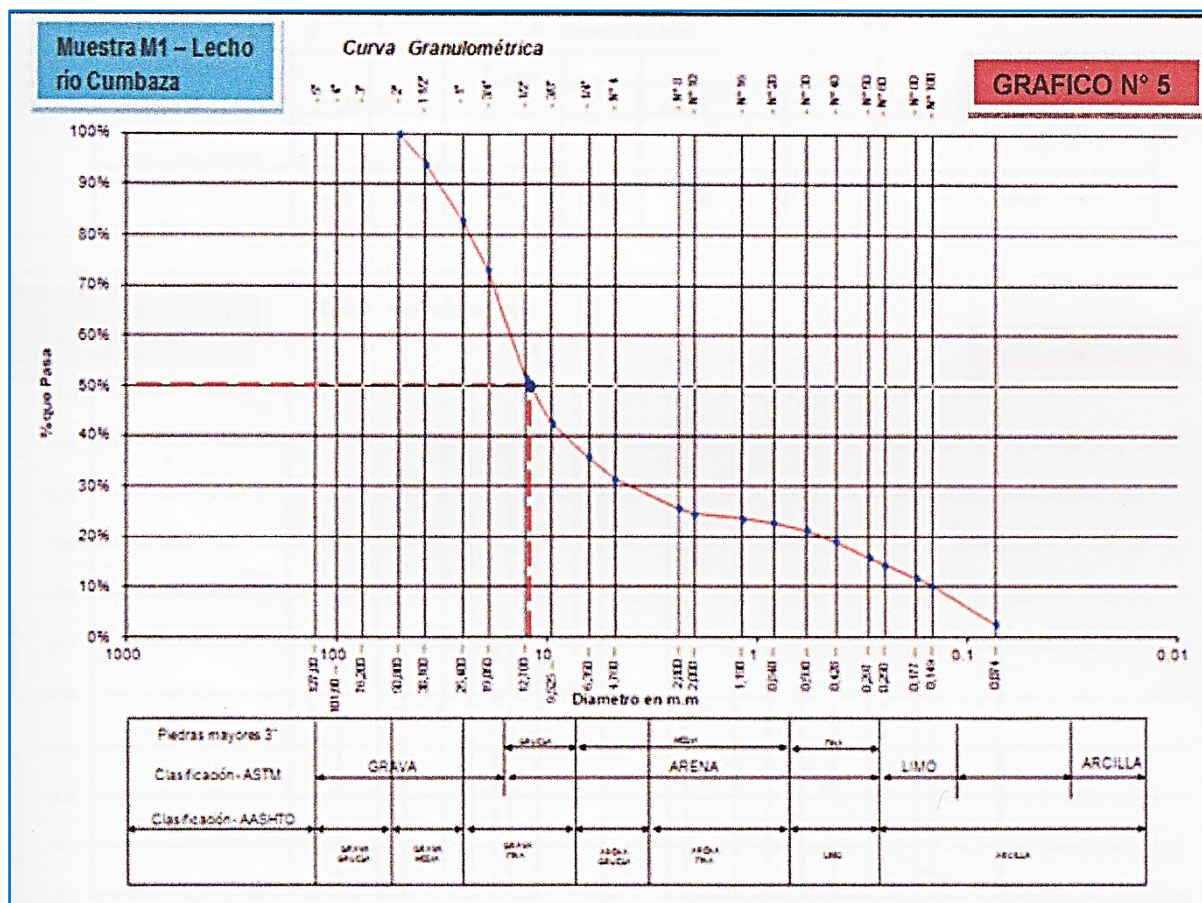


Gráfico 5: Curva granulométrica muestra M-1

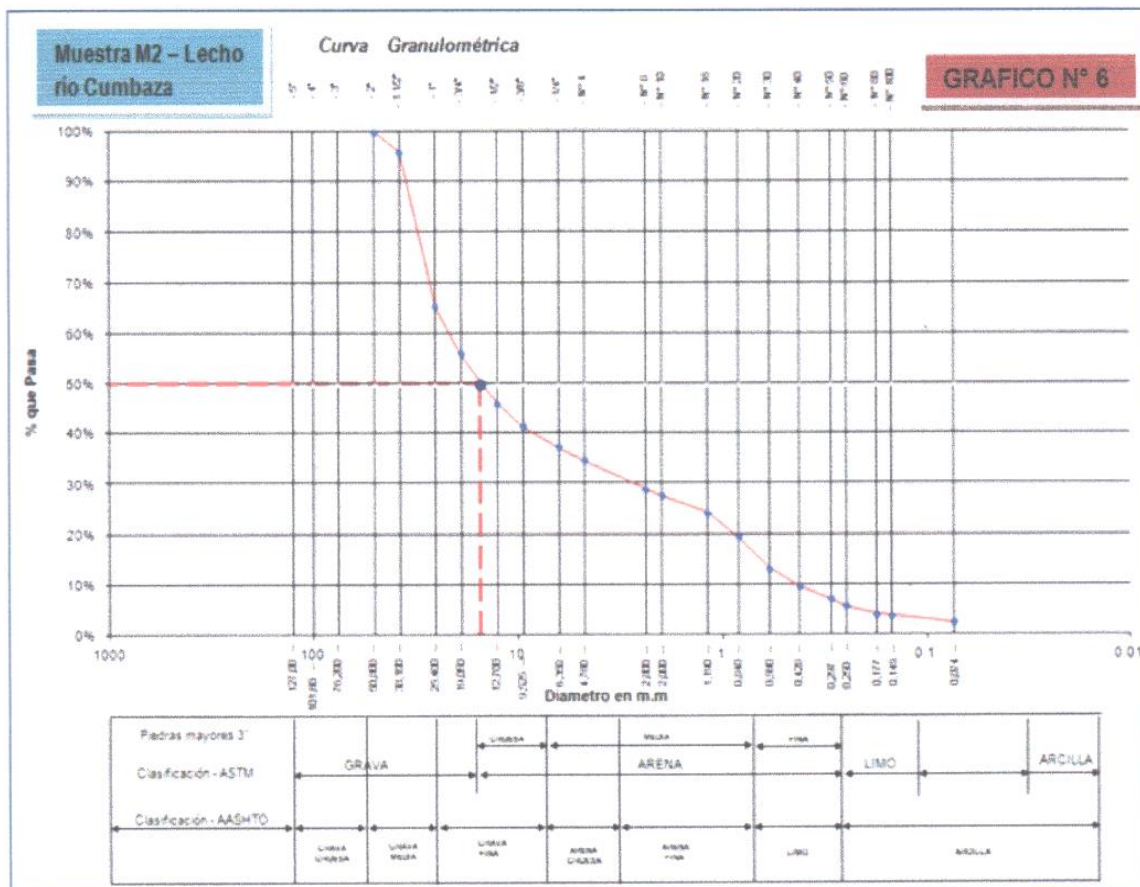


Gráfico 6: Curva granulométrica muestra M-1

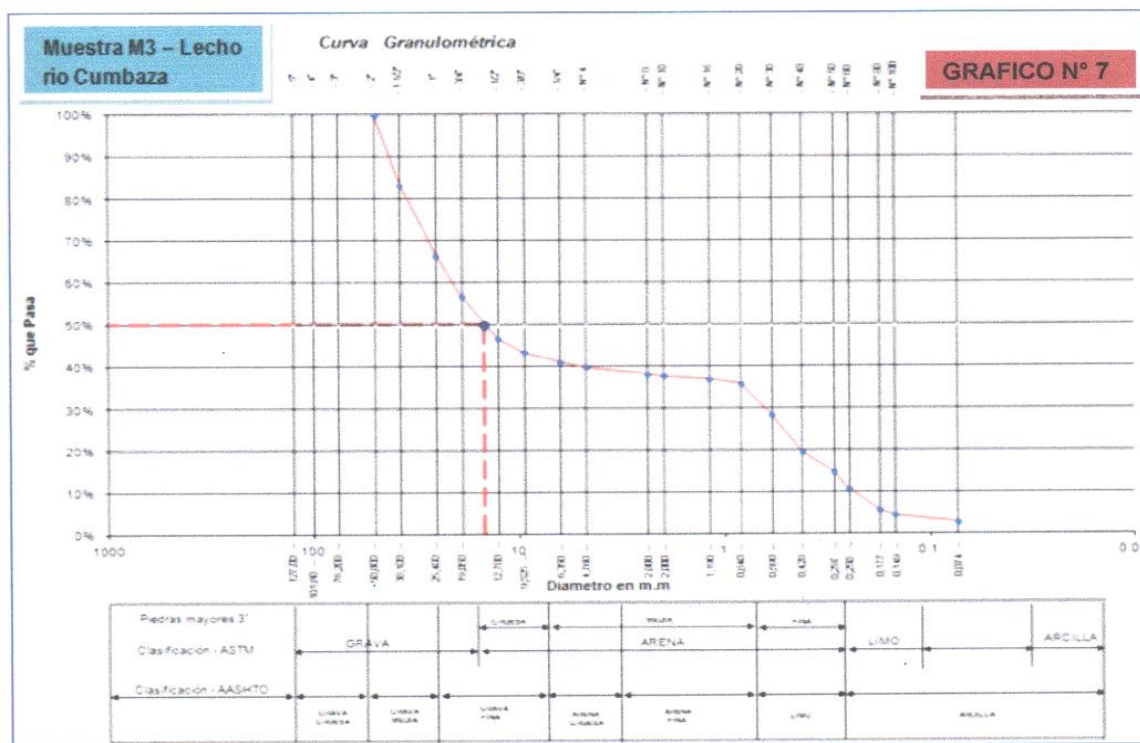


Gráfico 7: Curva granulométrica muestra M-1

Según las curvas granulométricas desarrolladas, los diámetros característicos de los materiales que conforman el lecho del río Cumbaza son los siguientes:

Cuadro 46

Granulometría cauce río Cumbaza - micro embalse

MUESTRA	DIAMETRO DE MATERIAL (mm)	
	D ₅₀	D ₉₀
Muestra N° 1	12.16	33.34
Muestra N° 2	15.31	35.67
Muestra N° 3	14.89	43.19

Estos resultados, se pueden apreciar en los Gráfico N° 5, Gráfico N°6 y Gráfico N°7, donde se presentan las curvas granulométricas de los materiales de arrastre.

