

CAPÍTULO I (INTRODUCCIÓN)

1.1 Título del Proyecto:

“Diseño Hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas”.

1.2 Problema actual

El agua potable un servicio básico e indispensable para el desarrollo de los pueblos, es considerada como la principal demanda de las urbes.

Es en este sentido; que Bolivia, un país tercermundista en proceso de desarrollo, se ha dado a la tarea de incrementar la cobertura de este servicio, aumentando considerablemente desde 1990 con altas inversiones en el sector. Sin embargo, la realidad refleja que la cobertura y la calidad de servicio siguen siendo las más bajas del continente. La inestabilidad política e institucional ha contribuido a la debilitación de las instituciones del sector a nivel nacional y de muchas organizaciones locales.

Según Director ejecutivo de la autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y saneamiento básico (AAPS), las coberturas de agua potable en el 2010 eran:

Cuadro 1.1 - Coberturas del agua potable en Bolivia

		% total
Agua potable	población urbana	68%
	población rural	44%

Fuente: <http://www.eabolivia.com/economia>

Elaborado por: AAPS, mediante un monitoreo general (2010).

Observando el cuadro 1, vemos gran deficiencia entre las conexiones urbanas y rurales hecho que al pasar de los años se han ido agravando por un crecimiento poblacional desmedido y la falta de financiamiento.

No debemos olvidar que el agua potable es una necesidad, las localidades que actualmente cuenten con los servicios de agua potable ya no necesitarán que sus habitantes (principalmente mujeres y niños) caminen largas distancias para llevar a su vivienda uno o dos cántaros de agua, que escasamente cubrían las necesidades de consumo y así como la preparación de alimentos de su familia. Como también podrán contrarrestar infecciones intestinales como diarrea, cólera y tifoidea, al mismo tiempo lograrán satisfacer otras necesidades como el aseo personal y lavado de ropa dentro de sus viviendas.

1.2.1 Planteamiento del problema

La falta de agua potable en la comunidad de Alto Lajas se ha ido en estos últimos años incrementando considerablemente, volviéndose un tema de preocupación de sus habitantes.

En la actualidad los pobladores de la comunidad, se abastecen de agua superficial de diferentes fuentes: Quebradas, arroyos y manantiales, mediante micro sistemas de tuberías.

Estos microsistemas no llegan a abastecer a la totalidad de la población, siendo la parte más baja la afectada, como también están sujetas a las variaciones de caudal de las fuentes, que en su mayoría se secan en épocas de estiaje, ocasionando molestias en esta población.

Este es quizás el principal problema por el cual, la comunidad no se ha desarrollado más, tomando en cuenta la cercanía del mismo a la ciudad.

1.2.2 Formulación del problema

¿Hace falta un sistema de agua potable en la comunidad de Alto Lajas, que suministre agua apta para el consumo humano en la cantidad y calidad necesaria?

Un sistema de agua potable para esta comunidad es de evidente necesidad, y que conlleva una alta inversión económica, que no podrá ser pagada por parte de los comunarios por tanto deberán buscar financiamiento del estado.

Mediante el diseño hidráulico de un sistema de agua potable, se pretende encarar el problema situado, ofertando a los comunarios de Alto Lajas las facilidades que conlleva el servicio, de esta manera crear la conciencia de la salud e higiene que eleven su calidad de vida.

1.2.3 Sistematización del problema

¿Qué problemas conllevan la falta de un sistema de agua potable, para la comunidad de Alto Lajas?

¿El sistema de agua potable, reducirá las enfermedades gastrointestinales por el consumo de aguas no tratadas?

¿Qué perspectivas hacia el aprovechamiento del agua potable se creará en la población favorecida?

1.3 Objetivos del proyecto

1.3.1 Objetivo general

El objetivo fundamental del proyecto es de: Mejorar las condiciones de vida, bienestar y salud de los pobladores del municipio de Alto Lajas, mediante la implementación de un sistema de agua potable que llegue a disminuir el riesgo de enfermedades de tipo gastrointestinal y otras que se pueden propagar por la escasez de este elemento.

1.3.2 Objetivos específicos

La realización del presente diseño hidráulico apuntará a:

- Garantizar un suministro de agua potable, apta para el consumo humano.
- Distribuir el agua de manera domiciliaria, de tal forma que se elimine la inversión del tiempo para conseguir el líquido elemento.

- Suministrar el agua potable, de modo permanente sin crear molestias ni desconformidad por el sistema de agua potable.
- Disminuir las enfermedades gastrointestinales, provocadas por el consumo de aguas no tratadas.
- Aportar condiciones de habitabilidad en la comunidad, a manera de reducir la migración de los pobladores de la zona.

1.4 Justificación del proyecto

“El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso adecuado al agua y a los servicios de saneamiento. La escasez nace de la desigualdad, la pobreza y el poder y no en la carencia de la disponibilidad física del agua”.¹

De acuerdo con el informe del Ministerio de Medio Ambiente, en el área urbana de Bolivia hay una cobertura del 68 %, y en el porcentaje del área rural, se tiene en total de 44 % de personas con acceso al agua potable en el país.

Estas cifras alarmantes, también se plasman en la realidad que vive la comunidad:

- En el bajo nivel de vida, por la falta de higiene y una salud adecuada.
- La alta vulnerabilidad ante enfermedades gastrointestinales.
- El retraso económico, que incide el invertir tiempo en acarrear agua desde puntos lejanos.

1.4.1 Justificación académica

Aplicar los conocimientos adquiridos en el diseño de sistemas de agua potable, a manera de interactuar el campo teórico con la aplicación práctica que con lleva el “diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas”.

¹ INFORME SOBRE DESARROLLO HUMANO 2006 - Más allá de la Escasez: Poder, pobreza y la crisis mundial del agua, Publicado para el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) 2006.

Razones que argumentan el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del perfil.

1.4.2 Justificación técnica

Realizar el “Diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas”, determinando la ubicación de los componentes del sistema como el cálculo correspondiente al dimensionamiento de los mismos, buscando que el sistema sea económico y técnicamente aceptable.

1.4.3 Justificación social

El agua potable es un servicio básico de dependencia humana, que toda población necesita para llevar un buen desarrollo de vida saludable. Es en este sentido, el “diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas”, servirá a la mencionada comunidad, como una propuesta técnica para buscar financiamiento.

1.5 Alcance del proyecto

El presente proyecto de grado contemplará:

La obtención y recopilación de toda la información necesaria por parte del proponente, el diseño hidráulico de todo el sistema de agua potable desde su obra de captación, el proceso de aducción hasta la red de distribución y una planificación de obra que nos proporcione el costo y tiempo necesarios, para invertir en la materialización de esta propuesta.

- **Recopilación de toda la información necesaria.**- este será el primer paso antes de entrar al diseño hidráulico, buscar una buena información que garantice buenos resultados será lo primordial, para ello se plantea conseguir:
 - **Datos de la población.**- que nos permitirá conocer el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus más frecuentes enfermedades.

Datos que serán contrastados con los obtenidos tanto del INE en el 2001 como los PDM levantados por el municipio, lo cual nos asegurará una buena calidad de estos.

- **Un levantamiento topográfico.-** necesario para el diseño hidráulico, buscando el mejor trazo en consenso con la comunidad, de modo que no se tenga ningún problema para su posterior construcción.
- **Análisis de la cantidad de agua.-** para asegurar el suministro se contrastará el caudal de diseño requerido por el sistema, con el caudal mínimo de la fuente de captación, de esta manera se garantizará su funcionalidad en épocas de estiaje.
- **Análisis de la calidad del agua.-** se tomará una muestra de la fuente de captación y se la llevará a un laboratorio especializado. El mismo proporcionará datos confiables acerca de la calidad del agua y al mismo tiempo si requiere de algún tratamiento para su consumo.
- **El diseño hidráulico.-** en base a toda la información se procederá al dimensionamiento de las estructuras comprometidas al sistema:
 - La obra de toma
 - El tren de potabilización, según sea necesario de acuerdo al resultado de los análisis de laboratorio.
 - El sistema de aducción y todas sus obras complementarias que se requieran en su recorrido.
 - El tanque de regulación.
 - La red de distribución.
- **La planificación de obra.-** una vez concluida la etapa de diseño hidráulico, se procederá a la planificación de obra que comprenderá:

- **Un presupuesto de obra.-** el mismo permitirá saber el costo que se requiere para la construcción del sistema de agua potable, presentando en detalle los precios unitarios, cómputos métricos, como un resumen de materiales necesarios.
- **Un cronograma de actividades.-** que mostrará el tiempo necesario para la culminación de la obra como la ruta crítica de actividades.
- **Documentación final.-** todo el trabajo será debidamente documentado y representado gráficamente por planos del diseño hidráulico:
 - Plano de la obra de toma
 - Planos de la aducción
 - Plano de obras complementarias
 - Planos de la red de distribución

1.6 Aspectos metodológicos

El “diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas”, será realizado por fases:

- Fase I - Levantamiento y recopilación de la información
- Fase II - Procesamiento de la información (ingeniería del proyecto)

Los mismos se detallan a continuación:

Fase I - Levantamiento y recopilación de la información

A1-Datos de la población

Se efectuará un censo de la población beneficiaria, recabando el número de habitantes de la comunidad, su edad, ocupación o actividad económica y sus frecuentes enfermedades.

Datos que serán contrastados con los obtenidos tanto del INE (censo PV 2001), como los datos PDM levantados por el municipio, lo cual nos asegurará una buena calidad de estos.

A2-Levantamiento topográfico

Se dará paso al levantamiento topográfico tomando en cuenta la opinión de los comunarios que más conozcan el lugar, para demarcar el trazo de la aducción desde el punto elegido para la obra de toma, hasta la red de distribución.

A3-Cuantificación del agua

Se recabaran los datos necesarios para un análisis hidrológico del servicio nacional de meteorología e hidrología (SENAMHI), los mismos serán procesados para obtener los caudales de la fuente como: Su caudal máximo, caudal mínimo y caudal medio. Caudales que nos permitirán cuantificar el recurso hídrico de manera que podamos diseñar las obras civiles del sistema dándoles servicialidad y seguridad. Además, se validará los resultados con aforos que se haga a la fuente de captación.

A4-Estudio de la calidad del agua

Se empezará con la toma de muestras en la fuente de agua cuidando que esta sea lo más representativa posible, tomando tres veces en distintos tiempos en el mismo lugar para tal efecto. Estas serán llevadas a un laboratorio de análisis de la calidad del agua pertinente que nos proporcione un informe de calidad del agua.

Fase II - Procesamiento de la información (ingeniería del proyecto)

A1-Diseño de estructuras del sistema

Se procederá al diseño de las obras civiles como: Obra de toma, desarenador, tanque de almacenamiento, y otras que en el diseño se requieran. En el proceso de diseño se adoptaran los criterios vertidos por las normas NB689 (regula el

diseño de sistemas de agua potable), NB512 (regula la calidad del agua), como de la bibliografía citada.

A2-Diseño de la red de distribución

Con datos ya conocidos por los estudios mencionados líneas arriba, se procederá al cálculo de la red de distribución, adoptando la metodología de acuerdo a la distribución de la población buscando siempre que todo el diseño tenga funcionalidad adecuada. Para el diseño se tomarán los procedimientos y sugerencias de la bibliografía citada en el presente proyecto.

A3-Elaboración de planos a detalle

Mediante el uso del software AUTO-CAD, CIVIL 3D y otros, se procederá a la documentación gráfica del diseño: De las obras civiles, la red de distribución, tanque de almacenamiento, red de distribución, etc. (ver ANEXO 7)

A4-Presupuesto del sistema

Se elaborarán los cómputos métricos en base a los planos del diseño final, los cuáles relacionados con el análisis de precios unitarios, que serán levantados buscando la mayor realidad del mercado, los mismos proporcionarán el costo y presupuesto final de la obra. (ver ANEXO 3)

A5-Cronograma de actividades

Para la materialización de la obra se requerirá hacer una programación del mismo de acuerdo a las características de la zona; para tal efecto, se empleará el diagrama Gantt. Como un cronograma PERT CPM para determinar la ruta crítica (ver ANEXO 4)

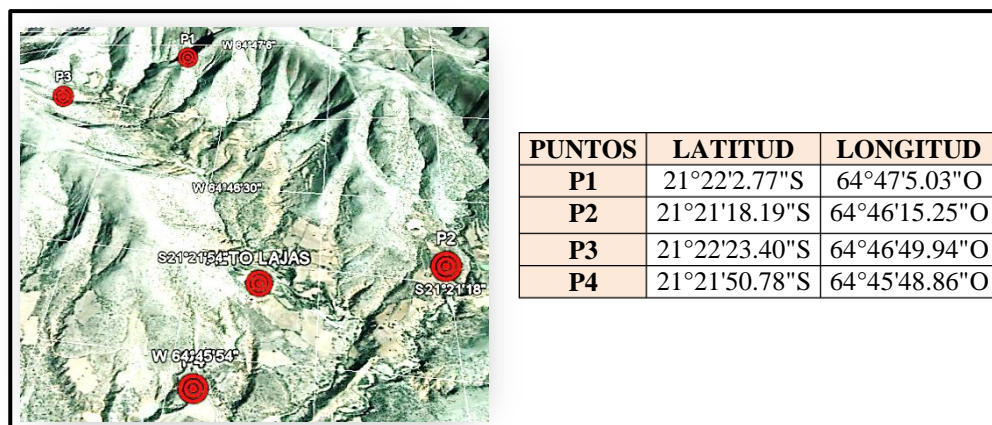
CAPÍTULO II (DIAGNÓSTICO DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO)

2.1 Ubicación geográfica del proyecto:

La comunidad de Alto Lajas, se halla situada en el distrito quinto del municipio de San Lorenzo, primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija.

Se encuentra entre las siguientes coordenadas:

Figura 2.1 – Coordenadas de ubicación de la comunidad Alto Lajas



Fuente: elaboración propia mediante el software google Earth Win 2011

Altura promedio: 2.131 m.s.n.m.

2.2 Acceso a la zona del proyecto

La comunidad de Alto Lajas donde se desarrollara el proyecto de diseño hidráulico de agua potable, se ubica a 24 km de la ciudad de Tarija de los cuáles 22 km esta asfaltado y 2 km de camino vecinal (tierra).

Cuadro 2.1- Distancias al área del proyecto

Tramo	Distancia	Tipo	Tiempo
Tarija-San. Lorenzo	15 km	Asfaltado	20 minutos
San Lorenzo – cruce alto Lajas	7 km	Asfaltado	10 minutos
Cruce alto Lajas – alto lajas	2 km	Tierra	5 minutos
TOTAL	24 km		35 minutos

Fuente: plan de desarrollo municipal “Honorable Alcaldía de San Lorenzo”

Para ubicar la obra de toma de agua, es necesario entrar de unos 2 a 3 km hasta la última casa, luego por ser zona de acceso difícil y erosionado, se debe caminar a pie por la serranía unos 3km. (Ver ANEXO 9; Figura A-9.2).

2.3 Descripción de la zona:

La comunidad de Alto Lajas se sitúa a los pies de la cordillera de Sama, por lo que fisiográficamente pertenece a los valles altos y cabeceras de valles, distribuidos entre los rangos de 2100 a 2300 m y los 3000 a 3200 m de altitud presentando las siguientes características:

Topografía: escarpada de fuertes pendientes con montañas se caracterizan por mostrar fisonomía de aspecto masivo, cimas variables, divisorias de aguas poco discernibles y con grado de disección de ligero, mesurado y fuerte. En muchos sitios se presentan movimientos en masa y vestigios de acción glaciaria. La litología es variable, se encuentran rocas sedimentarias: Areniscas, arcillita y lutitas.

Suelo: En las montañas son generalmente superficiales, solo en lugares en procesos de acumulación de material coluvial, algo profundas. Generalmente muestran signos de erosión laminar a medida y en algunos sectores severa con cárcavas. El drenaje varía de bien a moderadamente bien drenado y los colores de suelo varían de pardo oscuros en los horizontes superficiales a pardo amarillento oscuro en los horizontes a más profundidad. La textura es predominantemente franco arenosa, con muy pocos a abundantes fragmentos gruesos. Los suelos no son calcáreos, con estructura en bloques sub-angulares, pH entre 4,8 y 7,9 y no son salinos ni sódicos, los contenidos de materia orgánica son bajos a medios y la disponibilidad de nutrientes generalmente es baja.

Clima: según datos extraídos del PDM (plan de desarrollo municipal del Municipio de San Lorenzo) la comunidad de Alto Lajas se clasifica en una zona **Templada semi árida**. La clasificación climática se determinó, por el método Schaufelberguer quién establece la unión de dos metodologías como la clasificación de Caldas y Lang. (Ver ANEXO 9; Figura A-9.1)

Flora: La vegetación que caracteriza a este piso son manchas de bosques xerofíticos espinosos con presencia de arbustales, con flora rica en elementos andinos endémicos y subendémicos.

Fauna: La fauna está constituida por mamíferos carnívoros, mamíferos herbívoros, aves, reptiles entre los más importantes de la fauna terrestre. Actualmente se encuentra dispersa a causa de las profundas intervenciones del hombre, ya sea por la explotación forestal sin control, lo que está además ocasionando cambios en la estructura de la vegetación, destruyendo de esta forma su hábitat natural. La fauna y vida silvestre, constituye una alternativa alimentaría de la población.

2.4 Aspectos sociales.-

2.4.1 Población beneficiaria.-

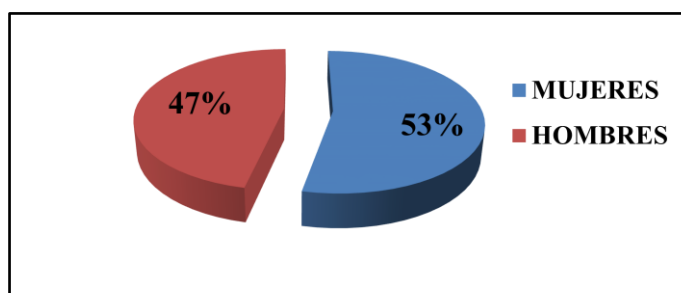
Actualmente se cuenta con una población de 116 personas en la comunidad de Alto Lajas que se distribuyen de la siguiente manera:

Cuadro 2.2 - Número de beneficiarios según censo 2011

MUJERES	HOMBRES	TOTAL
62	54	116
53,45%	46,55%	100,00%

Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 14 de agosto del 2011

Figura 2.2 – Distribución de género



Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 14 de agosto del 2011

2.4.2 Actitud de los comunarios ante el proyecto.-

El proyecto “Diseño hidráulico de un sistema de agua potable para la comunidad de Alto Lajas” es una propuesta de solución a la necesidad de agua potable que esta población requiere.

Por parte de la comunidad, esta iniciativa es respaldada por los pobladores, esperando contar con el servicio por los grandes beneficios que traerá para ellos. Con una alta expectativa por parte de los comunarios que con este proyecto se podrá solicitar financiamiento para la etapa de ejecución.

2.5 Actividad económica de la población.-

De acuerdo a los datos recopilados se puede apreciar:

Cuadro 2.3 - Actividad socioeconómica por número de familias según censo 2011

AGRICULTURA	20	80%
EMPLEADOS	5	20%
TOTALES:	25	100%

Fuente: censo de elaboración propia
Fecha del censo: 14 de agosto del 2011

Según el cuadro 2.3 se puede apreciar que la principal actividad de la comunidad de Alto Lajas es la agricultura, constituyéndose en su principal fuente económica.

Aunque se evidencia actividades menores como:

- La crianza de animales como: Vacas, chivos, cerdos, caballos entre otros.
- Elaboración artesanal de pan y queso.

2.6 Servicios básicos

2.6.1 Salud

En el tema de salud, según los datos recopilados mediante censo y encuestas realizadas, se puede comprobar que los comunarios de la zona no presentan problemas de salud graves,

siendo la enfermedad más recurrente la respiratoria. Como también la carencia de un centro de salud.

2.6.2 Vivienda

Conformado por 25 viviendas construidas en un 90% de materiales de piedra, adobe y teja. Con un promedio de 5 personas por vivienda.

2.6.3 Educación

La comunidad de alto lajas no cuenta con un centro educativo, los estudiantes de la zona se trasladan por medios propios a centros educativos más cercanos como Canasmoro o San Lorenzo.

2.7 Organizaciones

La comunidad de Alto Lajas está representada por el corregidor, que ejerce la autoridad en forma anual apoyándose en personas elegidas a través del voto, las mismas van informando y consensuando actividades en la comunidad, mediante una reunión que se realiza a cabo cada segundo domingo del mes.

CAPÍTULO III (ESTUDIOS PRELIMINARES)

Para diseñar un sistema de agua potable se debe tomar en cuenta que el suministro sea constante en la cantidad y calidad requeridas para consumo humano. Por tanto en el presente acápite se desarrollara los estudios preliminares que vayan a validar esta condicionante.

Se trabajara sobre:

- Un estudio topográfico, sobre el cual se emplazará el diseño del sistema.
- Un estudio de la calidad del agua, que valide la aptitud de la misma para consumo humano.
- Un estudio hidrológico, para validar la continuidad del servicio en la cantidad necesaria.

3.1 Estudio Topográfico

El mismo consistió en un levantamiento topográfico a partir de las coordenadas referenciales tomadas mediante GPS (Global Positioning System), barriendo toda la superficie considerada para la aducción desde la sección adoptada del río para la obra de toma hasta la red de distribución. Para tal efecto se consensuo con los comunarios para evitar problemas posteriores de invasión de predios particulares.

El informe topográfico se encuentra disponible en el ANEXO 5, sobre el cual se trabajó.

3.2 Estudio de la calidad del agua

El término calidad del agua es relativo, referido a la composición del agua en la medida en que esta es afectada por la concentración de sustancias producidas por procesos naturales y actividades humanas.

Como tal, es un término neutral que no puede ser clasificado como bueno o malo sin hacer referencia al uso para el cual el agua es destinada.

Por tanto la condicionante de potabilidad hace referencia a la calidad del agua, cuyos parámetros se encuentran estandarizados, en nuestro país por la norma Boliviana NB – 512.

cuadro 3.1 - parámetros de control y técnicas de análisis para agua potable

PARÁMETRO	TÉCNICA	VALORES MÁXIMOS PERMITIDOS SEGÚN NB 512-2004
PARÁMETROS FÍSICOS Y ORGANOLÉPTICOS:		
Olor	Organoléptico	Ninguno
Sabor	Organoléptico	Ninguno
Turbiedad	Espectrofotométrico	5 UNT
Sólidos totales disueltos	Gravimétrico	1000 mg/l
PARAMETROS QUÍMICOS:		
Alcalinidad total	Volumetría	370 mgCaCO ₃ /l
Antimonio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Arsénico	Absorción atómica	0,05 mg/l
Boro	Absorción atómica	0,3 mg/l
Nitrógeno amoniacal	Volumetría	0.5 mg/l
Cadmio	Absorción atómica	0,005 mg/l
Calcio	Volumetría Absorción atómica	200 mg/l
Cloro residual	Sensorial comparativo (DPD)	0,2 - 1 mg/l
Cloruros	Volumetría	250 mg/l
Cobalto	Absorción atómica	1,0 mg/l
Cobre	Absorción atómica	1,00 mg/l
Color	Espectrofotometría	15 UCV
Conductividad eléctrica (20°C)	Potenciometría	1500 uS/cm
Cromo	Absorción atómica	0,05 mg/l
Dureza total	Volumetría	500 mgCaCO ₃ /l
Fluoruros	Volumetría	1.5 mg/l
Hierro total	Absorción atómica	0.3 mg/l
Índice de Langelier	Nomográfico	(- 0.5) a (+ 0.5)
Magnesio	Cálculo Absorción atómica	150 mg/l
Manganeso	Espectrofotometría Absorción atómica	0.1 mg/l
Mercurio	Absorción atómica	0,001 mg/l
Níquel	Absorción atómica	0,05 mg/l
Nitratos	Espectrofotometría	45 mg/l
Nitritos	Espectrofotometría	0.1 mg/l
pH	Potenciometría	6.5 - 9.0
Plomo	Absorción atómica	0,01 mg/l
Sodio	Absorción atómica	200 mg/l
Sulfatos	Espectrofotometría	300 mg/l
PARÁMETROS MICROBIOLÓGICOS:		
Coliformes totales	Número mas probable Membrana filtrante	0 UFC/100 ml
Escherichia Coli	Número mas probable Membrana filtrante	0 UFC/100 ml
Heterótrofos	Recuento en placa fluida	500 UFC/100 ml

Fuente: Norma Boliviana (NB - 512)

Para tal efecto se sometió una muestra de agua de la fuente a un análisis físico, químico y bacteriológico mediante un laboratorio especializado en el tema.

El informe de la calidad del agua, se encuentra disponible en el ANEXO 6.

3.3 Estudio hidrológico

En cuanto al estudio de la hidrología, a continuación se mostrará el cálculo empleado para la determinación de los caudales de diseño: Caudal mínimo para garantizar el suministro y el máximo para garantizar la obra de toma.

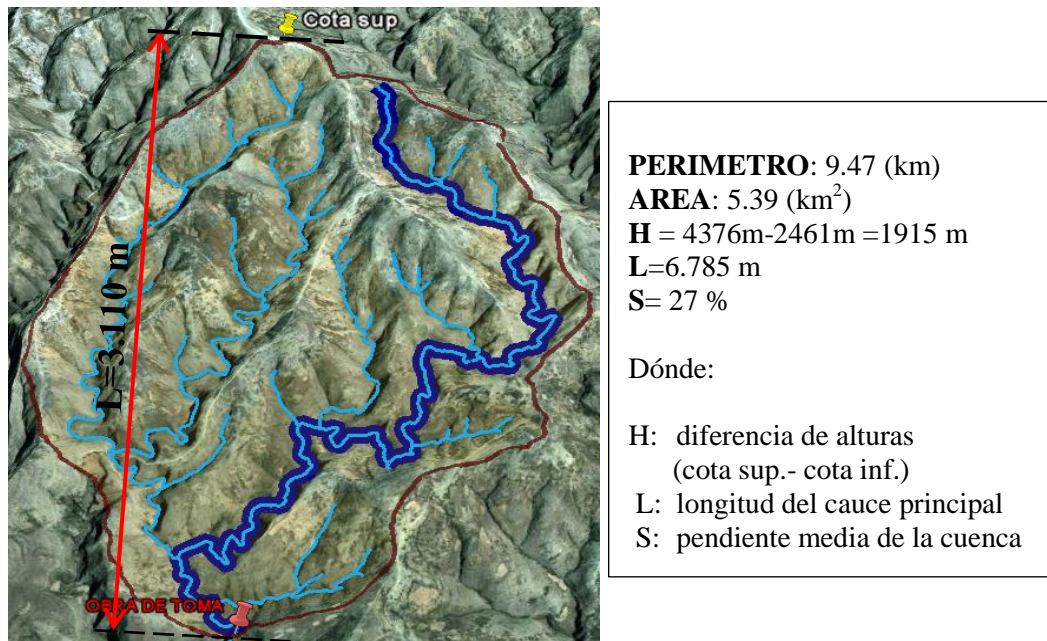
Tomando en cuenta la cuenca de aporte a la quebrada de Pajchani (ver Fig. 3.1), para la deducción del caudal máximo se empleará el método racional.

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6} \quad (3.1)$$

Dónde:

- Q:** caudal máximo, en (m³/s).
- C:** coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.
- i:** intensidad de lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado, en (mm/hr).
- A:** área de la cuenca en (km²).

Figura 3.1 - Cuenca del proyecto



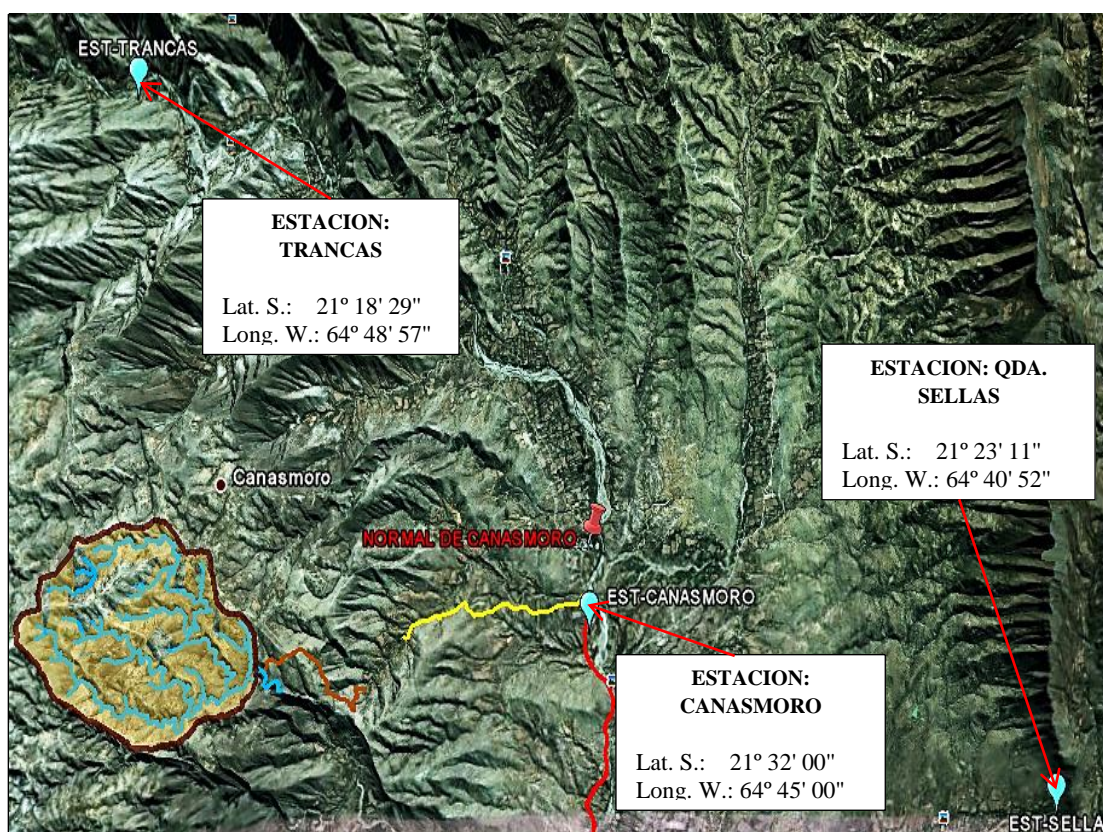
Fuente: elaboración propia mediante software (Google Earth 2011)

3.3.1 Precipitaciones

Dentro la cuenca determinada no existen estaciones meteorológicas, por lo cual se emplean estaciones cercanas a la comunidad:

- Estación de Trancas
- Estación de Sella
- Estación cerrada de Canasmoro

Figura 3.2 - Estaciones cercanas a la cuenca del proyecto



Fuente: elaboración propia mediante software (Google Earth 2011)

Los datos proporcionados por el Senamhi, de estas estaciones meteorológicas se encuentran a disposición, (Ver ANEXO 9; Cuadros A-9.1, A-9.2 y A-9.3)

Para la siguiente información seleccionada de lluvias máximas, en mm, en el rango de años dado (1992-2003), se calcula:

Cuadro 3.2 – Precipitaciones máximas en 24 h

AÑO	TRANCAS	CANASMORO	SELLA QDAS.
1992	50,0	207,5	40
1993	91,2	189,6	63
1994	49,0	145,6	80,5
1995	70,4	240,6	52,1
1996	49,3	120,5	52
1997	100,5	265,8	110
1998	41,4	80,8	40
1999	48,4	142,5	62,5
2000	95,2	124,3	72,4
2001	56,6	180,9	49,5
2002	60,7	172	55,6
2003	60,5	97,9	63,4

▫ Cálculo del promedio:

$$\bar{X} = \frac{X_i}{N}$$

▫ Cálculo de la desviación :

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

▫ Cálculo de la moda:

$$Ed = \bar{X} - 0,45 * Sx$$

▫ Cálculo de la característica:

$$Kd = \frac{Sx}{0,557 * Ed}$$

RESUMEN

N	12,0	12,0	12,0
\bar{x}	64,4	164,0	61,8
Sx	20,3	56,2	19,4
Ed	55,3	138,7	53,0
Kd	0,7	0,7	0,7

Los mismos son ponderados, de acuerdo al número de datos que presentan en la serie:

➤ $Edp=82.3$

➤ $Kdp=0.7$

Con estos valores se calcula la altura de lluvia máxima horaria, según el valor del tiempo de concentración se aplicará la ecuación (3.2) para tiempos de concentración entre ($2 h < T_c < 24 h$).

$$htT = Edp * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * (1 + Kdp * \log T) \quad (3.2)$$

Dónde:

htT: altura de lluvia máxima horaria (mm)

t: tiempo de lluvia (h)

β : gradiente de precipitación, exponente que varía 0.2 y 0.3

α : equivalente de lluvia diaria (h)

T: período de retorno (años)

Como la ecuación (3.3) para $T_c < 2$ h.

$$htT = hdT * \left(\frac{t}{24} \right)^\beta \quad (3.3)$$

Dónde:

htT: altura de lluvia máxima horaria (mm)

hdT: altura de lluvia máxima diaria (mm)

t: tiempo de lluvia (h)

β: gradiente de precipitación, exponente que varía 0.2 y 0.3

Nota:

- ✓ “t” debe ser igual al “Tc” tiempo de concentración de la cuenca, en el caso que se analicen lluvias máximas.
- ✓ “α” dispone valores de acuerdo al tamaño de la cuenca:
Para cuencas pequeñas $< 20 \text{ km}^2$ (2 h)
Para cuencas grandes $\geq 20 \text{ km}^2$ (12 h).
- ✓ “β” se define como la gradiente de precipitaciones en la curva h-D-T, mediante estudios elaborados en base a estaciones patrones en Bolivia se ha determinado que el valor de “β” varía entre 0.2 a 0.3 razón por la cual se asume un valor de $\beta = 0,2$ para la obtención de resultados del lado de la seguridad.

3.3.2 Caudales

3.3.2.1 Caudal máximo

▫ Cálculo del tiempo de concentración:

Se calcula por medio de expresiones empíricas, las cuales dependen de las características físicas de la cuenca:

- Fórmula de Kirpich

$$T_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H} \right)^{0.385} \quad : \quad T_c = 0.472 \text{ h.}$$

- Fórmula de Basso, E

$$T_c = 0,067 * \left(\frac{L}{s^{0.5}} \right)^{0.77} : T_c = 0.35 h.$$

- Fórmula de Pizarro

$$T_c = 13,548 * \left(\frac{L^2}{H} \right)^{0.77} : T_c = 0.768h.$$

Dónde:

- Tc:** Tiempo de concentración (h)
- L:** Longitud del cauce principal (km)
- H:** Diferencia de alturas de la cuenca en (m)
- A:** Área de la cuenca (km²)
- S:** Pendiente media del cauce principal

Adoptando un Tc de 0.472 h, por ser un valor conservador entre las tres fórmulas citadas.

Para luego evaluar según el caso la ecuación (3.2) o (3.3), como el Tc es menor a 2 h se aplicará la ecuación (3.3):

$$htT = hdT * \left(\frac{t}{24} \right)^{\beta}$$

Donde la altura de lluvia máxima diaria será:

$$hdT = Edp * (1 + Kdp * \log T) \quad (3.4)$$

Dónde:

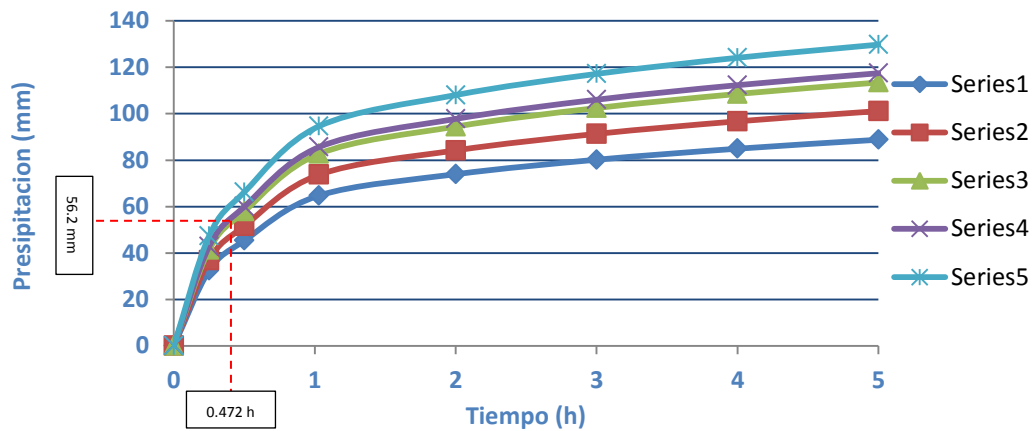
- hdT:** altura de lluvia máxima diaria (mm)
- Edp:** moda ponderada
- Kdp:** Característica ponderada
- T:** periodo de retorno (h)

Aplicando la ecuación (3.3) y (3.4), para diferentes tiempos de duración de lluvias en horas y tiempos de retorno se tiene:

Cuadro 3.3 – alturas de lluvia máxima horaria

T(años)	periodos de duración de lluvias en horas (t)							
	0	0.25	0.5	1.03	2	3	4	5
5	0	32.38	45.33	64.75	73.94	80.19	84.94	88.81
10	0	36.87	51.62	73.74	84.21	91.32	96.73	101.15
20	0	41.37	57.91	82.73	94.48	102.46	108.53	113.48
25	0	42.81	59.94	85.63	97.78	106.04	112.32	117.45
50	0	47.31	66.24	94.62	108.05	117.18	124.12	129.78

Figura 3.3 – curvas htT – D -T



Determinándose una altura de precipitación horaria de: htT: 56,2 mm para un T de 20 años

▫ **Cálculo de la intensidad máxima de lluvia:**

$$i = \frac{htT}{T_c} \quad (3.5)$$

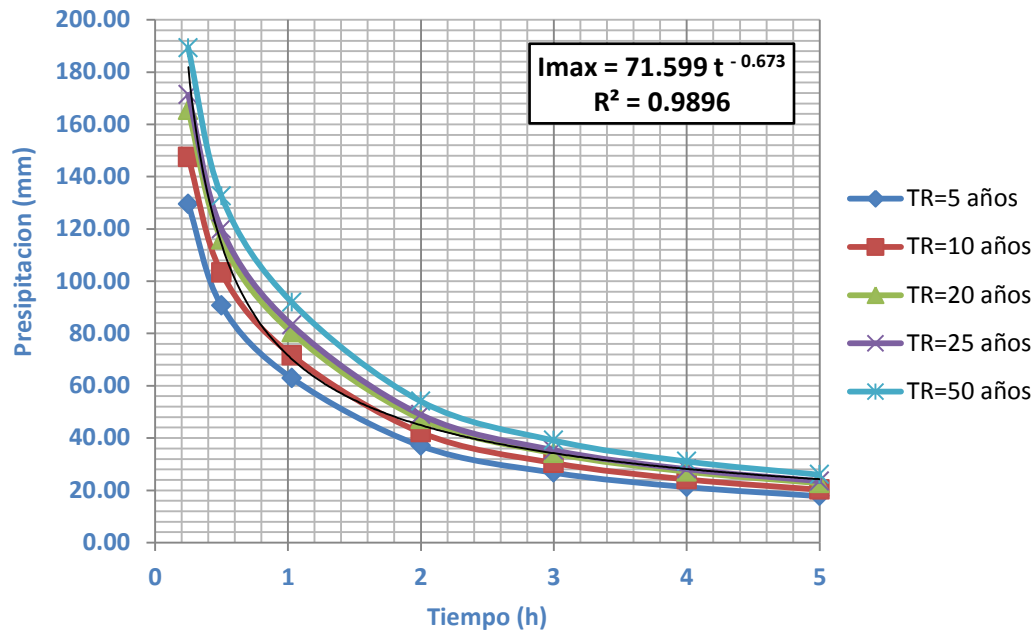
Mediante la evaluación de la ecuación 3.5, se tendrá:

Cuadro 3.4 – intensidades de lluvia

T(años)	periodos de duración de lluvias en horas (t)						
	0.25	0.5	1.03	2	3	4	5
5	129.50	90.65	62.86	36.97	26.73	21.23	17.76
10	147.49	103.24	71.59	42.10	30.44	24.18	20.23
20	165.47	115.83	80.32	47.24	34.15	27.13	22.70
25	171.26	119.88	83.14	48.89	35.35	28.08	23.49
50	189.24	132.47	91.87	54.03	39.06	31.03	25.96

Con estos datos se graficará y obtendrá una ecuación para T_c : 20 años del proyecto.