4.5. Análisis y discusión de resultados

- a.- Del estudio topográfico, se obtuvo información respecto a la configuración de la zona de emplazamiento de! embalse en el cauce del río Cumbaza, así como de ubicación preliminar del eje de presa. Sin embargo, para determinar los valores de pendiente del cauce en el tramo de estudio, se tuvo que definir un perfil longitudinal del cauce del río y luego aplicando la fórmula de Taylor Schwarz, se obtuvo el valor de la pendiente.
- b.- Del Estudio de Mecánica de Suelos - Estudio Granulométrico-, solo se obtuvieron valores de los diámetros representativos, es decir el D₅₀ y D₈₅, con la finalidad de aplicar la fórmula de Peter- Meyer - Muller para calcular la masa de transporte de sólidos y así poder dimensionar el volumen muerto del embalse.
- c.- En lo que respecta al Estudio Hidrológico, se ha aplicado el método de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III para el cálculo de caudales máximos para diferentes períodos de retorno, a partir de la información hidrométrica registrada en la Estación HLG Cumbaza. Los valores definitivos, se obtuvieron promediando ambos resultados y de allí se seleccionó el caudal de diseño para el dimensionamiento de las obras de embalse, teniendo en consideración la vida útil de la estructura, el riesgo de falla hidrológica para un período de retorno de 200 años.

- d.- Con respecto a los caudales medios mensuales, se logró determinar la oferta de agua en el río Cumbaza en el punto del embalse para todos los doce meses del año, teniendo en consideración el caudal ecológico establecido por la ANA.
- e - En cuanto al balance hídrico, se ha considerado la oferta de agua, la demanda actual de agua, el caudal ecológico y solo en los meses de Julio y Agosto, existe déficit para atender la demanda, sin embargo, durante los demás meses del año, hay excedentes que deben embalsarse y así poder cubrir la brecha establecida durante estos dos meses del año.
- f - En cuanto a la población de diseño, existen varios métodos para su cálculo, pero, por la magnitud de las poblaciones actuales de Morales, Tarapoto y La Banda de Shilcayo, se aplicó el método de crecimiento geométrico, teniendo como base la tasa de crecimiento poblacional respecto al Censo de Población y Vivienda 2007.
- g.- En cuanto a la demanda de agua del proyecto, se ha determinado en función a la población beneficiaría proyectada al año 2035, es decir en un horizonte de 20 años, habiéndose llegado a determinar un caudal de 1,373 Its/seg, para atender una población de 364,836 habitantes, con una dotación diaria per cápita de 250lts/habitante/día.
- h.- En cuanto al arrastre de sedimentos, se ha obtenido un valor alto, equivalente a los 6, 473,640 m³, un valor relativamente alto, por lo que en la siguiente fase de estudio del presente proyecto se deberá analizar la alternativa de proyectar aguas arriba del embalse, en las inmediaciones de la localidad de San Roque de Cumbaza un dique transversal que opere a manera de “trampa” de retención de sedimentos, y de esta manera disminuir el volumen de material sólido en el micro embalse, lo que permitirá disminuir la altura de la presa.

4.5.1 Contrastación de la hipótesis.

En el presente trabajo de investigación, la contrastación de la hipótesis, viene dada por la comprobación de que la masa de agua total anual del río Cumbaza, resulta suficiente poder cubrir la demanda de agua para uso poblacional, sin embargo, existe una irregularidad en lo que respecta a su disponibilidad a lo largo de los doce meses del año, específicamente durante los meses de Julio y Agosto, en que la disponibilidad es menor, por lo tanto es necesario la proyección y diseño de un embalse en el cauce del río Cumbaza que permita el almacenamiento en época de mayor disponibilidad de agua y poder aprovecharla en los meses de estiaje.

C.AGRICOLA												
Canal principal Cumbaza (Fc=0.68)	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380	2.380
Canal Cumbacillo/El Triunfo (Fc=0.68)	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272	0.272
Canal Melchor (Fc=0.68)	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170	0.170
Demanda Actual (m3/seg)	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844	2.844

f) La demanda de agua del proyecto, es de 1372.36 equivalente a 1,373 lts/seg, tal como se presenta en el siguiente Cuadro.

PROYECCION DE LA DEMANDA DE AGUA POTABLE PARA EL PROYECTO						
AÑO	POBLACION (Hab)	DOTACION (Lts/Hab/dí)	DEMANDA 			
			Qp (Lts/seg)	Qmax diario (Lts/seg)	Qmax horario (Lts/seg)	
2014	Base	156,619	250.00	453.18	589.13	815.72
2015	0	162,662	250.00	470.67	611.87	847.20
2016	1	168,980	250.00	488.95	635.63	880.10
2017	2	175,586	250.00	508.06	660.48	914.51
2018	3	182,493	250.00	528.05	686.46	950.49
2019	4	189,719	250.00	548.96	713.64	988.12
2020	5	197,279	250.00	570.83	742.08	1,027.49
2021	6	205,190	250.00	593.72	771.84	1,068.70
2022	7	213,469	250.00	617.68	802.98	1,111.82
2023	8	222,136	250.00	642.76	835.58	1,156.96
2024	9	231,211	250.00	669.01	869.72	1,204.23
2025	10	240,715	250.00	696.51	905.47	1,253.72
2026	11	250,669	250.00	725.32	942.91	1,305.57
2027	12	261,098	250.00	755.49	982.14	1,359.88
2028	13	272,025	250.00	787.11	1,023.24	1,416.79
2029	14	283,476	250.00	820.24	1,066.32	1,476.44
2030	15	295,479	250.00	854.98	1,111.47	1,538.96
2031	16	308,063	250.00	891.39	1,158.80	1,604.50
2032	17	321,258	250.00	929.57	1,208.44	1,673.22
2033	18	335,096	250.00	969.61	1,260.49	1,745.29
2034	19	349,610	250.00	1,011.60	1,315.08	1,820.89
2035	20	364,336	250.00	1,055.66	1,372.36	1,900.19

g) Los caudales máximos para diferentes períodos de retorno a tenerse en consideración para el dimensionamiento de los diferentes componentes estructurales del embalse son los siguientes:

CAUDALES MÁXIMOS EN EL RIO CUMBAZA EN LUGAR DE EMPLAZAMIENTO EMBALSE			
PERIODO DE RETORNO (Años)	CAUDAL MAXIMO ESTACIÓN HLG - CUMBAZA (m3/seg)	FACTOR DE CUENCA (Fc)	CAUDAL MÁXIMO EMBALSE (m3/seg)
2	264.46	0.68	179.80
5	519.11	0.68	353.00

10	687.72	0.68	467.60
25	900.75	0.68	612.50
50	1058.79	0.68	720.00
100	1215.66	0.68	826.60
150	1,307.13	0.68	888.80
200	1371.96	0.68	932.90
250	1,422.21	0.68	967.10
300	1,463.24	0.68	995.00
350	1,497.93	0.68	1018.60
400	1527.97	0.68	1039.00
500	1578.17	0.68	1073.20

- h) El caudal de diseño para el embalse, teniendo en consideración el riesgo de falla hidrológica (10%), la vida útil de la estructura (20 años), ha sido determinada para un período de retorno de 200 años y se de 932.90 m³/seg.
- i) La altura de la presa, queda determinada por todos los componentes considerados en el embalse, alcanzando una altura total de 42.125 m.
- j) La longitud de la presa es de 300.60 m.
- k) La longitud de la cresta del aliviadero de demasías es de 60.00 m.
- l) El conducto de descarga de agua para el abastecimiento a la Planta de Tratamiento EMAPA SA, ha sido pre dimensionado en 2.00x2.00 m.
- m) El conducto de descarga para atender la demanda de agua para uso agrícola, piscícola y ecológico, aguas abajo del embalse, ha sido pre dimensionado en 3.00x2.00m.

RECOMENDACIONES

- a) Para la generación de caudales máximos en ríos que presentan registros de aforo, se recomienda emplear métodos estadísticos como de Gumbel Tipo I y Log Pearson Tipo III.
- b) Para determinar el caudal o avenida de diseño para el dimensionamiento hidráulico del embalse, se debe tener especial cuidado en definir o establecer el riesgo admisible de falla hidrológica así como la vida útil de la estructura.
- c) La Avenida de diseño debe escogerse de modo de garantizar la estabilidad del río así como de las obras de embalse y teniendo en consideración la evaluación de los daños potenciales que ocasionaría una eventual falla.
- d) El riesgo admisible se debe determinar en función a criterios de orden económico, social, técnicos y factores ambientales, como por ejemplo tener en cuenta el proceso de ocupación y explotación del territorio que conforma el área de la cuenca colectora ubicada aguas arriba del punto de localización del embalse, debido a que estas acciones, modifican el comportamiento hidrológico de la cuenca generando en época de intensas precipitaciones, eventos extremos de escurrimiento de agua y el transporte de sedimentos acompañados del tránsito de palizadas que muchas veces pueden acortar la vida útil de la estructura.
- e) Para calcular la población de diseño se recomienda utilizar el método geométrico. Para la determinación de la tasa se ha utilizado la siguiente fórmula de crecimiento geométrico:

$$r = (P_f/P_a)^{(1/t)} - 1$$

Dónde:

P_f = población futura al año “n”

P_a = población del año base

t = diferencia de años del año “n” y el año base

- f) Se deben evitar sitios que generen grandes áreas de embalse de poca profundidad porque se produce una excesiva evaporación y beneficia el posible crecimiento de plantas acuáticas que son perjudiciales para la calidad de las aguas.
- g) Desde el punto de vista del volumen de obra, un buen sitio para una represa es generalmente una sección estrecha de un valle, de pendientes laterales fuertes, donde se puede disponer de un gran volumen embalsado con un dique de pequeño volumen, optimizando la eficiencia de la inversión.
- h) La disponibilidad de material aceptable para la construcción de la presa debe ser un factor muy importante en la selección del sitio. Hay una relación directa entre la disponibilidad de materiales en el lugar de emplazamiento y el diseño de la sección de la presa a construir.
- i) Dado que el volumen muerto es considerablemente alto, se recomienda en la siguiente fase de estudio, proyectar y diseñar por lo menos tres diques transversales en el cauce del río Cumbaza aguas arriba de la presa del micro embalse, con la finalidad de que funcionen como elementos de retención de sólidos y de esta manera disminuir el volumen muerto en el embalse y por tanto, disminuir la altura y longitud de la presa,
- j) Se recomienda ejecutar, la siguiente fase de estudio, que para este caso sería la elaboración del proyecto a Nivel de Perfil Técnico de Inversión Pública (PIP), a cargo de la Municipalidad provincial de San Martín.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Casanova Mayera Leonardo. *“Topografía Plana”*. Universidad de los Andes. Mérida, Venezuela. 2002.