Figura 3.4 – curvas I-D-T



De donde se obtiene:

$$i = 71.599 * T_c^{-0.673} \quad (3.6)$$

$$i = 71.599 * 0.472^{-0.673}$$

$$i = 118.67 \text{ (mm/h)}$$

▫ **Cálculo del coeficiente de escorrentía:**

La determinación del coeficiente de escorrentía se la realizará por medio de la siguiente ecuación:

$$c = \frac{FA + FP + FV}{3} \quad (3.7)$$

Dónde:

FA: Factor de escorrentía por el área de la cuenca

FP: factor de escorrentía por la precipitación media anual

FV: factor de escorrentía por cubierta verde de la cuenca.

Estos factores son propuestos, (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.4).

Adoptando:

FA: 0.2 (para cuencas de área < 10 km²)

FP: 0 - 0.05 (para precipitaciones medias anuales menores a < 800 mm), como la estación más cercana (Est. Canasmoro) tiene una Pmed anual de 582 mm se adopta FP: 0.05

De acuerdo al factor por cubierta verde se tiene:

TERRENO CONSTITUIDO CON PASTO	20 %	0,01 A 0,30
TERRENO CUBIERTO CON BOSQUE	0 %	0,05 A 0,20
TERRENO SIN CULTIVAR	80 %	0,25 A 0,50

$$FV = 20\% * \left(\frac{0.01 + 0.3}{2} \right) + 80\% * \left(\frac{0.25 + 0.5}{2} \right)$$

$$FV = 0.40$$

Luego mediante la ecuación (3.7), se tiene:

$$c = \frac{FA + FP + FV}{3}$$

$$c = \frac{0.20 + 0.05 + 0.40}{3}$$

$$c = 0.22$$

▫ Evaluando la ecuación (3.1), método racional obtenemos:

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6}$$

$$Q = \frac{0.22 * 118.67 * 5.35}{3,6}$$

$$Q = 38.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

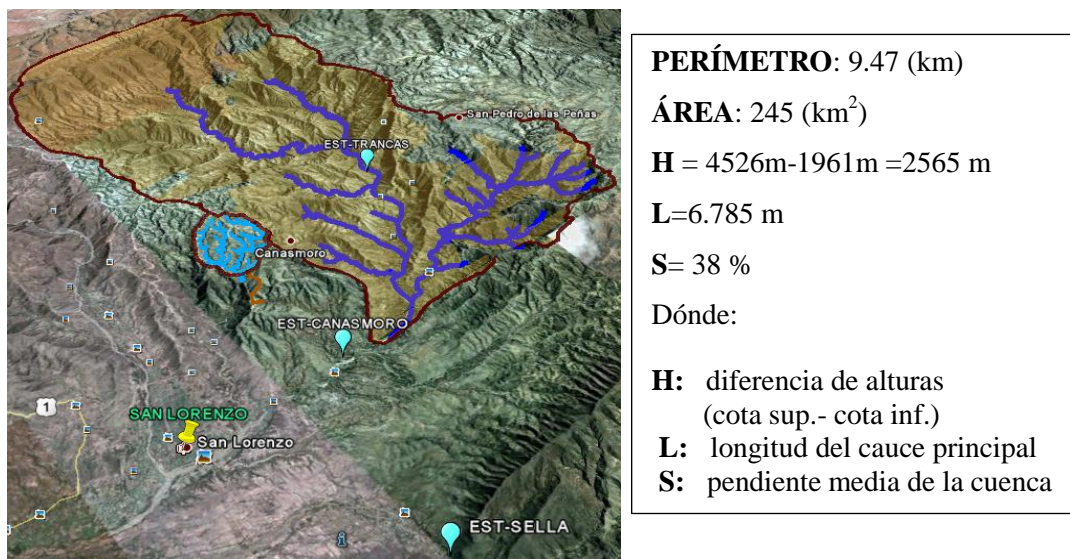
3.3.2.2 Caudal mínimo

El caudal mínimo se calculará mediante el método de las pérdidas, aplicado a la cuenca Guadalquivir para posteriormente extrapolar los resultados a cuenca del proyecto (cuenca Pajchani).

Se parte de datos de alturas de precipitación de la cuenca con datos de aforos trabajando con las estaciones que formen parte de la cuenca o estén próximas a ella, entre estas:

- Estación Sella Qdas.
- Estación de Trancas
- Estación cerrada de Canasmoro

Figura 3.5 - Estaciones próximas a la cuenca patrón (Guadalquivir)



Fuente: elaboración propia mediante software (Google Earth 2011)

- Se parte de datos de alturas de precipitación de la cuenca que presenta datos de aforos. Además de estaciones que pertenezcan a la misma o estén próximas a ella.

Cuadro 3.5 – Altura de precipitación anual (mm)

AÑO	CANASMORO	SELLA QDAS.	TRANCAS
1992	532.5	584	826.4
1993	643.1	640.8	858.6
1994		504.2	780.4
1995	690	665.5	923.3
1996	586.6	603.3	845.5
1997			817.1
1998	338.6		521.5
1999		625.8	664.9
2000		644.1	833
2001	606.9	658.8	889.6
2002		542.4	607

Fuente: Datos extraídos del SENAMHI.

- Evaluando para cada estación sus parámetros

	ESTACIONES	M(h)	S(h)	Nº datos
1	CANASMORO	566.283	123.491	6
2	SELLA QDAS.	607.656	55.065	9
3	TRANCAS	778.845	126.229	11

Los mismos serán ponderados para unificar los parámetros de acuerdo al número de datos:

	ESTACIONES	$M(h)p$	$S(h)p$	CV
1	CANASMORO	703.82	125.263	17.8%
2	SELLA QDAS.			
3	TRANCAS			

- Para determinar las precipitaciones mínimas medias anuales se aplica la siguiente ecuación:

$$P = 1 - (1 - r)^{\frac{1}{N}} \quad (3.8)$$

Dónde:

- P:** Probabilidad o frecuencia
- r:** Riesgo con el que se calcula el proyecto
- N:** Vida útil del proyecto
- T:** Período de retorno

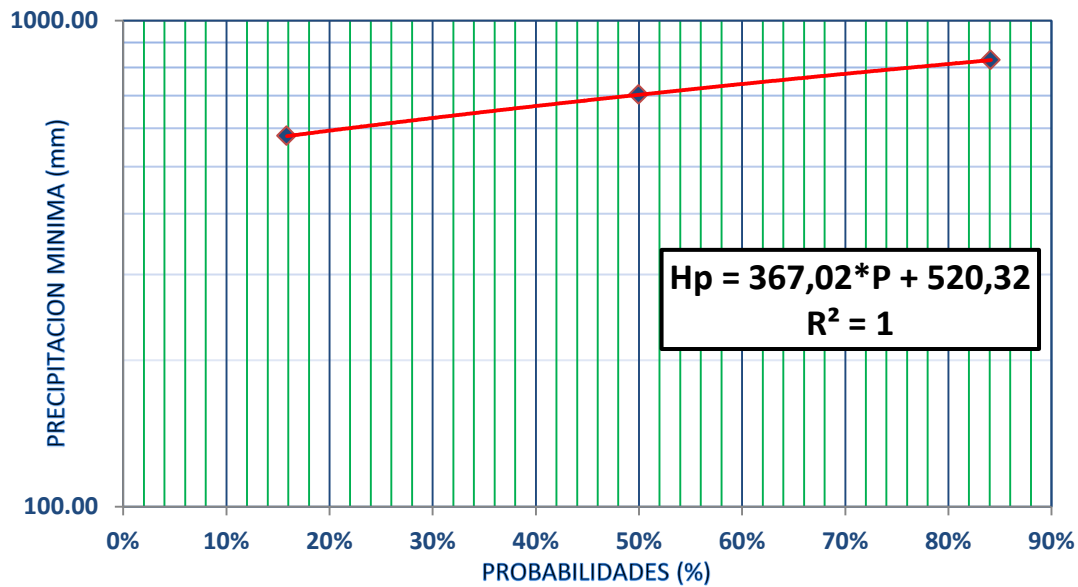
Se calcula las probabilidades para diferentes valores de N y r asumidos:

N (AÑOS)	r = 20 %	r = 30 %	r = 40 %	r = 50 %
	0.20	0.30	0.40	0.50
10	2.21%	3.50%	4.98%	6.70%
20	1.11%	1.77%	2.52%	3.41%
30	0.74%	1.18%	1.69%	2.28%
50	0.45%	0.71%	1.02%	1.38%

Para el presente proyecto se tomará la probabilidad para N=20 años y un r de 20%

- Se gráfica y ajusta una recta en papel probabilístico

Figura 3.6 – probabilidades de precipitaciones mínimas



- Con los valores de probabilidad y aplicando la ecuación calibrada se calculan las alturas de precipitación mínima anual para la cuenca:

$$H_p = 367.02 * P + 520.32 \quad (3.9)$$

Dónde:

HP: altura de precipitación (mm/año)

P: Probabilidad calculada.

Precipitación mínima anual en (mm) para la cuenca para diferentes años y riesgos:

N (AÑOS)	r = 20 % 0,20	r = 30 % 0,30	r = 40 % 0,40	r = 50 % 0,50
10	528	533	539	545
20	524,39	527	530	533
30	523	525	527	529
50	522	523	524	525

Luego partiendo de la ecuación del balance hídrico:

$$P = E + I + R \quad (3.10)$$

Dónde:

- E:** Pérdidas por evapotranspiración
- I:** Pérdidas por infiltración
- R:** Escurrimiento superficial

Ya que no se disponen de caudales aforados en la cuenca de interés, se trabajará con los datos existentes de una cuenca vecina (Guadalquivir). (Ver ANEXO 9 Cuadros A-9.5 y A-9.6)

Cuadro 3.6 – Resumen precipitación anual – caudales medios anuales

PERIODO	P. Anual (mm)	Q ₁ med. (m ³ /s)	CAUDAL(Q ₂) (mm)
86-87	986,60	1,90	279,75
87-88	603,20	1,93	284,84
88-89	680,00	0,72	105,86
89-90	785,90	0,82	120,60
92-93	721,30	1,03	151,69
93-94	858,80	1,42	209,16
94-95	879,60	1,04	153,46
02-03	688,40	1,13	166,76
03-04	732,50	0,54	79,78
04-05	640,40	0,65	96,21
05-06	780,20	2,04	300,73
06-07	729,40	1,73	255,50

CONVERSIÓN:

$$Q_2 = \frac{Q_1 * 86400 * 365}{A}$$

DONDE:

- Q₂: Caudal medio anual (mm)
- Q₁: Caudal medio anual (m³/s)
- A: Área de la cuenca (m)

Donde el área involucrada es: A: 214 km²

Luego aplicando la ecuación (3.10):

$$E + I = P - R$$

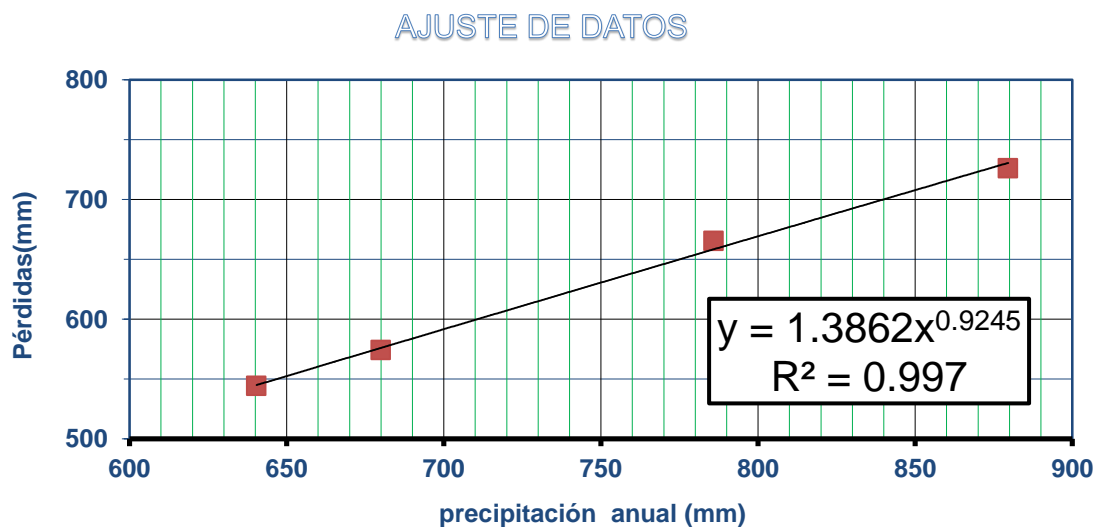
Donde: E+I: equivalen a las pérdidas.

En los datos del cuadro 3.6, se calculan las pérdidas correspondientes a los años tomados en cuenta:

Cuadro 3.7 – Valores de las pérdidas

periodo	precipitación (mm)	Caudal (mm)	perdida (mm)
86-87	986,60	279,75	706,85
87-88	603,20	284,84	318,36
88-89	680,00	105,86	574,14
89-90	785,90	120,60	665,30
92-93	721,30	151,69	569,61
93-94	858,80	209,16	649,64
94-95	879,60	153,46	726,14
02-03	688,40	166,76	521,64
03-04	732,50	79,78	652,72
04-05	640,40	96,21	544,19
05-06	780,20	300,73	479,47
06-07	729,40	255,50	473,90

De los datos del Cuadro 3.7, se calibra una ecuación de (pérdidas vs precipitaciones):



Obteniendo la siguiente ecuación:

$$Per = 1.3862 * P^{0.9245} \quad (3.11)$$

Dónde:

Per: pérdidas de evaporación transpiración e infiltración (mm)

P: precipitación media anual (mm)

Reemplazando a esta ecuación con la precipitación mínima hallada para una N=20 años y un r=20% de 524.4 mm se adquiere una pérdida de 453.1 mm.

Luego mediante la ecuación del balance hídrico se determina el caudal mínimo:

$$P = Per + R$$

$$R = P - Per$$

$$R_{min} = 71 \text{ mm}$$

Transformando a (m³/s): $R_{min} = 0.484 \text{ m}^3/\text{s}$

Como este caudal es calculado para la cuenca Guadalquivir se extrapolaran los datos según las características hidrológicas de las dos cuencas:

Calculando un coeficiente de área:

$$C_A = \frac{A_1}{A_2} * \frac{i_1}{i_2} \quad (3.12)$$

Dónde:

A1: Área de la cuenca en estudio (Pajchani)

A2: Área de la cuenca patrón (Guadalquivir)

i1: Pendiente de la cuenca en estudio (Pajchani)

i2: Pendiente de la cuenca patrón (Guadalquivir)

Cuadro 3.8 – Características de las cuencas

Características	Cuenca con Q aforados		Cuenca sin Q aforados	
Cuenca	Guadalquivir		Pajchani	
Departamento	Tarija		Tarija	
Provincia	Méndez		Méndez	
a. s. n. m.	2198	m.s.n.m.	2080	m.s.n.m.
Prec. Med. A.	793.4	mm	582.4	mm
Pendiente	38	%	27	%
Área	245	km ²	5.39	km ²

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando la ecuación (3.12), se tiene:

$$C_A=0.016$$

El mismo se le adaptará al caudal mínimo de la cuenca Guadalquivir para extrapolar el caudal mínimo de la cuenca del río Pajchani

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = C^A * R_{\min}$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 0.016 * 0.484 \text{ m}^3\text{/s}$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 0.008 \text{ m}^3\text{/s}$$

El cual se distribuirá de acuerdo a los coeficientes de los caudales medios mensuales del río Guadalquivir, obteniendo de esta los porcentajes de distribución de caudales respecto al promedio anual:

	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.
%	9.32	49.07	88.58	357.91	223.74	371.50	163.39	40.36	22.84	15.46	9.11	8.32

Los mismos serán multiplicados por el caudal mínimo para la cuenca Pajchani:

Qmin (m³/s)	7*10 ⁻⁴	0.004	0.007	0.028	0.017	0.029	0.013	0.003	0.002	0.0012	7*10 ⁻⁴	6*10 ⁻⁴
Qmin (l/s)	0.722	3.801	6.861	27.72	17.33	28.78	12.66	3.126	1.769	1.1976	0.706	0.644

Determinándose: un caudal mínimo de 0.64 l/s para una N=20 años y un r=20%

Estos datos son contrastados con datos de aforo realizados:

Figura 3.7 – fotografía del aforamiento



El tipo de aforo que se empleó, es el volumétrico, que con una cubeta graduada cada litro, se midió el tiempo de llenado en esos intervalos arrojando los siguientes resultados:

Cuadro 3.9 - Datos primer aforamiento

FECHA: 23 DE JULIO DEL 2011		
HORA: 1:55 p.m.		
OBSERVACIONES	TIEMPOS (s)	CAUDALES (l/s)
1	1.83	0.55
2	1.77	0.56
3	1.96	0.51
4	1.60	0.63
5	1.64	0.61
6	1.52	0.66
7	1.24	0.81
8	1.13	0.88
9	1.42	0.70
10	1.25	0.80
11	1.38	0.72
PROMEDIO	1.52	0.68

Fuente: elaboración propia

Cuadro 3.10 - Datos segundo aforamiento

FECHA: 24 DE AGOSTO DEL 2011		
HORA: 11:30 a.m.		
OBSERVACIONES	TIEMPOS (s)	CAUDALES (l/s)
1	1.82	0.62
2	1.79	0.56
3	1.88	0.58
4	1.85	0.59
5	1.81	0.57
PROMEDIO	1.83	0.59

Fuente: elaboración propia

Con lo que se valida los resultados obtenidos del caudal mínimo.

3.3.2.3 Caudal Ecológico

El caudal explotado de 0.275 l/s de la fuente de captación equivale al 43% del caudal mínimo (0.64 l/s), siendo el límite permitido por norma del 20 % del mismo.

Ante esta situación cabe aclarar que aguas debajo del cauce se encuentra la presa Pajchani, el mismo ha sido diseñado para suplir de riego en época de estiaje, almacenando el agua en tiempo lluvia y usarla en secano por lo que no influirá la explotación del caudal por nuestro sistema. Además se debe señalar que la fuente de agua potable para la comunidad vecina (Pajchani) es la Qda. Samarina, por tanto se considera que aguas abajo del cauce no se crearán problemas ante la explotación del mismo.

CAPÍTULO IV (INGENIERÍA DEL PROYECTO)

Para la etapa de diseño del sistema se empleará los criterios de diseño y sugerencias vertidas por la norma Boliviana NB-689, que establece su uso obligatorio sobre el territorio nacional en marco al artículo segundo de la resolución ministerial N° 230 emitida el 7 de septiembre del año 2004.

4.1 Parámetros de diseño

4.1.1 Índice de crecimiento poblacional

El índice de crecimiento poblacional se la evalúa de acuerdo a los datos obtenidos por el censo realizado en el presente año (2011) versus el censo verificado en el 2001, de esta manera se tendrá un índice de crecimiento veraz.

Según censo nacional ejecutado el año 2001, en la comunidad de Alto Lajas se contaba con 95 personas y según el censo efectuado el 2011, en la actualidad se cuenta con 116 personas.

Existiendo un crecimiento de 21 personas en 10 años, lo cual indica un crecimiento de 2.1 personas por año. Entonces:

$$\begin{aligned}
 \text{Si} \quad & 95 \rightarrow 100\% \\
 & 21 \rightarrow X \% \\
 & X = 22,1\% \text{ en diez años} \\
 & X = 2.21 \% \text{ por cada año.}
 \end{aligned}$$

Siendo el índice de crecimiento poblacional anual de: 2.21 %.

4.1.2 Población horizonte

La población futura es el crecimiento histórico de la población o crecimiento que ha sido observado para diferentes períodos de tiempo.

La población futura se la puede calcular con los siguientes métodos:

- Crecimiento aritmético:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right) \quad (4.1)$$

- Crecimiento geométrico:

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad (4.2)$$

- Método de Wappaus:

$$Pf = Pa * \left(\frac{200 + i * t}{200 - i * t}\right) \quad (4.3)$$

- Método exponencial:

$$Pf = Pa * e^{\frac{i * t}{100}} \quad (4.4)$$

Dónde:

- Pf** : población futura (hab.)
- Pa** : Población actual (hab.)
- t** : Período de diseño (años)
- i** : índice de crecimiento anual (%)

Aplicando las ecuaciones (4.1), (4.2), (4.3) y (4.4) se tiene para N=20 años se tiene:

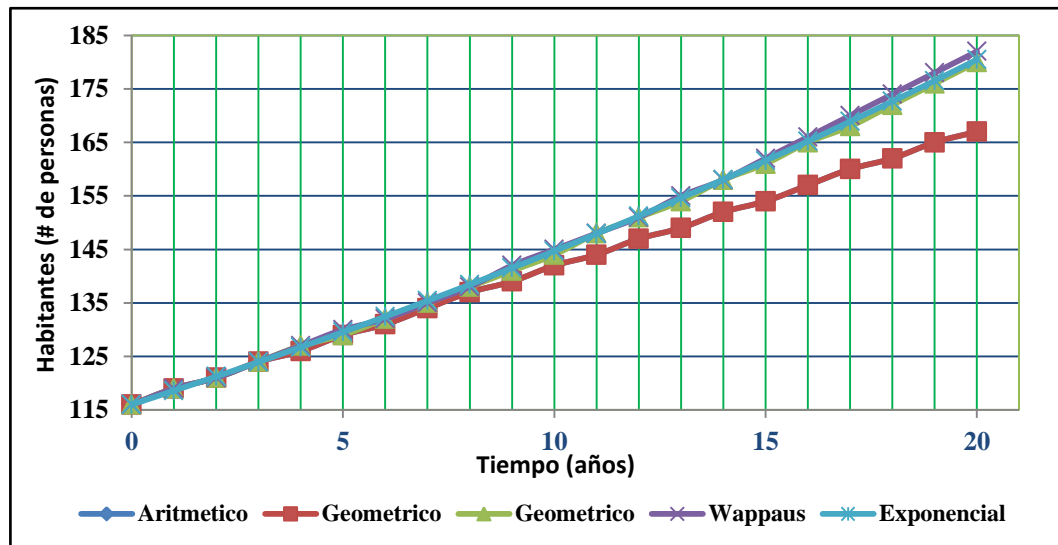
Cuadro 4.1 - Crecimiento poblacional

Años	Tiempo	Aritmético	Geométrico	Wappaus	Exponencial
2011	0	116	116	116	116
2012	1	119	119	119	119
2013	2	121	121	121	121
2014	3	124	124	124	124
2015	4	126	127	127	127
2016	5	129	129	130	130
2017	6	131	132	132	132
2018	7	134	135	135	135
2019	8	137	138	138	138

2020	9	139	141	142	142
2021	10	142	144	145	145
2022	11	144	148	148	148
2023	12	147	151	151	151
2024	13	149	154	155	155
2025	14	152	158	158	158
2026	15	154	161	162	162
2027	16	157	165	166	165
2028	17	160	168	170	169
2029	18	162	172	174	173
2030	19	165	176	178	177
2031	20	167	180	182	180

Fuente: Aplicación de las ecuaciones (4.1), (4.2), (4.3) y (4.4)

Figura 4.1 – Gráfico de crecimiento de la población



Fuente: Cuadro 4.1

Adoptando los resultados del método exponencial para el diseño del proyecto.

4.1.3 Dotación media diaria

Para determinar las necesidades de agua potable en zonas habitadas, se deben considerar los siguientes factores:

- Nivel económico de la población y tamaño propiedades.
- Clima del lugar.
- Capacidad de las fuentes

El primer factor es importante, ya que la capacidad económica condiciona las necesidades de las familias. En consecuencia, los consumos en los sectores de nivel económico elevado son mayores. Conviene recordar, que la dotación debe cubrir las necesidades de la población en cuanto a los servicios domésticos, aseo personal, limpieza, riego de jardines y pérdidas en el sistema.

En cuanto al factor clima, su influencia se refleja en los grandes consumos registrados en poblaciones con clima cálido, en relación con los templados y fríos. En muchos casos la disponibilidad de agua en la fuente limita la dotación.

Cuadro 4.2 - Dotaciones medias

Zona	DOTACIÓN MEDIA (l./hab./día)					
	POBLACIÓN (habitantes)					
	Hasta 500	500 – 2000	2000 – 5000	5000 – 20000	20000 – 100000	>100000
Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150-200
Valles	30 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200-300
Llanos	70 – 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250-350

Fuente: Norma Boliviana NB 689

Para la zona de los valles con una población hasta 500 los habitantes varía entre 30 y 70 (l/hab/día). Se adoptará el valor de 70 (l/hab/día), por las expectativas de desarrollo de la comunidad.

4.1.4 Dotación futura

El valor de la dotación futura la podemos obtener de la siguiente ecuación:

$$Df = Di * \left(1 + \frac{d}{100} \right)^n \quad (4.5)$$

Dónde:

- Df :** Dotación futura
- Di:** Dotación inicial
- d:** Variación anual de la dotación (0.5 – 2 %)
- t:** periodo de diseño

Aplicando la ecuación (4.5) se tiene:

Cuadro 4.3 – Dotación futura

Año	Tiempo	Variación	Dotación Futura (l/hab./día)
2011	0	2	70
2012	1	2	71
2013	2	2	73
2014	3	2	74
2015	4	2	76
2016	5	2	77
2017	6	2	79
2018	7	2	80
2019	8	2	82
2020	9	2	84
2021	10	2	85
2022	11	2	87
2023	12	2	89
2024	13	2	91
2025	14	2	92
2026	15	2	94
2027	16	2	96
2028	17	2	98
2029	18	2	100
2030	19	2	102
2031	20	2	104

Fuente: Aplicación de la ecuación (4.5)

Figura 4.2 – Comportamiento de la dotación futura



4.1.5 consumo medio diario

Es el consumo durante 24 horas obtenido como promedio de los consumos diarios observados en el período de un año.

Podemos establecer el caudal medio diario con la siguiente ecuación:

$$Q_{medio} = \frac{Pf * Dot.f}{86400} \quad (4.6)$$

Dónde:

- Qmedio:** caudal medio diario (l/s)
- Df:** Dotación futura (l/hab/día)
- Pf:** Población futura (hab.)

4.1.6 Consumo máximo diario

Es el consumo máximo durante 24 horas observado durante un periodo de un año sin tomar en cuenta los gastos producidos por los incendios.

Se lo determinará multiplicando el consumo medio diario por un coeficiente **k1** que varía entre 1.2 a 1.5 según las características de la población.

$$Q_{max \text{ diario}} = Q_m * K_1 \quad (4.7)$$

Dónde:

- Qmax diario:** caudal máximo diario (l/s)
- Qmedio:** caudal medio diario (l/s)
- K₁:** Factor de variación diaria (1.2 a 1.5)

Nota: el coeficiente K1 para poblaciones pequeñas debe ser mayor que para las grandes.

4.1.7 Consumo máximo horario

El consumo máximo horario se calculará multiplicando el consumo máximo diario por un coeficiente k2 que varía entre 1.5 y 2.2 según el número de habitantes.

$$Q_{max \text{ horario}} = Q_{max \text{ diario}} * K_2 \quad (4.8)$$

Dónde:

- Qmáx. h:** Caudal máximo horario (l/s)
- Qmáx. d:** Caudal máximo diario (l/s)
- K₂ :** Factor de variación horaria (1.5)

Cuadro 4.4 – valores de K2

Tamaño de población	K2
hasta 2000 hab	2.20 - 2.00
2001 - 10000	2.00 - 1.80
10001 - 100000	1.80 - 1.50
más de 100000 hab	1.5

Fuente: Norma Boliviana NB 689

Aplicando las ecuaciones anteriores: (4.6), (4.7) y (4.8) se tiene:

Cuadro 4.5 – Distribución de consumos en el tiempo

AÑOS	Tiempo	Población	Dotación	Qmed (m ³ /día)	Qmaxd (m ³ /día)	Qmaxh (m ³ /día)
2011	0	116	70	8.12	10.56	20.06
2012	1	119	71	8.45	10.98	20.87
2013	2	121	73	8.83	11.48	21.82
2014	3	124	74	9.18	11.93	22.66
2015	4	127	76	9.65	12.55	23.84
2016	5	130	77	9.93	12.91	24.53
2017	6	132	79	10.43	13.56	25.76
2018	7	135	80	10.8	14.04	26.68
2019	8	138	82	11.32	14.71	27.95
2020	9	142	84	11.84	15.40	29.25
2021	10	145	85	12.24	15.91	30.23
2022	11	148	87	12.79	16.63	31.59
2023	12	151	89	13.35	17.36	32.97
2024	13	155	91	13.92	18.10	34.39
2025	14	158	92	14.35	18.66	35.45
2026	15	162	94	14.95	19.43	36.92
2027	16	165	96	15.55	20.22	38.41
2028	17	169	98	16.27	21.15	40.18
2029	18	173	100	16.9	21.97	41.74
2030	19	177	102	17.65	22.94	43.59
2031	20	180	104	18.3	23.80	45.21

Fuente: Aplicación de las ecuaciones (4.6), (4.7) y (4.8)

Siendo los coeficientes:

K1: 1.3

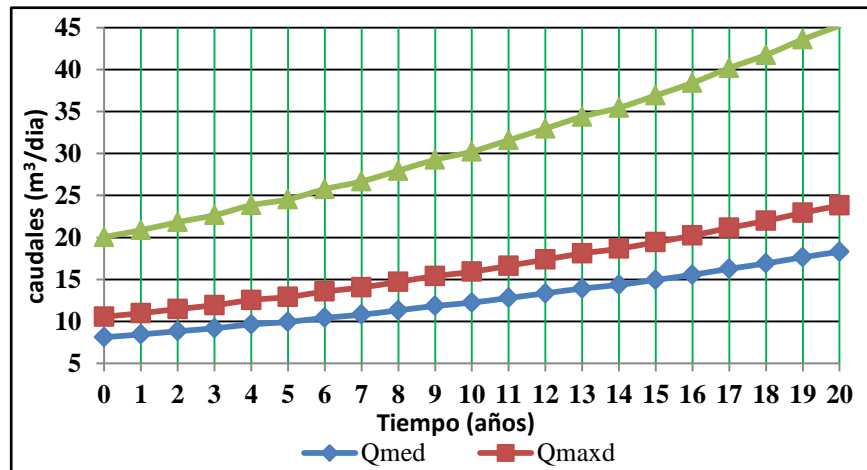
K2: 1.9

Se tiene para N=20 años:

Qmaxd: 23.80 (m³/día) → 0.275 (l/s)

Qmaxh: 45.21 (m³/día) → 0.523(l/s)

Figura 4.3 – Distribución de los consumos en el tiempo



4.2 Componentes del sistema

4.2.1 Fuentes de abastecimiento y captación (obra de toma)

▫ **Fuentes de abastecimiento.-** dentro las posibles fuentes de captación convencional de agua que se conoce:

- Fuente superficial (ríos o quebradas)
- Fuente sub superficiales (vertientes)
- Fuente subterráneas (Acuíferos)

Se hizo el reconocimiento de los lugares de mayor potencial hídrico de la zona tomando en cuenta los ríos, quebradas y vertientes más cercanos. Las mismas que según el relato de los comunarios de la comunidad (Alto Lajas) gran parte de los mismos se secan en épocas de estiaje. Asegurando como única alternativa de captación la quebrada de Pajchani. La cual se valida mediante:

- Un análisis de caudales mínimos, respaldando este estudio con aforos realizados en (julio y agosto) versus el caudal máximo diario.

- Un análisis de la calidad del agua a captar, el mismo se encuentra en el **ANEXO 6** que certifica que cumple los requisitos exigidos por la norma Boliviana NB 512
 - la buena ubicación de la obra de toma que se halla a menos de 2 km de la primera casa como a una altitud mayor a la población.
- **Obra de toma.**-La obra de toma es la estructura más importante de un sistema de agua potable, es la que define la disposición de los demás componentes del sistema además de abarcar un buen porcentaje del presupuesto.

La finalidad básica de las obras de captación es asegurar de manera continua y bajo cualquier condición de flujo la captación del caudal de diseño previsto.

Se debe tomar en cuenta que la intervención sobre el recurso hídrico (río o quebrada), origina alteraciones en el régimen de caudales, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y la estabilidad de la misma.

Para el presente diseño se optara por el tipo de obra toma con vertedero lateral con azud derivador.

4.2.2 Línea de aducción

La aducción será a gravedad por conductos cerrados a presión, en la que el agua se conduce a presiones superiores a la atmosférica. Por efectos sanidad y evitar la contaminación del agua la norma nos sugiere este tipo de aducción, el material a emplear será poli (cloruro de vinilo) - PVC.

El mismo conectara la obra de toma con el tanque de regulación del sistema. Por tratarse de una zona montañosa con fuertes desniveles, de tiene previsto el uso de cámaras rompe presión en el trayecto.

4.2.3 Tratamiento

En cuanto a la calidad del agua se refiere, en el ANEXO 6 se tiene un informe del mismo donde se pueden apreciar que los parámetros evaluados tanto: físicos-químicos y bacteriológicos están dentro de los rangos propuestos por la norma.

Excepto por el índice de langelier que debería estar entre un rango de -0.5 a 0.5 pero este parámetro se encuentra en -3.35. Lo cual nos indica que el agua es corrosiva debiendo en lo posible evitar el uso del hierro en los componentes del sistema.

Para la desinfección del agua, utilizaremos un hipoclorador por goteo cuyo diseño fue extraído de los planos tipo de la "Guía Técnica de Diseño de Agua Potable y Saneamiento" publicado por el ministerio de servicios obras públicas, que será ubicado encima del tanque de regulación.

▫ **Dosificación del cloro:**

De acuerdo al balance de masas se tiene:

$$Q * D = q_s * C_s \quad (4.9)$$

Dónde:

Q: caudal de entrega al tanque [l/s]

D: dosis de cloro [mg/l]

q_s: caudal de la solución [l/s]

C_s: concentración de la solución

El caudal de entrega al tanque será el caudal máximo diario del proyecto: Q: 0.275 [l/s], con una dosis asumida de 0.7 [mg/l] y con un caudal de la solución que será suministrado por un tanque de 50 litros de capacidad en 15 días de operación de: $3.86 * 10^{-5}$ [l/s].

De la ecuación (4.9) se evaluará la concentración de la solución:

$$C_s = \frac{Q \cdot D}{q_s}$$

$$C_s = \frac{0.275 \cdot 0.7}{3.86 \cdot 10^{-5}}$$

$$C_s = 4990 \text{ [mg/l]}$$

Con el que se calculará el cloro activo necesario:

$$W = V \cdot C_s \quad (4.10)$$

$$W = 50 \text{ l} \cdot 0.00499 \text{ kg/l}$$

$$W = 0.25 \text{ Kg CL}_2$$

Como la dosis se valió para una concentración de 70%:

$$W = \frac{0.25}{0.70} = 0.36 \text{ kg de hipoclorito de calcio (HTH) al 70\%}.$$

En síntesis se requieren 360 gramos de hipoclorito de calcio en un volumen 50 litros de agua limpia para una operación de 15 días.

Es aconsejable que esta dosificación sea planificada por el operador del sistema de manera que se tengan buenos resultados en el análisis de cloro residual cuando el sistema se encuentre en funcionamiento.

4.2.4 Tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser mayor o igual que el volumen de regularización, volumen contra incendio o volumen de reserva. Es decir:

$$\text{Capacidad} \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{Volumen de regulación} \\ \text{Volumen contra incendios} \\ \text{Volumen de reserva} \end{array} \right\}$$

▫ Volumen de regulación.-

$$V_{rg} = 30 \% \text{ del } Q_{maxd} \quad (4.11)$$

$$V_{rg} = 0.3 \cdot 23.80$$

$$V_{rg} = 7.14 \text{ m}^3/\text{día}$$

▫ **Volumen contra incendios.-**

$$V_i = Q_i * t \quad (4.12)$$

$$Q_i = 3.86 \sqrt{p}(1 - 0.01\sqrt{p})$$

$$Q_i = 3.86 \sqrt{0.176}(1 - 0.01\sqrt{0.176})$$

$$Q_i = 1.61 \text{ m}^3 / \text{min}$$

$$t = 2 \text{ h} = 120 \text{ min}$$

$$V_i = 1.61 * 120$$

$$V_i = 193.51 \text{ m}^3$$

Como se puede apreciar el volumen sugerido para contra incendios es excesivo frente al volumen de regulación, en ese sentido y tomando en cuenta que se trata de una comunidad rural donde la viabilidad económica incide más, se optará por desechar este volumen de almacenamiento sugerido.

▫ **Volumen de reserva.-**

$$V_{rs} = 4h * Q_{maxd} \quad (4.13)$$

$$V_{rs} = 4h * 1\text{dia}/24\text{h} * 23.8 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$V_{rs} = 3.97 \text{ m}^3$$

$$\text{Capacidad del tanque} > \begin{cases} 7.14 \\ \del{193.51} \\ 3.97 \end{cases}$$

Siendo el volumen mayor, la aconsejada para la regulación de 7.14 m^3 , por motivos de practicidad y seguridad se adoptará para diseño por las características de la zona los planos tipo de la "Guía Técnica de Diseño de Agua Potable y Saneamiento" publicado por el ministerio de servicios obras públicas del tanque semi enterrado de hormigón ciclópeo para 10 m^3 .

$$\text{Capacidad del tanque} = 10 \text{ m}^3$$

4.2.5 Red de distribución

Es un sistema integrado por una serie de tuberías generalmente enterradas y sus piezas de unión y accesorios necesarios para operarla, cuya función principal es conducir agua en forma continua para la prestación del servicio a los consumidores en cantidad y con presión adecuada.

4.2.5.1 TIPOS DE REDES

4.2.5.1.1 Red abierta o ramificada

La red está constituida por tuberías que forman ramificaciones a partir de una línea principal. La red abierta puede superponerse en poblaciones semidispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

4.2.5.1.2 Red cerrada o anillada

La red está constituida por tuberías que forman circuitos cerrados o anillos. La red cerrada puede aplicarse en poblaciones concentradas y semi-concentradas mediante redes totalmente interconectadas o redes parcialmente interconectadas.

La red puede estar compuesta por una red de tuberías principales y una red de tuberías secundarias.

4.2.5.1.3 Red mixta o combinada

De acuerdo a las características topográficas y distribución de la población, pueden aplicarse en forma combinada redes cerradas y redes abiertas.

El tipo de red abierta o ramificada se ajusta mejor a las condiciones de la zona (comunidad de alto lajas). El mismo que será diseñado con el caudal máximo horario de la población futura tomando las siguientes consideraciones extraídas de la norma boliviana NB 689.