Chereque Moran Wendor. *“Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil”*. Concytec, Lima, Perú. 2002.

Fattorelli Sergio y Fernandez Pedro. *“Diseño Hidrológico”*. Segunda Edición. España (2011).

Rocha Felices Arturo. *“Hidráulica Fluvial”*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. 1998.

Teran A. Ruben. *“Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas”*. Escuela Superior de Administración de Aguas Charles Sutton. Lima, Perú. 1998.

Ven Te Chow. *“Hidráulica de Canales Abiertos”*. Editorial Diana, México, 1983.

ANEXOS

PANEL FOTOGRÁFICO

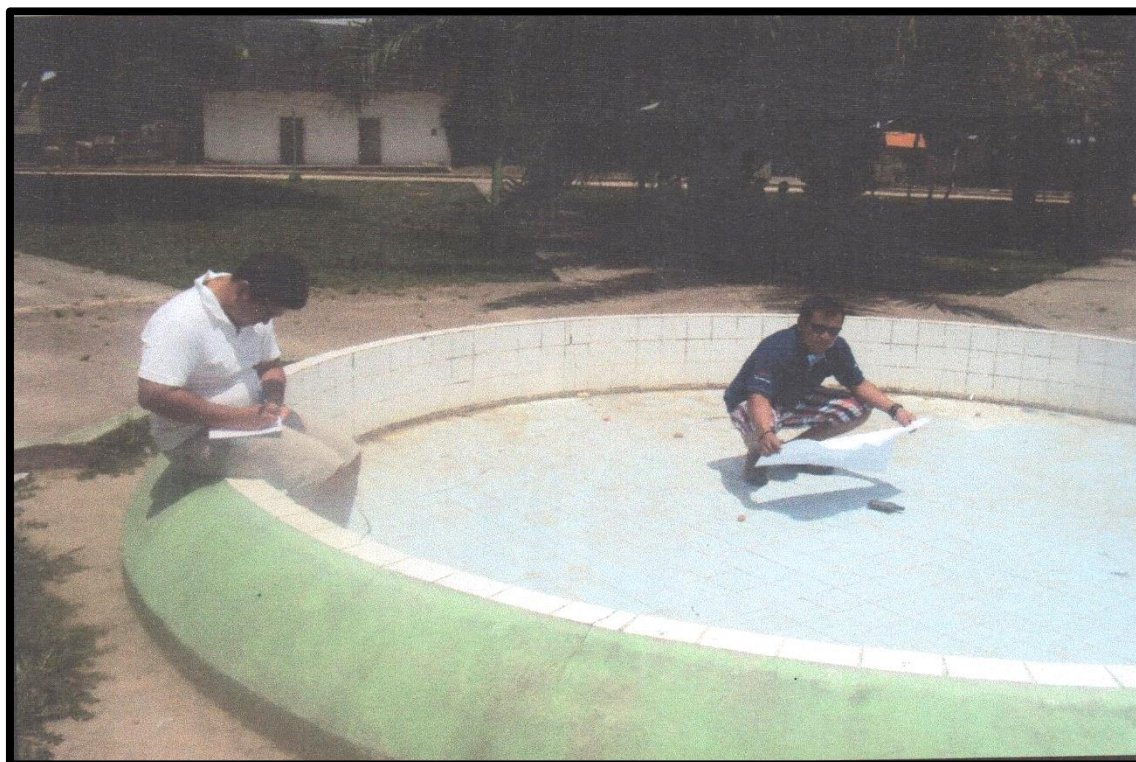


Foto 1 y 2. Se puede apreciar al Tesista Bachiller Ingeniería Civil ALCIDES MOREY RIVA, recopilando información geodésica con el empleo del GPS en la plaza de armas de la localidad de San Roque de Cumbaza.



Foto 3 y 4. Se puede apreciar al Tesista Bachiller Ingeniería Civil ALCIDES MOREY RIVA, co su Asesor Dr. Ing. José Del C. Pizarro Baldera, en plenas actividades de recolección de información de campo para el proyecto de investigación.



Foto 5. Se aprecia el lugar elegido para el emplazamiento de la presa del Micro embalse.

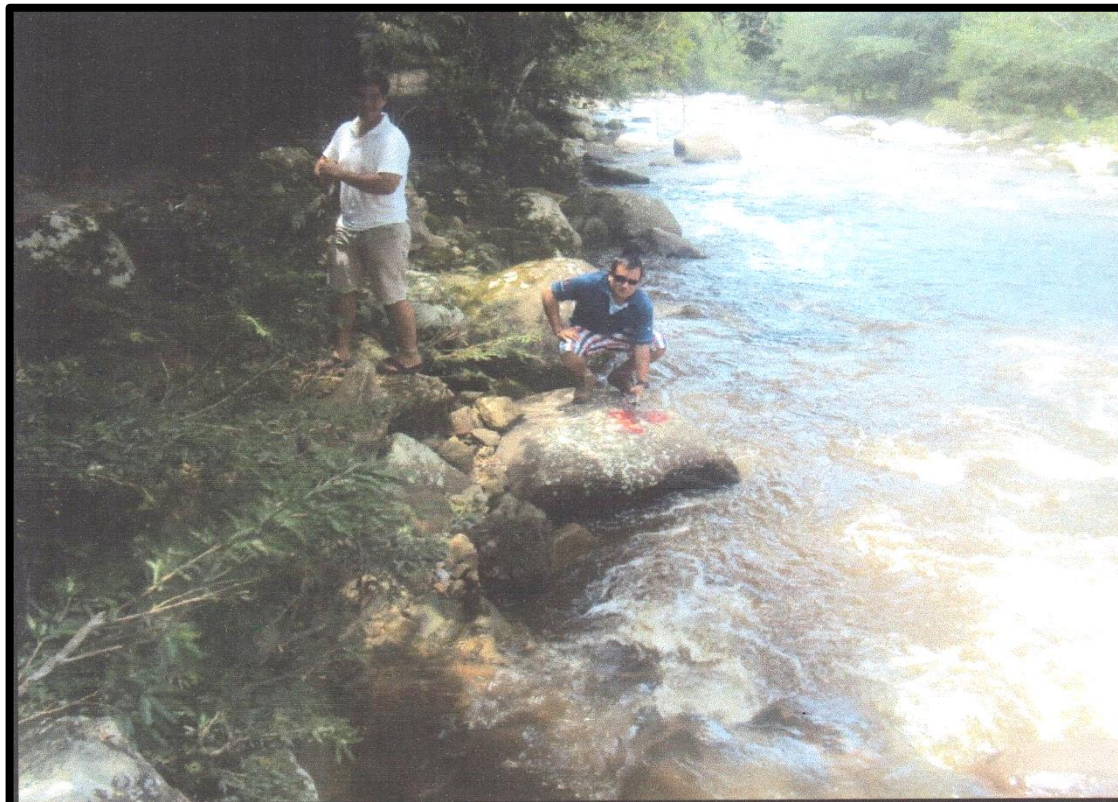


Foto 6. Levantamiento de información con GPS referente a la topografía del vaso del Micro embalse.



Foto 7 y 8. Se puede apreciar un Hito de referencia correspondiente a la delimitación de la Cordillera Cerro Escalera. Ubicado a inmediaciones del Micro embalse.

Índice de planos

N°	Lamina	Descripción
1	UL	Ubicación y Localización
2	C - EC	Cuenca colectora Estación HLG Cumbaza
3	C - ME	Cuenca colectora Micro embalse
4	PH	Planteamiento Hidráulico
5	PPL – ME (1/2)	Planta y perfil longitudinal Micro embalse Km 00+000 al Km 01+180
6	PPL – ME (2/2)	Planta y perfil longitudinal Micro embalse Km 01+180 al Km 02+360
7	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 00+000 al Km 00+380
8	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 00+400 al Km 00+780
9	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 00+800 al Km 01+180
10	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 01+200 al Km 01+580
11	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 01+600 al Km 01+980
12	ST (1/6)	Secciones transversales Micro embalse Km 02+000 al Km 02+360