4.2.5.2 Presiones de servicio

Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

- poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes 5,00 m.c.a.
- poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes 10,00 m.c.a.
- poblaciones mayores a 10 000 habitantes 13,00 m.c.a.

Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

4.2.5.3 Velocidades

La velocidad mínima en la red principal de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar su auto limpieza. Para “Poblaciones pequeñas”, se aceptaran velocidades menores, solamente en ramales secundarios. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s

4.2.5.4 Diámetros mínimos

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1”
- En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2”
- En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2”

En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1”, aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4” para ramales.

4.2.5.5 Pendientes

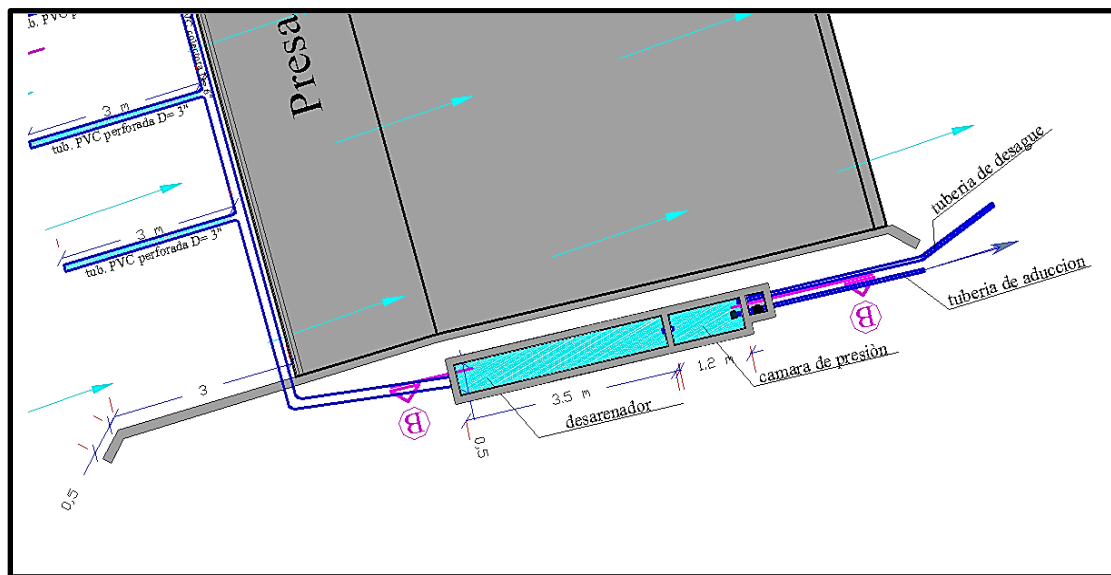
En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

4.3 Diseño de obras civiles

4.3.1 Obra de toma

La toma del caudal de diseño se la hará mediante una galería de infiltración, además comprenderá de obras complementarias que garanticen la captación del caudal de diseño. En la Figura 4.4 se puede apreciar la disposición de las estructuras planteadas para la obra de toma:

Figura 4.4 – Esquema de la obra de toma



Fuente: elaboración propia

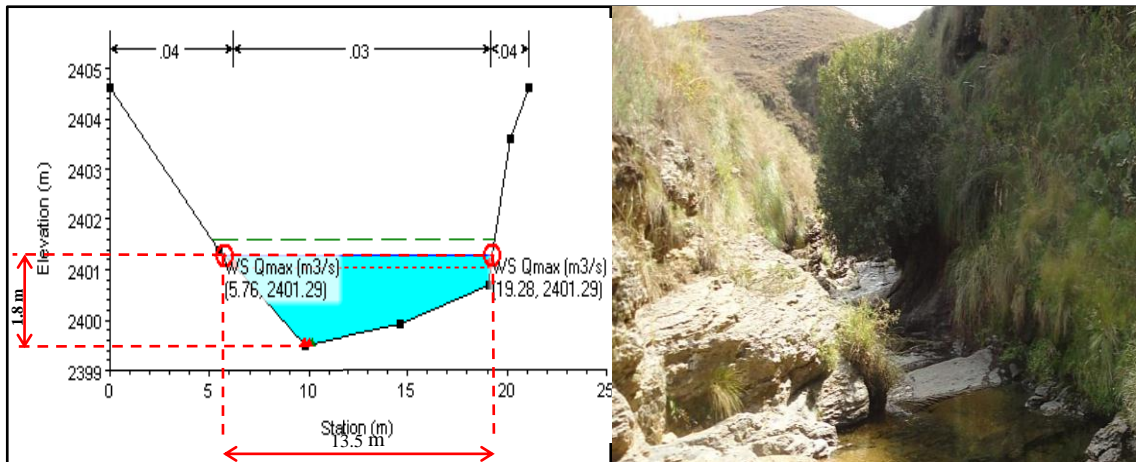
La misma será desarrollada en la siguiente secuencia:

- diseño del azud derivador
- diseño de la tubería filtrante
- diseño de la tubería de admisión
- desarenador
- cámara de presión

4.3.1.1 Diseño del azud derivador:

Para su dimensionamiento es necesario, conocer el tirante máximo del cauce para tal efecto nos apoyamos en el software “HEC-RAS” v 4.0. Que a base de la topografía de la sección transversal del lecho y el caudal máximo nos calcula el tirante máximo:

Figura 4.5 – Tirante máximo mediante el software “HEC-RAS V. 4.0”



Fuente: elaboración propia

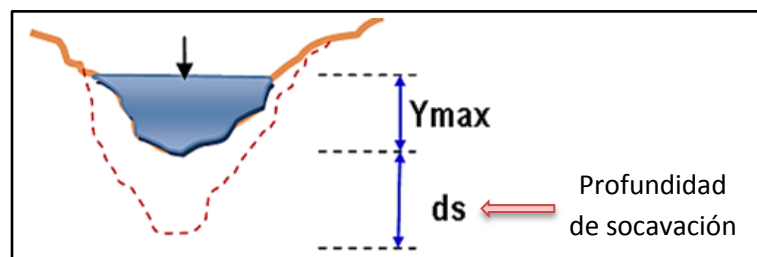
Donde para un caudal de $38.8 \text{ m}^3/\text{s}$ (Q_{max}) con un periodo de retorno (T) de 20 años le corresponde un tirante de 1.8 m.

DATOS HIDROLÓGICOS

Q_{max} :	38.8	m^3/s	
Q_{min} :	0.64	l/s	
Q_d :	0.275	l/s	--> Q_{maxd}

4.3.1.1.1 Cálculo de la socavación:

Figura 4.6 – socavación



- Primero calcularemos el caudal unitario:

$$q = \frac{Q \max}{B \max} \quad (4.14)$$

$$q = \frac{38.8}{13.5}$$

$$q = 2.864(m^3 / s * m)$$

- Luego deduciremos la profundidad D_{sa} , mediante la siguiente ecuación:

$$D_{sa} = D_s \cdot K_{sa} \quad (4.15)$$

Dónde:

D_s : factor (ecu. 4.16)

K_{sa} : factor de ajuste por la geometría del río (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.7).

$$D_s = 1.35 \cdot \left(\frac{q^2}{F} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.16)$$

Dónde:

F : factor de Lacey (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.8).

- Aplicando la ecuación (4.16) con un factor Lacey de 38 para (rocas), se tiene:

$$D_s = 1.35 \cdot \left(\frac{4.149^2}{38} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$D_s = 0.812(m)$$

- Luego mediante la ecuación (4.15) con un factor de ajuste K_{sa} de 2 (ángulos rectos y curvas pronunciadas), se tiene:

$$D_{sa} = 0.812 \cdot 2$$

$$D_{sa} = 1.623(m)$$

- Siendo la profundidad de socavación de:

$$ds = D_{sa} - Y \max \quad (4.17)$$

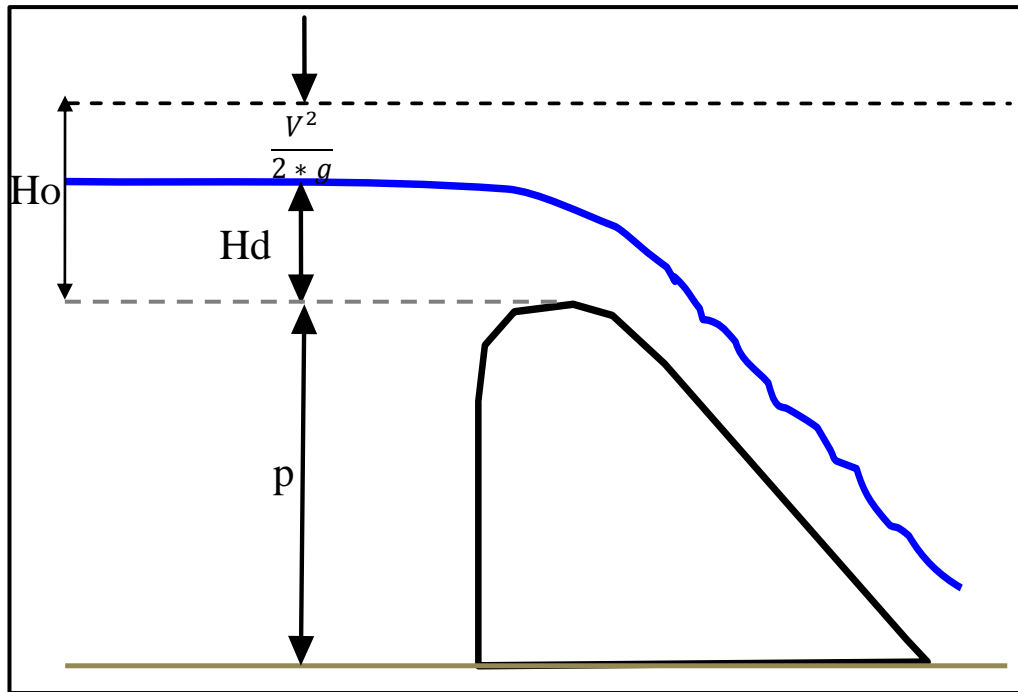
$$ds = 1.623 - 1.8$$

$$ds = -0.177$$

El valor negativo nos indica que no existe socavación o es despreciable, esto se debe a que el lecho está constituido por roca.

4.3.1.1.2 Cálculo de la carga hidráulica sobre el azud:

Figura 4.7 – carga hidráulica sobre el azud



□ Donde H_o equivale a:

$$1.3 \cdot Y_c \leq H_o \leq 1.5 \cdot Y_c \quad (4.18)$$

Dónde:

Y_c: tirante crítico (m)

H_o: carga hidráulica disponible (m)

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.19)$$

$$Y_c = \left(\frac{2.874^2}{9.81} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$Y_c = 0.944(m)$$

- Aplicando la ecuación (4.18) con un coeficiente de 1.4 se tiene:

$$H_o = 1.322(m)$$

De acuerdo a la Figura 4.7 se tiene:

$$H_o = H_d + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (4.20)$$

- Por otra parte por continuidad:

$$Q = V \cdot A \quad (4.21)$$

$$Q = V \cdot (B \cdot (H_d + P)) \quad (4.22)$$

Luego combinando las ecuaciones (4.20) y (4.22):

$$H_o = H_d + \frac{Q^2}{B^2 \cdot (H_d + P)^2 \cdot 2 \cdot g} \quad (4.23)$$

Donde

- Q:** caudal máximo (m³/s)
- B:** ancho del lecho del río correspondiente al Ymax. (m)
- P:** altura del azud derivador (m)
- Hd:** carga hidráulica neta (m)

Reemplazamos todos los datos disponibles y adoptando una altura de azud (P) de 1.5 (m) en la ecuación (4.23), de donde por proceso de iteración se resuelve:

$$H_d = 1.27(m)$$

4.3.1.1.3 Cálculo del coeficiente de descarga:

Para determinar el coeficiente de descarga se empleó el cuadro (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.9).donde mediante la relación:

$$\frac{P}{H_o} \quad (4.24)$$

$$\frac{P}{H_o} = \frac{1.5}{1.322}$$

$$\frac{P}{H_o} = 1.135$$

correspondiendo un coeficiente de escorrentía:

$$C = 3.91$$

Ahora se verifica que el caudal vertido sea mayor al caudal máximo por seguridad:

$$Q_{\max} \geq Q_v \quad (4.25)$$

$$Q_v = C \cdot L \cdot H_o^{\frac{3}{2}} \quad (4.26)$$

Dónde:

L: ancho del cauce (m)

$$Q_v = 3.82 \cdot 13.5 \cdot 1.322^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_v = 80.235 (m^3 / s)$$

Comprobando mediante la ecuación (4.25):

$$80.235 (m^3 / s) \geq 38.8 (m^3 / s) \quad \text{Ok!!!}$$

4.3.1.1.4 Cálculo del perfil aerodinámico Creager:

Sobre la base de los datos del U.S. Bureau of Reclamation, el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos ha desarrollado varias formas Standard las cuales se representan por la siguiente ecuación:

Fórmula general para el perfil tipo CREAGER

$$X^n = K \cdot Hd^{n-1} \cdot Y \quad (4.27)$$

Dónde:

K y n: factores que dependen del paramento aguas arriba (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.10).

K: 2 [Para paredes verticales]

n: 1.85 [Para paredes verticales]

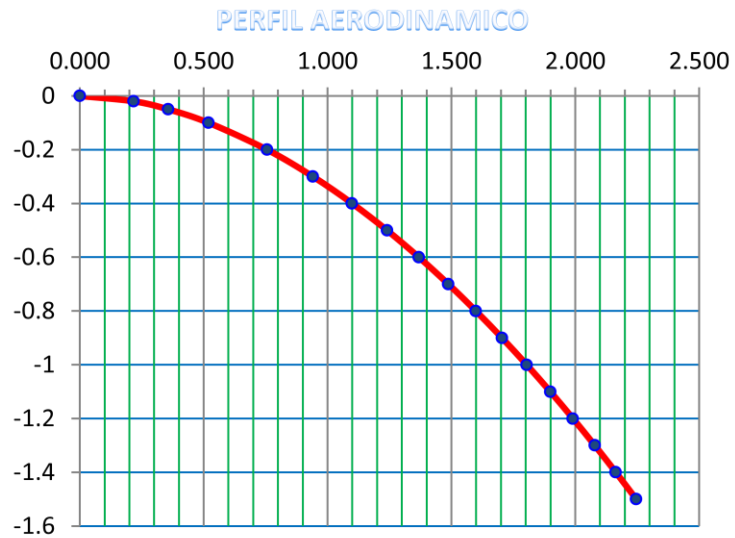
Reemplazando los datos y despejando la ecuación obtenemos:

$$X = \sqrt[1.85]{2 * Y * Hd^{0.85}} \quad (4.28)$$

Donde para un desnivel de Y se obtiene una distancia X, a partir del cimaceo:

Y	X
0	0.000
-0.02	0.196
-0.05	0.321
-0.1	0.467
-0.2	0.680
-0.3	0.846
-0.4	0.989
-0.5	1.115
-0.6	1.231
-0.7	1.338
-0.8	1.438
-0.9	1.532
-1.0	1.622
-1.1	1.708
-1.2	1.790
-1.3	1.869
-1.4	1.946
-1.5	2.020

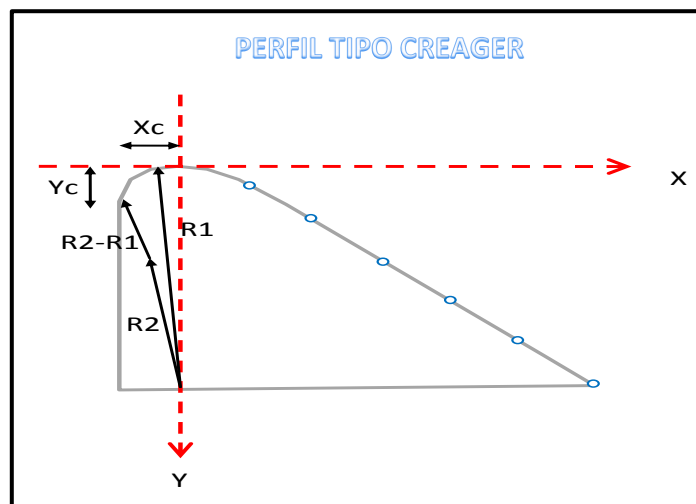
Figura 4.8 – Perfil Creager agua abajo



Aguas arriba la geometría del perfil tipo Creager se basa en radios en función a la carga neta Hd:

$X_c = 0,283 H_d$	$R_2 = 0,234 H_d$	(*)
$Y_c = 0,126 H_d$	$R_2 - R_1 = 0,296 H_d$	
$R_1 = 0,530 H_d$		

Figura 4.9 – Perfil Creager agua arriba



Aplicando las ecuaciones (*), se tiene:

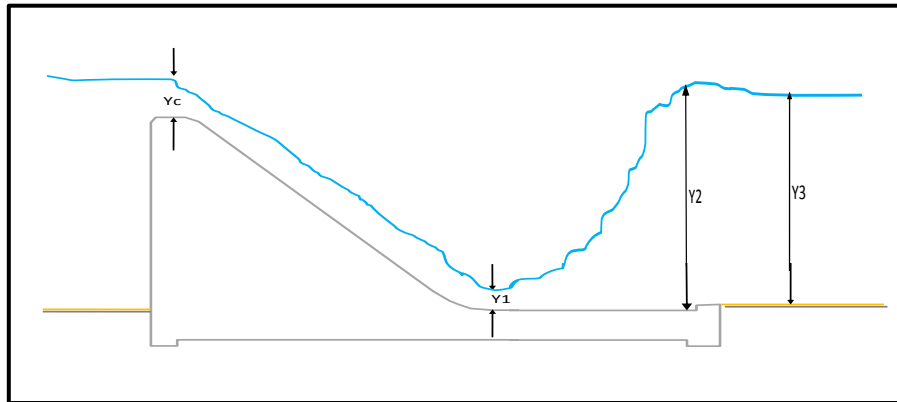
$$\begin{aligned} X_c &= 0.358812 \\ Y_c &= 0.159754 \\ R_1 &= 0.67198 \\ R_2 &= 0.296686 \\ R_2 - R_1 &= 0.375295 \end{aligned}$$

Siendo la base del azud: $L_{BASE} = X_c + 2.02 = 2.378(m) \sim 2.4(m)$

4.3.1.1.5 Diseño del cuenco de disipación:

Para el diseño del cuenco de disipación nos apoyaremos sobre la figura 4.10, donde se analizarán las secciones correspondientes a: Y_c , Y_1 , Y_2 e Y_3 .

Figura 4.10 – Tirantes de diseño aguas debajo del azud derivador



Cálculo de la velocidad aguas abajo:

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_d + P)} \quad (4.29)$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot (1.27 + 1.5)}$$

$$V_1 = 7.369(m/s)$$

Para calcular el tirante aguas abajo, tomaremos la ecuación (4.21):

$$Q = V_1 \cdot A_1$$

Dónde:

Q: caudal máximo de la quebrada (m^3/s)

A1: área de la sección 1 (ver figura 4.10)

V1: velocidad agua abajo (m/s)

También se puede decir que el área en esta sección es:

$$A1 = Y1 * B \quad (4.30)$$

Luego reemplazando la ecuación (4.30) en la ecuación (4.21), despejando el tirante se tiene:

$$Y1 = \frac{Q}{V1 \cdot B} \quad (4.31)$$

Sustituyendo los datos, se tiene:

$$Y1 = \frac{38.8}{7.369 \cdot 13.5}$$

$$Y1 = 0.39m$$

Clasificando al flujo mediante el número de Froude:

$$F = \frac{V1}{\sqrt{g \cdot Y1}} \quad (4.32)$$

$$F = \frac{7.369}{\sqrt{9.81 \cdot 0.39}}$$

$$F = 3.767 > 1 \rightarrow \text{(flujo supercrítico)}$$

Por tirantes conjugados, se obtiene el tirante en la sección 2:

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F^2} - 1 \right) \quad (4.33)$$

$$Y2 = 1.892 \text{ (m)}$$

Siendo la tirante en la sección 3:

$$Y3 = Y \text{ max} \quad (4.34)$$

$$Y3 = 1.8(m)$$

La longitud del colchón disipador, se determinara de acuerdo a:

$$Ls = 5 \cdot (Y2 - Y1) \quad (4.35)$$

$$Ls = 5 \cdot (1.892 - 0.39)$$

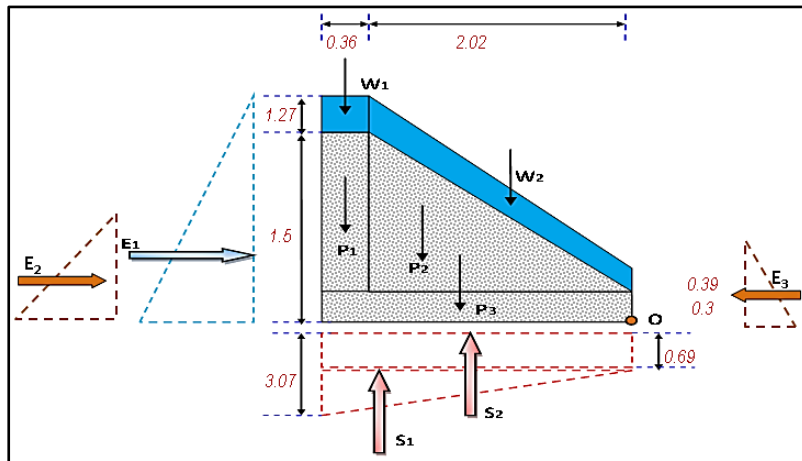
$$Ls \approx 7.50(m)$$

El espesor de la loza se adoptará en función a la experiencia recopilada y proporcionada por la Cooperación técnica alemana (gtz) en otros diseños, el mismo generalmente varía ente 0.3 a 0.5 m, acordando para el presente diseño un espesor de 0.3 m tomando en cuenta que la superficie de fundación es roca:

$$e = 0.3 \text{ m}$$

4.3.1.1.6 Cálculo de la estabilidad del azud derivador:

Figura 4.11 – Fuerzas actuantes sobre el cuerpo del azud derivador



Se comprobará la estabilidad del azud derivador por el método de los esfuerzos admisibles a vuelco y al deslizamiento adoptando los coeficientes de seguridad para ambas verificaciones de 1.4, valor de referencia de acuerdo a la norma venezolana "COVENIN-MINDUR 1756- 98 (Rev. 2001)"

Las fuerzas actuantes serán evaluadas analíticamente, además se aplicará la teoría de Macquorn Rankine para determinar empuje pasivo como activo por parte de los sedimentos:

□ Fuerzas verticales:

- **Peso propio** $\rightarrow \gamma H^{\circ}C^{\circ} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

$$P1 = 2400 * 0.36 * 1.5$$

$$P1 = 1291.72 (\text{kg} / \text{m})$$

$$P2 = 2400 * \frac{2.02 * 1.5}{2}$$

$$P2 = 3635.28 (\text{Kg} / \text{m})$$

$$P3 = 2400 * (0.35 * (0.36 + 2.02))$$

$$P3 = 1712.45(kg/m)$$

- **Carga de agua** → $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$

$$W1 = 1000 * (0.36 * 1.27)$$

$$W1 = 454.93(kg/m)$$

$$W2 = 1000 * \frac{(1.27 * 0.39)}{2} * (0.36 + 2.02)$$

$$W2 = 1971.58(kg/m)$$

- **Supresión** → $\gamma_{\text{suelo}} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $C = 0.5$

$$S1 = 1800 * 0.5 * \frac{(0.36 + 2.02)}{2} * (3.12 - 0.74)$$

$$S1 = 2545.01(kg/m)$$

$$S2 = 1800 * 0.5 * 0.74 * (0.36 + 2.02)$$

$$S2 = 1477.01(kg/m)$$

Sumatoria de fuerzas verticales:

$$FV = P1 + P1 + P3 + W1 + W2 - S1 - S2 \quad (4.36)$$

$$FV = 5043.95(kg/m)$$

□ **Fuerzas horizontales:**

- **Empuje del agua**

$$E1 = 1000 * \frac{(1.598 + 1.5)^2}{2}$$

$$E1 = 4798.802(kg/m)$$

▪ Empuje activo del sedimento

→

$\gamma_{\text{suelo}} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 35^\circ$ ang. Int. rozamiento
PV= Porcentaje de vacíos
Hp= 1m altura de azolves activo

$$E2 = \left(k \times \frac{Hp^2}{2}\right) \times tg^2(45 - \phi/2)$$

Donde K:

$$K = \left(1 - \frac{PV}{100}\right) \times \gamma_s \times \gamma_w$$

$$K = \left(1 - \frac{30}{100}\right) \times 1.8 \times 1$$

$$K = 1.26$$

Luego

$$E2 = \left(1.26 \times \frac{1^2}{2}\right) \times tg^2(45 - 35/2)$$

$$E2 = 170.724(kg/m)$$

▪ Empuje pasivo del sedimento

$$E3 = \left(k \times \frac{H^2}{2}\right) \times tg^2(45 + \phi/2)$$

$$E3 = \left(1.26 \times \frac{1^2}{2}\right) \times tg^2(45 + 35/2)$$

$$E3 = 2324.801(kg/m)$$

Sumatoria de fuerzas horizontales:

$$FH = E1 + E2 - E3$$

$$FH = 1676.52(Kg/m)$$

4.3.1.1.6.1 Verificación al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} \mu \geq 1.4 \quad (4.37)$$

Dónde:

$\mu = 0.8$ [Coef. de fricción] concreto sobre roca

$$CSD = \frac{5043.95}{1676.52} 0.8 \geq 1.4$$

$$CSD = 2.35 \geq 1.4 \quad \text{Ok!!!}$$

4.3.1.1.6.2 Verificación al vuelco

$$CSV = \frac{\sum Me}{\sum Mv} \geq 1,4 \quad (4.38)$$

Dónde:

$\sum Me$: Sumatoria de momentos estabilizantes (kg*m/m)

$\sum Mv$: Sumatoria de momento volcanes (kg*m/m)

$$\sum Me = P1 * \left(\frac{0.36}{2} + 2.02 \right) + P2 * \left(\frac{2}{3} * 2.02 \right) + P3 * \left(\frac{0.36 + 2.02}{2} \right) + W1 * \left(\frac{0.36}{2} + 2.02 \right) + W2 * \left(\frac{2.02}{2} \right) + E3 * \left(\frac{1}{3} * 1 \right)$$

$$\sum Me = 13615.22 (Kg * m / m)$$

$$\sum Mv = E1 * \left(\frac{1.27 + 1.5}{3} + 1 \right) + S2 * \left(\frac{0.36 + 2.02}{2} \right) + S1 * \left(\frac{((0.36 + 2.02) * 2)}{3} \right) + E2 * \left(\frac{1}{3} * 1 \right)$$

$$\sum Mv = 9326.49 (kg * m / m)$$

Aplicando la ecuación (4.38), se obtiene:

$$CSV = 1.47 \geq 1.4 \quad \text{Ok!!!}$$

4.3.1.2 Dimensionamiento de la tubería filtrante:

La longitud de la tubería filtrante puede ser calculada en función al caudal unitario mediante la siguiente ecuación:

$$L = \frac{Q}{Qu} \quad (4.39)$$

$$Qu = \frac{2 * \pi * k * a}{\ln \left(\frac{2 * a}{r} \right)} \quad (4.40)$$

Dónde:

- L:** Longitud de la tubería de infiltración (m)
- Q:** Caudal a captar (l/s)
- Qu:** Caudal por unidad de longitud (l/s*m)
- k:** Coeficiente de permeabilidad (l/s*m²)
- a:** Profundidad a la que se encuentra el conducto respecto al nivel de agua (m)
- r:** Radio del conducto (m)

$$Qu = \frac{2 * \pi * 600 * 1}{\ln\left(\frac{2 * 1}{0.038}\right)}$$

$$Qu = 11.017(l/s * m)$$

Por efectos de colmatación del filtro se considera mayorar el caudal, en nuestro caso se tomara 10 veces el caudal máximo diario.

Luego:

$$L = \frac{2.75}{11.017}$$

$$L = 0.25(m)$$

La velocidad de escurrimiento en la tubería colectora no debe ser menor a 0.50 m/s para lograr su auto limpieza ni mayor a 1.0 m/s para limitar las pérdidas de carga.

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (4.41)$$

$$V = \frac{4 * 0.0075}{\pi * 0.075^2}$$

$$V = 0.53(m/s) \quad \text{Ok!!!}$$

Luego se determinara el número de orificios necesarios para captar el caudal de demanda, mediante:

$$n = \frac{A}{a} \quad (4.42)$$

Dónde:

n: número de orificios por metro
A: área de flujo en (m²)

$$A = \frac{Qu}{Ve * Cc} \quad (4.43)$$

a: área de cada orificio (m²)

$$a = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (4.44)$$

Qu: caudal unitario (m³/s*m)
Ve: velocidad de entrada en los orificios (0.05 a 0.10 m/s)
Cc: coeficiente de contracción (0.55)
d: diámetro del orificio (m)

Además se deberá verificar que el porcentaje de área abierta no sobre pase el 2% del tubo, para conservar sus características de su estructura.

Aplicando las ecuaciones (4.42), (4.43) y (4.44), calcularemos el número de orificios y el porcentaje de área abierta para varios diámetros de orificios:

Cuadro 4.6 – número de orificios tubería de infiltración (a)

Orificios				Tubería		
d orif.	a	n = A/a	a · n	D tubería	Área tubería	Área abierta
(m)	(m ²)	(orif./m)	A (m ² /m)	(m)	$\pi \cdot D \cdot L$ (m ²)	(m/m)
0.005	0.000020	10201	0.2003	0.076	0.239	83.7%
0.010	0.000079	2550	0.2003	0.076	0.239	83.7%
0.020	0.000314	638	0.2003	0.076	0.239	83.7%
0.025	0.000491	408	0.2003	0.076	0.239	83.7%
0.040	0.001257	159	0.2003	0.076	0.239	83.7%
0.050	0.001964	102	0.2003	0.076	0.239	83.7%

Se puede ver que no cumple con la condición de área abierta permisible, exigiendo gran cantidad de orificios. Por tanto se alargara la tubería hasta cumplir con la condición, encontrando solución para 45 veces la longitud de la tubería de infiltración:

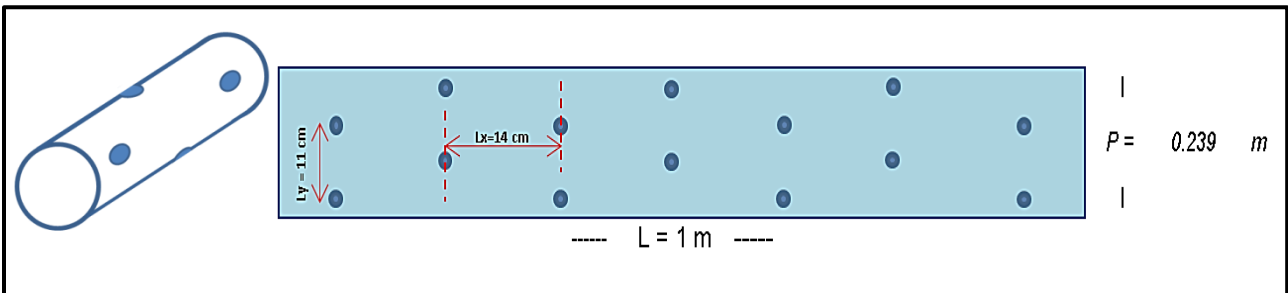
Cuadro 4.6 – número de orificios tubería de infiltración (b)

Orificios				Tubería		
d orif.	a	n ^{''} = n/F	a · n ^{''}	D tubería	Área tubería	Área abierta
(m)	(m ²)	(orif./m)	A (m ² /m)	(m)	$\pi \cdot D \cdot L$ (m ²)	(m/m)
0.005	0.000020	227	0.0045	0.076	0.239	1.9%
0.010	0.000079	57	0.0045	0.076	0.239	1.9%
0.020	0.000314	14	0.0045	0.076	0.239	1.9%
0.025	0.000491	9	0.0045	0.076	0.239	1.9%
0.040	0.001257	4	0.0045	0.076	0.239	1.9%
0.050	0.001964	2	0.0045	0.076	0.239	1.9%

Por tanto la longitud de la tubería de infiltración será: 11.23 (m), si lo disponemos en cuatro tramos las longitudes de cada tramo será: 2.81 (m) constructivamente adoptaremos 3 (m) por tramo.

Adoptando un diámetro del (cuadro 4.6) de 2 cm del para los orificios, necesitaremos hacer 14 orificios por metro de la tubería de infiltración (PVC 3")

Figura 4.12 – distribución de los orificios de la tubería de infiltración



El material filtrante por recomendaciones deberá ser a más del doble del diámetro del orificio:

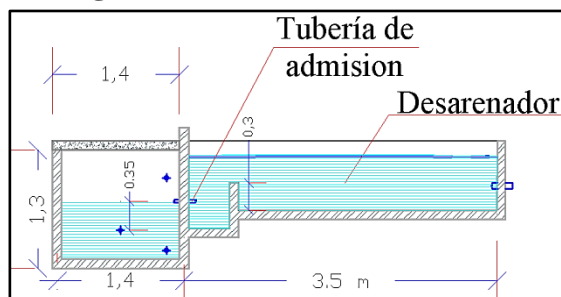
$$\frac{D_{85}}{D_{orif}} \leq 2$$

Por tanto la grava deberá tener como mínimo un D_{85} de 4 cm. Disponiendo las siguientes capas:

Numero de capa	Espesor (cm)	D(mm)
Capa 1	30	60 - 70
Capa 2	30	50 - 60
Capa 3	20	40 - 50

4.3.1.3 Dimensionamiento de la tubería de admisión:

Figura 4.13 – tubería de admisión



La tubería de admisión que se calculará como orificio para derivar el caudal hacia la cámara de presión.

$$Q = C * Aor * \sqrt{2 * g * H} \quad (4.45)$$

Dónde:

Q:	0.000275	caudal máximo diario (m ³ /s)
C:	0.8	eficiencia
D:	0.381	diámetro de tubería (m)
g:	9.8	aceleración de la gravedad (m/s ²)
H:	0.46	carga hidráulica de trabajo (m)

Jugando con la carga hidráulica y asignándole un diámetro comercial iteramos hasta cumplir con el caudal de demanda:

Encontrando solución, para:

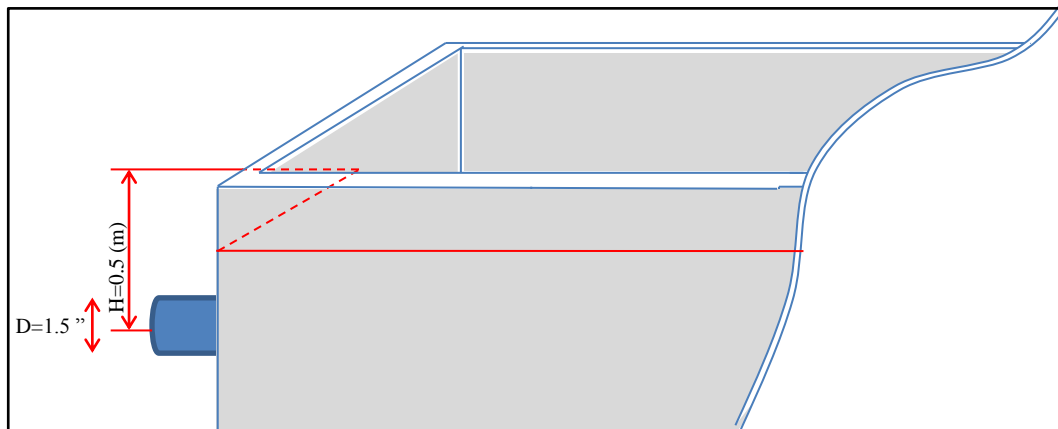
$$D = 0.038100 \text{ (m)} \rightarrow \text{equivalente a } D = 1.5''$$

Se requiere una:

$$H = 0.46 \text{ (m)} \sim 0.50 \text{ (m) más } D/2$$

Para poder captar el caudal máximo diario.

Figura 4.14 – dimensiones de la tubería de admisión



4.3.1.4 Desarenador.-

Primero determinaremos el diámetro de la partícula a decantar, que por examen visual se estableció que la partícula promedio en más cantidad es de: 1.5 mm

A base del diámetro conocido de la partícula, se determina la velocidad de sedimentación necesaria, (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.11).

Como también la velocidad de decantación:

$$Vd = a \cdot \sqrt{D} \quad (4.46)$$

Dónde:

a: coeficiente (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.12).

D: diámetro de la partícula (mm)

$$Vd = 36 \cdot \sqrt{1.5}$$

$$Vd = 0.44(m/s)$$

Luego se calculará la altura de la cámara de sedimentación, mediante:

$$H = \frac{Qd}{Vd \cdot B} \quad (4.47)$$

$$H = \frac{0.3}{0.44 \cdot 0.5}$$

$$H = 0.14(m)$$

Verificamos con la siguiente condición:

$$0.8 < \frac{B}{H} < 1$$

$$0.8 < \frac{0.5}{0.14} < 1$$

$$0.8 < 3.6742 < 1$$

Como no cumple el valor, se asume 0.9 a la relación y se despeja H para que cumpla la condición:

$$H = \frac{B}{0.9}$$

$$H = \frac{0.5}{0.9}$$

$$H = 0.56(m) \sim \mathbf{0.60 (m)}$$

Ahora se calcula el tiempo de sedimentación, en base a:

$$t_s = \frac{H}{V_s} \quad (4.48)$$

$$t_s = \frac{0.56}{12.36}$$

$$t_s = 4.04s.$$

Con este tiempo, se determinará la longitud de la cámara:

$$L = K \cdot V_d \cdot t_s \quad (4.49)$$

Dónde:

K: coeficiente de seguridad (Ver ANEXO 9; Cuadro A-9.13).

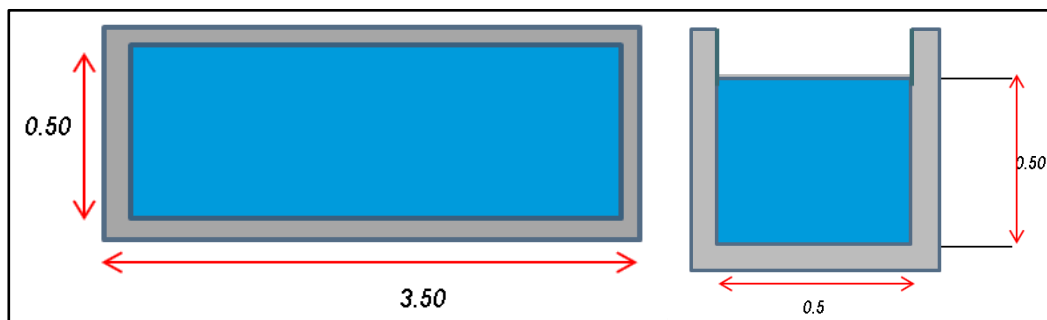
Vd: velocidad de decantación (m/s)

ts: tiempo de sedimentación (s)

$$L = 1.85 \cdot 0.44 \cdot 4.04$$

$$L = 3.3(m) \approx 3.5(m)$$

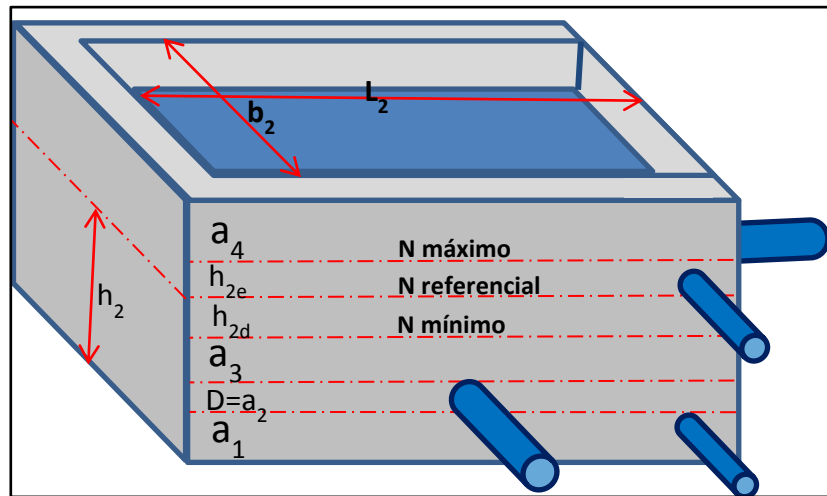
Figura 4.15 – dimensiones del desarenador



4.3.1.5 Cámara de presión:

El tanque de presión se dimensiona para cumplir con las condiciones de parada y partida bruscas, como evitar que ingresen burbujas de aire a la tubería y reducir la posibilidad del ingreso de elementos flotantes o en suspensión.

Figura 4.16 – Esquema de dimensiones de la cámara de presión



Para el dimensionamiento de la cámara de presión será necesaria la siguiente información:

- El caudal de diseño será el caudal máximo diario: $Q=0.000275 \text{ m}^3/\text{s}$
- El desnivel y la longitud de la tubería a presión hasta la cámara rompe presión donde la presión se hace nula:

$$H_c=51.3 \text{ (m)} \quad L=1392 \text{ (m)}$$
- Como el diámetro de aducción: $D=0.038 \text{ (m)} \rightarrow D=1.5''$
- Se fija un valor de altura que evita el ingreso de posibles sedimentos a la tubería de presión:

$$0,3 < a_1 < 0,5 \text{ (m)} \quad (4.50)$$

$$a_1=0.3 \text{ (m)}$$

- Se toma de altura equivalente al diámetro de la tubería de presión:

$$a_2 \cong D \quad (4.51)$$

$$a_2=0.038 \text{ (m)}$$

- Para que el torbellino por el flujo del caudal no genere cavitación debe dejarse un nivel mínimo equivalente a:

$$0,5D < a_3 < 1,5D \quad (4.52)$$

$$a_{3\min} = 0,30(m) \quad (4.53)$$

- Tomando: $a_3 = D$, se aprecia que es menor que nivel mínimo por lo tanto:

$$a_3 = 0.3 \text{ (m)}$$

- Por defecto del golpe de ariete se crea una elevación del nivel del agua en el tanque de presión, como seguridad se toma el siguiente valor:

$$a_{4\min} = 0,30(m) \quad (4.54)$$

$$a_4 = 0.3 \text{ (m)}$$

- En función de la altura del canal h_1 , de la topografía local, se admite un valor para la altura de la cámara h_2 (m) tentativa:

$$h_2 = 0.7 \text{ (m)}$$

- Se fija los valores posibles para la velocidad media de la cámara de presión:

$$V_2 = (0,6 - 1.0)(m/s) \quad (4.55)$$

Adoptando:

$$V_2 = 0.6 \text{ (m)}$$

- Se establece el ancho del tanque de presión:

$$b_2 = \frac{Q}{V_2 * h_2} (m) \quad (4.56)$$

$$b_2 = \frac{0.000275}{0.6 * 0.7}$$

$$b_2 = 0.00065(m)$$

Dado que la cámara es menor que el ancho del canal se opta por el ancho de este último, está condición que no se requiere transición horizontal:

$$b_2 = 0.5 \text{ (m)}$$

- Se determina la altura del volumen de agua en el tanque para el arranque

$$h_{2d} = \frac{Q}{7 * b_2 * \sqrt{h_2}} (m) \quad (4.57)$$

$$h_{2d} = \frac{0.000275}{7 * 0.5 * \sqrt{0.7}}$$

$$h_{2d} = 0.000094 \text{ (m)}$$

- la profundidad hasta el nivel de referencia, sera:

$$\hat{h}_{2e} = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \quad (4.58)$$

$$\hat{h}_{2e} = 0.3 + 0.038 + 0.3 + 0.000094$$

$$\hat{h}_{2e} = 0.64(m)$$

- Luego comprobando que la acotación asumida h_2 sea mayor a la calculada:

$$h_2 > \hat{h}_{2e} \quad (4.59)$$

$$0.7 > 0.64$$

Dado que se cumple la siguiente condición, el nivel de referencia de la cámara de presión estará a 0.7 (m) del piso.

- La longitud de la cámara de presión es:

$$L_2 = 0,304 * \frac{Q * L * \sqrt{h_2}}{H_c * D^2} (m) \quad (4.60)$$

$$L_2 = 0,304 * \frac{0.000275 * 1392 * \sqrt{0.7}}{51.3 * 0.038^2}$$

$$L_2 = 1.3(m)$$

- Se calcula la altura de nivel máximo:

$$h_{2e} = \frac{0,25 * Q}{b_2 * \sqrt{h_2}} (m) \quad (4.61)$$

$$h_{2e} = \frac{0,25 * 0.000275}{0.5 * \sqrt{0.7}} (m)$$

$$h_{2e} = 0.125(m)$$

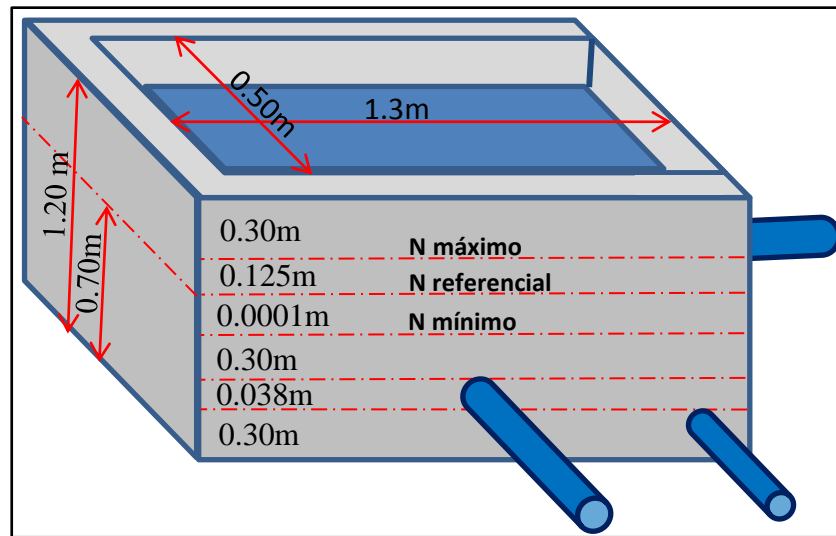
- Siendo la altura total de la cámara:

$$h_{2c} = h_2 + h_{2e} + a_4 \quad (4.62)$$

$$h_{2c} = 0.7 + 0.125 + 0.3$$

$$h_{2c} = 1.125(m) \quad \sim \quad h_{2c} = 1.20(m)$$

Figura 4.17 – dimensiones de la cámara de presión



4.3.2 Línea de aducción y red de distribución

Para la aducción, tanto para la red de distribución se adoptaran las consideraciones dadas en la norma boliviana NB-689 para su diseño.

4.3.2.1 Línea de aducción

Para el diseño de la aducción se trabajará con la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$hf = hu * L \quad (4.63)$$

$$hu = \frac{f * V^2}{D * 2 * g}$$

Dónde:

- hf:** pérdida de carga por fricción (m)
- hu:** pérdida de carga unitaria (m/m)
- L:** longitud de la tubería (m)
- f:** coeficiente de fricción de Darcy (adim)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon / D}{3.75} + \frac{5.74}{\text{Re}^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.64)$$

V: velocidad del flujo en la tubería (m/s)

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (4.65)$$

D: diámetro de la tubería (m)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

ε: rugosidad del material de la tubería (mm)

Re: número de Reynolds (adim)

$$Re = \frac{4 * Q}{\pi * D * \nu} \quad (4.66)$$

Q: caudal del tramo de tubería analizado (m³/s)

ν: viscosidad cinemática del flujo (m²/s)

Como dato común se tiene el caudal; Para sistemas de aducción con tanque de regulación, se adoptara el caudal máximo diario: 0.000275 (m³/s). Además de calcular el coeficiente f, para cada tramo.

Lo que se hará, es ir variando diámetros de manera que en función a la pérdida generada por la longitud de la tubería se condicione el funcionamiento de la misma. Buscando que en zonas de baja presión dinámica pase el agua por los picos sin problemas, como también se tomará en cuenta las presiones estáticas en las zonas bajas para la selección del material.

Por recomendación de la norma, se diseñaran las tuberías con el 80% de la presión de servicio, tratando en todo momento de uniformizar la clase de tubería.

▫ Metodología:

Se dimensionará por tramos de 100 m aplicando la ecuación (4.63) para resolver las pérdidas por fricción en cada tramo, En base a las pérdidas generadas, se irán variando los diámetros cuidando que en los picos la presión dinámica sea mayor a 2 mca, además de verificar la presión estática que determinara la clase de tubería a emplear.

Nota:

- se trabajará con una viscosidad cinemática del agua de $1.02 * 10^{-6}$ m²/s para una temperatura promedio de 20 °C.
- la rugosidad del material será de 0.0015 mm, para plásticos y PVC.

El desarrollo de la metodología de cálculo se puede apreciar en el cuadro 4.6

Cuadro 4.7 – planilla de cálculo de la aducción.

Tramo		Longitud (m)	Caudal (l/s)	Diámetro			Velocidad (m/seg.)	# Reynolds adim	f coef. fricción	Pérdidas de Carga		
Ni	Nj			D sug. (in)	D asum (in)	D(mm)				Unitaria	Parcial	Total
0+000	0+100	100	0.275	0.737	1.5	38.1	0.241	9009.85	0.032	0.002	0.249	0.249
0+100	0+200	100	0.275	0.737	1.5	38.1	0.241	9009.85	0.032	0.002	0.249	0.497
0+200	0+300	100	0.275	0.737	1.5	38.1	0.241	9009.85	0.032	0.002	0.249	0.746
0+300	0+400	100	0.275	0.737	1.5	38.1	0.241	9009.85	0.032	0.002	0.249	0.995
0+400	0+500	100	0.275	0.737	1.5	38.1	0.241	9009.85	0.032	0.002	0.249	1.243
0+500	0+600	100	0.275	0.737	1	25.4	0.543	13514.78	0.029	0.017	1.695	2.938
0+600	0+700	100	0.275	0.737	1	25.4	0.543	13514.78	0.029	0.017	1.695	4.633
0+700	0+800	100	0.275	0.737	1	25.4	0.543	13514.78	0.029	0.017	1.695	6.328
0+800	0+900	100	0.275	0.737	1	25.4	0.543	13514.78	0.029	0.017	1.695	8.023
0+900	1+000	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	14.670
1+000	1+100	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	21.317
1+100	1+200	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	27.964
1+200	1+300	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	34.611
1+300	1+400	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	41.258

C. R. P. - 01

1+400	1+500	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	6.647
1+500	1+600	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	13.294
1+600	1+700	100	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	6.647	19.941
1+700	1+760	76	0.275	0.737	0.75	19.05	0.965	18019.70	0.027	0.066	5.052	24.993

Tramo		Cota Terreno		Cota Tubería		Presión Estática		CLASE	Presión Dinámica	
Ni	Nj	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida	TUBERIA	Entrada	Salida
0+000	0+100	2400.86	2401.32	2400	2397.82	0	2.44	CLASE 6	-	2.19
0+100	0+200	2401.32	2400.01	2398	2397.71	2.44	2.55	CLASE 6	1.94	2.05
0+200	0+300	2400.01	2400.01	2398	2397.51	2.55	2.75	CLASE 6	1.80	2.00
0+300	0+400	2400.01	2399.48	2398	2397.18	2.75	3.08	CLASE 6	1.76	2.09
0+400	0+500	2399.48	2397.35	2397	2395.55	3.08	4.71	CLASE 6	1.84	3.47
0+500	0+600	2397.35	2383.15	2396	2382.55	4.71	17.71	CLASE 6	1.77	14.77
0+600	0+700	2383.15	2369.54	2383	2368.94	17.71	31.32	CLASE 6	13.08	26.69
0+700	0+800	2369.54	2367.9	2369	2367.3	31.32	32.96	CLASE 6	24.99	26.63
0+800	0+900	2367.9	2365.92	2367	2365.32	32.96	34.94	CLASE 6	24.94	26.92
0+900	1+000	2365.92	2363.01	2365	2362.41	34.94	37.85	CLASE 6	20.27	23.18
1+000	1+100	2363.01	2353.35	2362	2352.75	37.85	47.51	CLASE 6	16.53	26.19
1+100	1+200	2353.35	2358.49	2353	2357.89	47.51	42.37	CLASE 6	19.55	14.41
1+200	1+300	2358.49	2352.79	2358	2352.19	42.37	48.07	CLASE 9	7.76	13.46
1+300	1+400	2352.79	2349.29	2352	2348.69	48.07	51.57	CLASE 9	6.81	10.31

C. R. P. - 01

1+400	1+500	2349.29	2322.79	2349	2322.19	0	26.5	CLASE 6	-	19.85
1+500	1+600	2322.79	2271.85	2322	2271.25	26.5	77.44	CLASE 12	13.21	64.15
1+600	1+700	2271.85	2230.8	2271	2230.2	77.44	118.49	CLASE 15	57.50	98.55
1+700	1+760	2230.8	2237.42	2230	2236.82	118.49	111.87	CLASE 15	93.50	86.88

Para la elección de diámetros de la red de distribución, se aplicaran dos metodologías de pérdida de carga para comparar entre estos el funcionamiento del diseño.

- Metodología Hazen Williams:

$$H_f = \frac{10.643 * L * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.87}} \quad (4.68)$$

Dónde:

- L:** longitud de la tubería
- Q:** caudal (m³/s)
- C:** coeficiente de rugosidad, para el PVC: 140
- D:** diámetro de la tubería (m)

- Metodología Darcy-Weisbach:

Se aplicaran las ecuaciones (4.57) – (4.60), descritas en el diseño de la aducción.

$$h_f = h_u * L \quad (4.69)$$

$$h_u = \frac{f * V^2}{D * 2 * g}$$

Dónde:

- hf:** pérdida de carga por fricción (m)
- hu:** pérdida de carga unitaria (m/m)
- L:** longitud de la tubería (m)
- f:** coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach (adim)

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon / D}{3.75} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4.70)$$

- V:** velocidad del flujo en la tubería (m/s)
- D:** diámetro de la tubería (m)
- g:** aceleración de la gravedad (m/s²)
- ε:** rugosidad del material de la tubería (mm)
- Re:** número de Reynolds (adim)
- Q:** caudal del tramo de tubería analizado (m³/s)
- visc:** viscosidad cinemática del flujo (m²/s)

Cuadro 4.8 – Planilla de cálculo de la red de distribución (metodología: Hazen-Williams)

Tub.	Tramo		Q (l/s)	Diámetro		Velocidad (m/seg.)	Cota Terreno		Presión Estática		Presión Dinámica		Lim. P. din. 5 - 30 mca
	Ni	Nj		Long. (m)	D (in)		D (mm)	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Tubería	
1	TQ	T1	90	0.5	12.7	0.107	2237.42	2222.86	0.00	14.56	-	14.392	Ok!!
2	TQ	B	598	1.75	44.45	0.328	2237.42	2229.52	0.00	7.90	-	5.832	Ok!!
3	B	T2	17	0.5	12.7	0.020	2229.52	2225.8	7.90	11.62	5.830	9.550	Ok!!
4	B	C	124	1.5	38.1	0.366	2229.52	2228.83	7.90	8.59	5.205	5.895	Ok!!
C. R. P. - 02													
5	C	T3	125	0.5	12.7	0.148	2228.83	2198	0.00	30.83	-	27.707	Ok!!
6	C	D	622	1.5	38.1	0.333	2228.83	2204.16	0.00	24.67	-	19.333	Ok!!
7	D	T4	72	0.5	12.7	0.085	2204.16	2196.72	33.26	32.11	27.835	26.685	Ok!!
C. R. P. - 03													
8	D	E	604	1.5	38.1	0.241	2204.16	2168.78	0.00	35.38	-	28.629	Ok!!
C. R. P. - 04													
9	E	T5	176	0.75	19.05	0.092	2168.78	2156.61	0.00	12.17	-	5.260	Ok!!
10	E	F	446	0.75	19.05	0.554	2168.78	2126.97	0.00	41.81	-	24.144	Ok!!
11	F	IT	68	0.042	0.5	0.330	2126.97	2133.33	41.81	35.45	23.121	16.761	Ok!!
12	IT	T6	74	0.011	0.5	0.088	2133.33	2144.55	35.45	24.23	16.665	5.445	Ok!!
13	IT	T7	136	0.020	0.5	0.161	2133.33	2136.78	35.45	32.00	16.217	12.767	Ok!!
14	F	G	164	0.049	0.5	0.387	2126.97	2129.06	41.81	39.72	20.830	18.740	Ok!!
15	G	T8	162	0.024	0.5	0.192	2129.06	2120.56	39.72	48.22	17.843	26.343	Ok!!

Cuadro 4.9 – Planilla de cálculo de la red de distribución (metodología: Darcy-Weisbach)

Tramo	Long (m)	Caudal (l/s)	Diámetro		Velocidad (m/seg.)	# Reynolds	f	Pérdidas de Carga			Cota Terreno		Presión Estática		Presión Dinámica	
			D (in)	D(mm)				Unitaria	Parcial	Total	Entrada	Salida	Entrada	Salida	Entrada	Salida
TQ	90	0.014	0.5	12.7	0.107	1329.9	0.059	0.003	0.245	0.245	2237.42	2222.86	0	14.56	-	14.32
TQ	598	0.509	1.75	44.45	0.328	14307.3	0.028	0.003	2.084	2.084	2237.42	2229.52	0	7.9	-	5.82
B	17	0.003	0.5	12.7	0.020	251.6	0.127	0.000	0.004	2.088	2229.52	2225.8	7.9	11.62	5.81	9.53
B	124	0.417	1.5	38.1	0.366	13658.9	0.029	0.005	0.633	2.718	2229.52	2228.83	7.9	8.59	5.18	5.87
C. R. P. - 02																
C	125	0.019	0.5	12.7	0.148	1847.8	0.053	0.005	0.582	3.300	2228.83	2198	0	30.83	-	27.53
C	622	0.380	1.5	38.1	0.333	12434.9	0.029	0.004	2.699	5.417	2228.83	2204.16	0	24.67	-	19.25
D	72	0.011	0.5	12.7	0.085	1064.5	0.065	0.002	0.137	5.554	2204.16	2196.72	33.26	32.11	27.71	26.56
C. R. P. - 03																
D	604	0.275	1.5	38.1	0.241	9015.7	0.032	0.002	1.503	6.921	2204.16	2168.78	0	35.38	-	28.46
C. R. P. - 04																
E	176	0.026	0.75	19.05	0.093	1734.5	0.054	0.001	0.219	7.139	2168.78	2156.61	0	12.17	-	5.03
E	446	0.158	0.75	19.05	0.554	10345.9	0.031	0.025	11.287	18.208	2168.78	2126.97	0	41.81	-	23.60
F	68	0.042	0.5	12.7	0.330	4108.5	0.040	0.018	1.199	19.407	2126.97	2133.33	41.81	35.45	22.40	16.04
IT	74	0.011	0.5	12.7	0.088	1094.0	0.064	0.002	0.147	19.553	2133.33	2144.55	35.45	24.23	15.90	4.68
IT	136	0.020	0.5	12.7	0.161	2010.0	0.051	0.005	0.727	20.133	2133.33	2136.78	35.45	32	15.32	11.87
F	164	0.049	0.5	12.7	0.387	4818.1	0.038	0.023	3.787	21.994	2126.97	2129.06	41.81	39.72	19.82	17.73
G	162	0.024	0.5	12.7	0.192	2394.3	0.048	0.007	1.156	23.151	2129.06	2120.56	39.72	48.22	16.57	25.07

4.3.2.3 Puentes colgantes en el proyecto

De acuerdo con el levantamiento topográfico, se considera la aplicación de puentes colgantes en las depresiones que se presentan en el trazo:

Cuadro 4.10 –Puentes en el trazo

PUENTE	PROG. INICIO	PROG. FINAL	LONGITUD	D (in)
PUENTE - 01	0+516	0+533.6	17.57 m	1
PUENTE - 02	1+055.5	1+129.2	73.71 m	1
PUENTE - 03	1+654	1+724	70 m	1
PUENTE - 04	1+863.5	1+937.2	73.71 m	1.75
PUENTE - 05	2+251	2+262.9	11.91m	1.5
PUENTE - 06	2+716.5	2+744.7	28.2 m	1.5
PUENTE - 07	2+972	2+990.4	18.35 m	1.5
PUENTE - 08	4+013.5	4+088.4	74.94 m	0.5

Para el diseño de los puentes colgantes se basará en planos tipo proporcionados por..., que van de acuerdo a la longitud del puente: 20, 30, 40, 50, 75 y 100 m

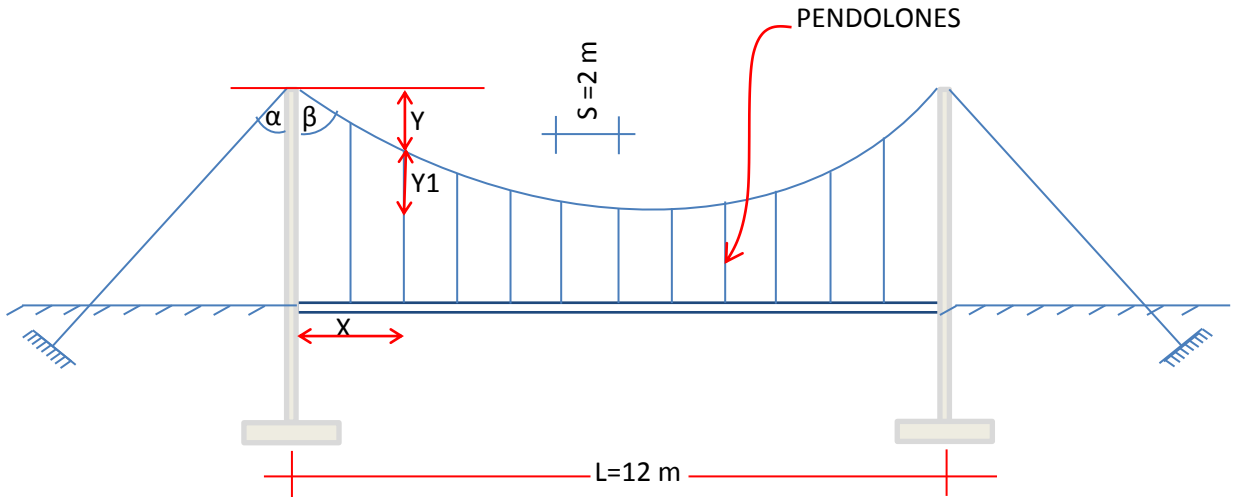
Uniformizando las dimensiones, se tiene la aplicación de los diseños para:

DISEÑOS TIPO	
PUENTE-01	20 (m)
PUENTE-07	
PUENTE-06	30 (m)
PUENTE-02	75 (m)
PUENTE-03	
PUENTE-04	
PUENTE-08	

Parar el puente – 05, se hará un diseño propio por no entrar en el rango disponible de diseños:

DISEÑO PROPIO	
PUENTE-05	12 (m)

4.3.2.3.1 Diseño del puente - 05:



- Mediante la siguiente ecuacion se determina la geometria del puente:

$$y = \frac{4 * f}{L^2} * (L * x - x^2) \quad (4.71)$$

De flecha f: 2m y longitud L: 12 m se tiene:

X	Y	Y1
0	0.00	2.00
2	1.11	0.89
4	1.78	0.22
6	2.00	0.00
8	1.78	0.22
10	1.11	0.89
12	0.00	2.00

- Cargas

- Carga muerta:

Tubería de PVC 1 1/2" → 4.16 kg/m

Agua tubo lleno → 1,104 kg/m

Cables y tirantes (asumido) → 0.510 kg/m

Obteniendo una carga muerta:

$$CM=5.774 \text{ kg/m}$$

▪ Carga viva:

$$\text{Sobre carga: } \rightarrow 50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Viento: } \rightarrow 30 \text{ kg/m}$$

Determinando una cara viva, de:

$$CV: 80 \text{ kg/m}$$

Determinación de la combinación de cargas:

$$Q= 1.2*CM+1.6*CV \quad (4.72)$$

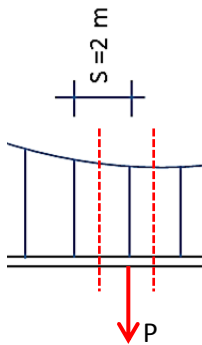
$$Q= 1.2*5.774+1.6*80$$

$$Q= 134.93 \text{ kg/m}$$

▫ **Diseño de los pendolones**

Tensión admisible del cable: $\sigma_{adm} 4080 \text{ kg /cm}^2$

Separación de los pendolones: 2 m



$$P = Q * S \quad (4.73)$$

$$P = 135 * 2$$

$$P = 270 \text{ [kg]}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A} \quad (4.74)$$

$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

$$A = \frac{270}{4080}$$

$$A = 0.0661 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (4.75)$$

$$D(\text{cm}) = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.0643}{\pi}} = 0.296$$

$$D(\text{in}) = \frac{D(\text{cm})}{2.54} = 0.116 \text{ [in]}$$

Adoptando un D comercial de 1/4".

▫ **Diseño del cable**

El esfuerzo máximo en el cable:

$$T_c = \frac{Q \cdot L^2}{8 \cdot f} * \left(1 + \frac{16 \cdot f^2}{L^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.76) \quad \left| \quad \sigma_{adm} = \frac{T_c}{A} \quad (4.77)$$

$$T_c = \frac{135 \cdot 20^2}{8 \cdot 3} * \left(1 + \frac{16 \cdot 3^2}{30^2}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$T_c = 2623.93 \text{ [kg]}$$

$$A = \frac{2623.93}{4080}$$

$$A = 0.643 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (4.78)$$

$$D(\text{cm}) = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.643}{\pi}} = 0.905$$

$$D(\text{in}) = \frac{D(\text{cm})}{2.54} = 0.356 \text{ [in]}$$

Adoptando un D comercial de 1/2".

▫ **Diseño de columnas**

Donde el esfuerzo sobre la columna será:

$$N = Tc * \text{sen}\alpha + Tc * \text{sen}\beta \quad (4.79)$$

$$N = 2623.93 * \text{sen}53.7 + 2623.93 * \text{sen}79.22$$

$$N = 4692.32 \text{ [kg]}$$

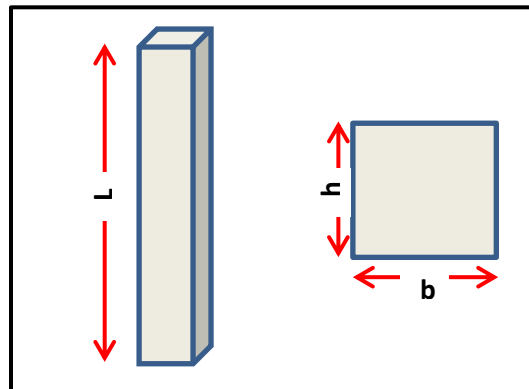
$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{hormigón})$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{acero})$$

▪ **Cálculo de la sección:**

Se partirá, asignando dimensiones a la columna: L: 2.5 (m), b: 25 (cm), h: 25 (cm).

Figura 4.19 – dimensiones de la columna



$$\gamma_n = \frac{b+6}{b} \geq 1.15 \quad (4.80)$$

Donde:

bw: lado menor de la sección transversal de la columna (cm)

Aplicando la ecuación (4.80), se tiene:

$$\gamma_n = \frac{25+6}{25} = 1.24 > 1.15 \quad \text{Ok!}$$

$$\gamma_n = 1.24$$

Verificando al pandeo:

$$r_y = r_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (4.81)$$

Dónde:

h: lado de la sección transversal (cm)

$$r_x = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$r_y = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{k_x * l}{r_x} < 35$$

$$\lambda = \frac{1 * 250}{7.22} < 35$$

$$\lambda = 34.6 < 35$$

Siendo una columna que verifica al pandeo.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} * 0.9}{1.5} = \frac{210 * 0.9}{1.5} = 126 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{1.15} = \frac{4200}{1.15} = 3652 \text{ kg / cm}^2$$

▪ **Cálculo de la armadura**

$$A_s = \frac{\gamma_n * N_d - 0.85 * f_{cd} * b_w * h}{f_{yd}} \quad (4.82)$$

$$A_s = \frac{1.24 * 4693 - 0.85 * 126 * 25 * 25}{3652} = -16.74 \text{ cm}^2$$

El “As” (área de acero) negativa, significa que la columna no necesita armadura por lo que se pondrá la armadura mínima recomendada por la norma boliviana:

$$A_{s \text{ mínima}} = 4 * \emptyset_{10} \quad (4.83)$$

$$A_{s \text{ mínima}} = 4 * 0.785 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Verificación**

$$N_c = \frac{0.85 * f_{cd} * b_w * h}{\gamma_n} \quad (4.84)$$

$$N_c = \frac{0.85 * 126 * 25 * 25}{1.24} = 53981.8 \text{ kg}$$

$$N_c > N_{\text{solicitante}}$$

$$53982 > 4693 \dots \text{ OK}$$

- **Cálculo del espaciamiento (s)**

$$S \leq b_w \quad S = 25 \text{ cm} \quad (4.85)$$

$$S \leq 15 * \phi \quad S = 15 * 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Adoptando una separación de los estribos de 18 cm

- **Cálculo de los estribos (ϕ_e)**

$$\phi_e = \frac{1}{4}(10) = 2.5 \text{ mm} \quad (4.86)$$

$$\phi_e = 6 \text{ mm}$$

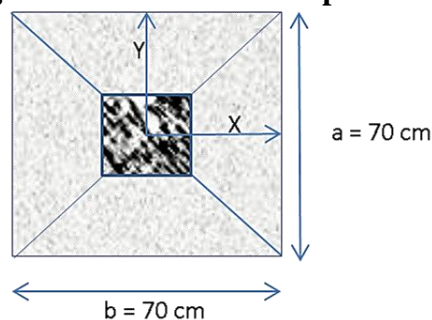
Adoptando para los estribos un

$$\phi_e = 6 \text{ mm}$$

- **Diseño de la zapata**

Inicialmente para el diseño se adoptará una sección para la zapata (ver figura 4.20), la misma será verificada. Como los ambos lados son iguales, el análisis se hará solo para el lado “a”, siendo el diseño similar para el lado “b”.

Figura 4.20 – Base de la zapata



▪ **Datos para el diseño de la zapata:**

N:	5083 kg	Carga centrada de servicio
σ_{adm}:	1.3 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del terreno arcilla
fck:	210 kg/cm ²	Resistencia característica a la compresión del H°
fyk:	4080 kg/cm ²	Resistencia característica de a la tracción del acero
γ_H:	2500 kg/m ³	Peso específico del H°
ao:	25 cm	
bo:	25 cm	

▪ **Cálculo de la altura de la zapata:**

Primero se determinarán factores de caculo:

$$\begin{array}{l}
 Fvd = 0,5 * \sqrt{\frac{fck}{1,5}} \quad (4.87) \\
 Fvd = 0,5 * \sqrt{\frac{210}{1,5}} \\
 Fvd = 5.92
 \end{array}
 \left|
 \begin{array}{l}
 K = \frac{4 * Fvd}{1,6 * \sigma_{max}} \quad (4.88) \\
 K = \frac{4 * 5.92}{1,6 * 1.3} \\
 K = 11.38
 \end{array}
 \right.$$

Luego, se determinara la altura de la loza requerida para soportar el punzonamiento y el corte:

➤ punzonamiento:

$$d = \sqrt{\frac{a_0 * b_0}{4} + \frac{a * b}{2 * K - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} \quad (4.89)$$

$$d = \sqrt{\frac{25 * 25}{4} + \frac{70 * 70}{2 * 11.38 - 1} - \frac{25 + 25}{4}}$$

$$d = 7.03 \text{ (cm)}$$

➤ Corte en a y b:

$$d = \frac{2 * (a - a_0)}{4 + K} \quad (4.90)$$

$$d = \frac{2 * (70 - 25)}{4 + 11.38}$$

$$d = 5.85 \text{ (cm)}$$

Siendo la altura de la zapata: $d_{\text{mayor}} + 3\text{cm}$, para recubrimiento:

$$h = 7.03 + 3$$

$$h = 10.03 \text{ (cm)}$$

Por norma la altura de una zapata deberá ser mayor a 15 cm, por tanto se adoptará la altura mínima recomendada.

- Verificación del esfuerzo máximo generado:

$$\sigma_{MAX} = \frac{N + Pp}{a * b} \quad (4.91)$$

Dónde:

N: carga de servicio (kg)

Pp: peso propio de la zapata: $a * b * h * \gamma_{HA}$

$$\sigma_{MAX} = \frac{5083 + (2500 * 0.7 * 0.7 * 0.15)}{70 * 70}$$

$$\sigma_{MAX} = 1.07 < \sigma_{adm} = 1.3$$

De esta manera se puede observar que la capacidad de soporte del suelo, absorberá las solicitaciones de las zapatas.

- **Determinación del momento y cortante máximos en la zapata**

Por norma se determinará a una distancia de:

$$y = \frac{b - b_o}{2} + 0,15 * b_o \quad (4.92)$$

$$y = \frac{70 - 25}{2} + 0,15 * 25$$

$$y = 26.25 \text{ (cm)}$$

$$M = \sigma_{max} * \frac{y^2}{2} \quad (4.93) \quad \left| \quad V = \sigma_{max} * y \quad (4.94)$$

$$M = 1.07 * \frac{26.25}{2} \quad \left| \quad v = 1.07 * 26.25$$

$$M = 368.65 \text{ kg*cm/cm} \quad \left| \quad v = 28.08 \text{ kg/cm}$$

Mayorando estos valores:

$$Md = 1,6 * M * a \quad (4.95) \quad \left| \quad Vd = 1,6 * V * a \quad (4.96)$$

$$Md = 1,6 * 368.65 * 70 \quad \left| \quad Vd = 1,6 * 28.08 * 70$$

$$Md = 41288.6 \text{ kg*cm} \quad \left| \quad Vd = 3145.8 \text{ kg}$$

▪ Determinación de la armadura

Determinaremos la cuantía:

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} \quad (4.97)$$

$$\mu d = \frac{41288.6}{70 * (15 - 3)^2 * 210}$$

$$\mu d = 0.029$$

$$w = \mu * (1 + \mu) \quad (4.98)$$

$$w = 0.029 * (1 + 0.029)$$

$$w = 0.03$$

Luego, el área de careo necesaria:

$$A_s > \begin{cases} A_s = bw * w * d * \frac{fcd}{fyd} \\ A_{smin} = w_{min} * bw * d \end{cases} \quad (4.99)$$

$$A_s = bw * w * d * \frac{fcd}{fyd} \quad (4.100)$$

$$A_s = 70 * 0.03 * (15 - 3) * \frac{1.15 * 210}{1.5 * 4080}$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * bw * d \quad (4.101)$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 70 * (15 - 3)$$

$$A_{smin} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Distribuyéndose en 4 barras de 70 cm, diámetro 8 mm cada 23 cm.

- **Verificación por adherencia**

$$\tau b = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq 2 * \sqrt[3]{fcd^2} \quad (4.102)$$

$$\tau b = \frac{3145.8}{0,9 * (15 - 3) * 4 * \pi * 0.8} \leq 2 * \sqrt[3]{210^2}$$

$$\tau b = 28.97 \text{ kg/cm}^2 \leq 53.92 \text{ kg/cm}^2$$

- **Diseño de anclaje**

- Fuerza de rozamiento:

$$Fr = \mu * w \quad (4.103)$$

Dónde:

$\mu = 0.6$: Coeficiente de rozamiento:

w: Peso del bloque

- Fuerza horizontal:

$$Fh = Tc * \cos\alpha \quad (4.104)$$

- Igualando las ecuaciones, para generar el equilibrio:

$$1.2 * Fr = Fh \quad (4.105)$$

$$1.2 * 0.6 * w = 2623.93 * \cos 53.7$$

De donde se obtiene:

$$W = 2157.5 \text{ kg}$$

$$Vol = W / \gamma_H$$

$$Vol = 2157.5 / 2200$$

$$Vol = 0.98 \text{ m}^3$$

- Adoptando una sección de 1 x 1 (m), se tiene una altura:

$$h = 0.8 \text{ m}$$

4.3.2.4 Cámaras rompe-presión en el proyecto

Cuando existe mucho desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, pueden generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar una tubería. En esta situación, es necesaria la construcción de cámaras rompe-presión que permitan disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), con la finalidad de evitar daños en la tubería. Estas estructuras permiten utilizar tuberías de menor clase, llegando a reducir considerablemente los costos.

Para el presente proyecto, debido a la topografía y la obligatoriedad de uso de la tubería PVC, se establecieron cuatro cámaras rompe presión, una en la aducción y tres en la red de distribución buscando siempre de uniformizar las clases de tubería.

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir. Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli:

$$H = 1.56 * \frac{V^2}{2g} \quad (4.106)$$

Donde:

- H:** Carga de agua (m.).
- V:** Velocidad del flujo de entrada en (m/s).
- g:** Aceleración gravitacional (9.8 1 m/s²).

Además de la carga hidráulica, en el diseño se deben tomar las siguientes consideraciones para hallar la altura total de la cámara (HT):

- A: Altura mínima sobre la base de 10 cm.
- B.L.: Bordo libre mínimo 40 cm.

Resultando:

$$HT=A+H+B.L \quad (4.107)$$

Por facilidad, en el proceso constructivo y en la instalación de accesorios, se considerara una sección interna de 0.60 por 0.60 m.

El cálculo de las cámaras de presión se presenta en la siguiente planilla, elaborada en base a las ecuaciones (4.106) y (4.107).

Cuadro 4.11 – Planilla de dimensionamiento de las cámaras de presión

C.R.P. (#)	PROG. (m)	D. ENT. (in)	D. SAL. (in)	CAUDAL Q (l/s)	V SALIDA (m/s)	CARGA HIDRAULICA H' (m)	CARGA HIDRAULICA asum (m)	ALTURA MINIMA A(m)	BORDO LIBRE B.L. (m)	ALTURA TOTAL HT(m)	SECCION (m ²)
CRP-01	1+ 392	1	1	0.275	0.5	0.0199	0.1	0.1	0.4	0.6	0.6 x 0.6
CRP-02	2 + 488	1.5	1.5	0.398	0.3329	0.0088	0.1	0.1	0.4	0.6	0.6 x 0.6
CRP-03	3+ 110	1.5	1.5	0.275	0.241	0.0046	0.1	0.1	0.4	0.6	0.6 x 0.6
CRP-04	3+ 714	1.5	0.75	0.184	0.5539	0.0244	0.1	0.1	0.4	0.6	0.6 x 0.6

4.3.2.4 Válvulas de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire pudiendo ser automáticas o manuales. Debido al costo elevado de las válvulas automáticas, en la mayoría de las líneas de conducción se utilizan válvulas de compuerta con sus respectivos accesorios que requieren ser operadas periódicamente.

4.3.2.5 Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías.