

## 1. ASPECTOS GENERALES

### 1.1. Introducción

Al ser el agua uno de los compuestos con mayor importancia para el ser humano, éste se ve obligado a quitarle a la madre naturaleza, una vez más, unos de sus frutos más valiosos, el líquido vida.

El desarrollo de la actividad humana necesita utilizar el agua para numerosos fines, entre los que se destacan, por su importancia para el hombre, el consumo para satisfacer necesidades. Por tanto, el hombre se sirve del agua existente en la naturaleza para consumirla y utilizarla, pero es evidente que debido a determinadas características químicas, físicas y biológicas del agua, ésta no puede ser utilizada de forma directa, y es por eso que dicha agua requerirá de una serie de correcciones y tratamientos que eliminen aquellas partículas o sustancias perjudiciales para el hombre.

El agua potable es esencial e imprescindible para que la vida misma sea posible sobre la faz de la tierra, es mucho más que un bien, que un recurso, que una mercancía, el agua potable es concretamente un derecho humano de primer orden y un elemento esencial de la propia soberanía nacional ya que, muy probablemente, quien controle el agua controlará la economía y toda la vida en un futuro no tan lejano.

De aquí, destacar la gran importancia que tiene contar con agua para consumo humano, que cumpla con las condiciones físicas, químicas y organolépticas conforme a lo establecido en la Norma Boliviana NB – 512 Control de Calidad del Agua– y Requisitos, contar con plantas potabilizadoras para acceder con la calidad en la demanda del suministro de agua potable para consumo y garantizar mejores condiciones de vida en la población.

#### 1.1.1. Antecedentes

En los años 1974 – 1975, CAPABE diseñó y construyó la red de agua potable con aducción por bombeo del río Bermejo, los problemas que presentaba este sistema era en la época de lluvias, por los sedimentos acarreados por el río, y además de reducir la vida útil del sistema por bombeo, y por no contar con un sistema de tratamiento

adecuado ponía en riesgo la salud de la población. Debido a esta situación se construyó en 1988 la aducción en la Quebrada El Nueve, transportando un caudal de 45 l/s.

En el año 1992 fue construida la Planta de Tratamiento Antigua. Con una capacidad de operación de 32 l/s. No se encontraba en buen estado de operación, pues la infraestructura estaba deteriorada, el tratamiento que recibía el agua no cumplía las normas de potabilidad exigidas, además que no existían las condiciones técnicas para un control adecuado

Por lo expresado anteriormente en el año 2001 se construyó la planta de tratamiento de agua potable ubicada en el barrio Municipal de la ciudad de [Bermejo](#) junto con el sistema nuevo de captación por bombeo del río [Bermejo](#). La [Planta Potabilizadora](#) opera hasta la fecha, [con diferentes dificultades y falencias técnicas, la misma](#) ha sido diseñada para tratar un total de 160 l/s de las aguas provenientes de la Obra de Toma del río Bermejo y de la Quebrada “El Nueve”, [actualmente](#) trata un total de 120 l/s de los cuales 40 a 45 provienen de la quebrada y el restante es bombeado del río.

## **1.2. Investigación del problema**

### **1.2.1. Planteamiento del problema**

Uno de los problemas fundamentales de la Ciudad de [Bermejo](#), es que no cuenta con sistemas de agua potable que garantice la continuidad del servicio. Estos sistemas presentan dificultades principalmente en épocas de lluvias porque se presentan crecidas y turbiones, esta situación hace que el agua tenga un alto grado de turbidez y que se tenga que bombear en estas condiciones a la planta de tratamiento de agua potable existente en el barrio Municipal, que si bien realiza un proceso de potabilización previsto de la clarificación del agua, necesita de la adición de químicos en gran cantidad para obtener agua dentro de los parámetros de la Norma Boliviana [NB – 512](#) Control de Calidad del Agua [y Requisitos](#), lo cual representa un funcionamiento antieconómico, en casos extremos se deja de bombear la distribución de agua de los tanques de almacenamiento afectando la producción continua del agua. Además que

ocasiona el rápido deterioro de las estructuras existentes, disminuyendo su vida útil y su funcionamiento.

En este sentido surge la necesidad de realizar una evaluación que permita identificar las fallas existentes en cada unidad que pudieran estar afectando la eficacia del funcionamiento de los procesos de la planta de tratamiento. Con el fin de elaborar una alternativa de optimización de tal forma que se disminuya los costos de operación y se prolongue la vida útil de los componentes de la planta.

### **1.2.3. Sistematización del problema**

¿De qué manera la empresa E.M.A.A.B. asume el problema de la mala calidad del agua cruda que se presenta en tiempo de crecidas en la Planta de tratamiento?

¿Cuáles son las principales causas que ocasionan el rápido deterioro de las estructuras existentes en la planta?

¿Es necesaria la evaluación del funcionamiento hidráulico en la planta de tratamiento de agua potable, para conocer las fallas existentes?

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo general**

Evaluar la planta de tratamiento de agua potable ubicada en el barrio Municipal de la ciudad de Bermejo bajo condiciones actuales, ~~para elaborar con la finalidad de elaborar~~ una propuesta que permita mejorar el funcionamiento de las operaciones unitarias y garantizar la calidad y continuidad de la producción ~~y calidad~~, conforme lo establecido en las Normativas Bolivianas del Sector.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Recopilar, analizar y seleccionar la información existente en la planta de tratamiento referente a la calidad y cantidad de agua.
- Determinar si los procesos que componen la planta son los adecuados para tratar la calidad de su afluente.

- Evaluar el funcionamiento de cada uno de los componentes de la PTAP, Realizando verificando los procedimientos de-con cálculos necesarios de diseño, para comparar si cumplen con los criterios establecidos en el Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua (NB 689).
- Identificar los componentes que repercutirán en la mejora del tratamiento dentro de la PTAP. en base al análisis e interpretación de resultados obtenidos de la evaluación.

#### **1.4. Justificación**

##### **1.4.1. Académica**

El fundamento del presente trabajo, se sintetiza en la evaluación de la planta de tratamiento de agua potable de Bermejo; que desde hace 17 años se ha puesto en operación, y que no se ha realizado una evaluación que permita determinar la eficiencia del funcionamiento y las fallas existentes de cada proceso. Es por ello que con los conocimientos adquiridos en el área de la ingeniería sanitaria e hidráulica, se podrá analizar e identificar las fallas existentes en cada unidad que pudieran estar afectando la eficacia del funcionamiento de los procesos de la planta.

##### **1.4.2. Técnica**

Teniendo en cuenta los problemas de gran adición de químicos, la discontinuidad de abastecimiento que se presenta en épocas de lluvias y al crecimiento de la población, es evidente la necesidad de realizar una evaluación de la planta de tratamiento, que promueva y garantice su buen funcionamiento, para brindar un buen servicio a los habitantes de la ciudad de Bermejo.

##### **1.4.3. Social**

El acceso al agua potable se ha incrementado durante las últimas décadas en la superficie terrestre. Por eso es importante contar con una infraestructura física adecuada en donde se lleve a cabo un buen tratamiento potable para su consumo, Y

saber en qué estado se encuentra las distintas unidades que conforma una planta de tratamiento de agua potable, puesto que es esencial en la vida de la humanidad.

Este trabajo está pensado desde la importancia que tiene para todos los seres vivos el agua como elemento esencial, además es un derecho así mismo como está establecido en la Constitución Política del estado, por esta razón todas las personas deben disponer de un suministro satisfactorio.

#### **1.4.4. Institucional**

Este trabajo pretende abrir la posibilidad de intervenciones posteriores para proyectar mejoras en los procesos unitarios presentes, y para quienes es necesario conocer más a fondo las limitaciones de la planta de tratamiento con el fin de estudiar la solución más viable de acuerdo a sus condiciones.

### **1.5. Marco de referencia**

#### **1.5.1. Marco Teórico**

##### **1.5.1.1. Plantas potabilizadoras de agua**

Las plantas potabilizadoras de agua son un conjunto de obras civiles, instalaciones y equipos convenientemente dispuestos para llevar a cabo operaciones y procesos unitarios que permitan obtener aguas con calidad aptas para el consumo humano.

Las plantas de tratamiento tienen por objeto mejorar la calidad del agua no tratada a través de procesos físicos, químicos y biológicos para obtener un producto (agua tratada) que cumpla con los requisitos de la Norma Boliviana NB-512 (Agua Potable - Requisitos).

El proceso de tratamiento puede incluir todas o parte de las siguientes operaciones y procesos unitarios: cribado o cernido, pre sedimentación, aireación, coagulación, floculación, sedimentación, flotación, filtración, desinfección, floración y procesos complementarios como la re carbonatación, corrección del pH, estabilización de solutos, desalinización, precipitación química, intercambio iónico y adsorción para

cumplir el objetivo de la unidad de tratamiento. El tratamiento requerido se toma en función a la calidad de las aguas de las fuentes.

### **1.5.2. Marco conceptual**

Éstos son algunos significados utilizados para el desarrollo del presente proyecto de grado, Los cuales están establecidos en la norma boliviana "Agua Potable Definiciones y Terminología – Norma Boliviana 495"

#### **Agua potable**

Aquella que por sus características organolépticas, físico-químicas, radioactivas y microbiológicas, se considera apta para el consumo humano y que cumple con lo establecido en la norma NB 512 y el Reglamento Nacional para el Control de la Calidad de Agua para Consumo Humano.

#### **Análisis bacteriológico**

Aplicación de métodos analíticos de laboratorio que permiten determinar las características bacteriológicas del agua.

#### **Análisis físico-químico**

Aplicación de métodos analíticos de laboratorio que permiten determinar las características físico-químicas del agua en forma cualitativa y cuantitativa, incluyéndose las organolépticas como parte de las características físicas.

#### **Características físicas**

Son aquellas que miden las propiedades que influyen en la calidad del agua: color, turbiedad, sólidos totales y sólidos totales disueltos, resultantes de la presencia de un número de constituyentes físicos

#### **Características microbiológicas**

Son aquellas debidas a la presencia de bacterias y otros microorganismos nocivos a la salud humana.

**Características químicas**

Son aquellas debidas a elementos o compuestos químicos orgánicos e inorgánicos, que en concentraciones por encima de lo establecido en la norma pueden causar efectos nocivos a la salud.

**Cloro residual**

Cantidad de cloro libre, no combinado, presente en el agua potable; se expresa en miligramos por litro (mg/l).

**Coagulante**

Sustancia insolubles en el agua, que neutraliza las cargas eléctricas de los coloides y permite la formación de partículas mayores, que pueden ser eliminadas por sedimentación.

**Conductividad**

Es una medida de la habilidad que tiene una solución para conducir la corriente eléctrica. La unidad de medición es el  $\mu$ Siemens/centímetro.

**Desinfección**

Proceso que permite la inactivación de microorganismos patógenos y no patógenos a través de la adición de sustancias desinfectantes (oxidantes), agentes físicos como el calor y la radiación.

**Floculante**

Agente químico capaz de acelerar la unión y sedimentación de partículas en suspensión y coloidales. También se conoce con el nombre de coagulante.

**Número de froude.** Relación entre las fuerzas inerciales y la fuerza de gravedad.  $Fr = V^2 / (L * g)$  donde V es la velocidad, L la longitud característica y g la constante de la gravedad.

**Olor**

Sensación olfativa que producen las materias extrañas contenidas en el agua.

**Pérdida de carga.** Disminución de la energía de un fluido debido a la resistencia que encuentra a su paso.

**Sabor**

Sensación gustativa que producen las materias extrañas contenidas en el agua.

**Sólidos en el agua**

Cantidad de materia sólida presente en el agua. Expresada en miligramos por litro.

Pueden distinguirse los siguientes tipos:

**Sólidos totales**

Cantidad de materia sólida resultante, después de evaporar el agua.

**1.5.3. Marco espacial**

El área de aplicación del presente proyecto de grado está comprendido por la planta de tratamiento de agua potable ubicada en el barrio Municipal de la ciudad de Bermejo, Segunda Sección de la Provincia Arce, departamento de Tarija.

**1.5.4 Marco temporal**

Este proyecto tiene su fase de desarrollo el segundo semestre del año 2017. Comenzando en el mes de agosto y finalizando el mes de noviembre

**1.5.5. Alcance**

El alcance del presente proyecto de grado contempla:

- Recolección, análisis y selección de la información suministrada por la empresa EMAAB.
- Identificación de las variables y parámetros que intervienen directamente en el funcionamiento hidráulico de cada unidad de la planta y los criterios de selección de tratamiento, mediante revisión bibliográfica de las normas que rigen la calidad de agua potable, norma (NB-512), (NB-495), (NB-689) volumen 2.
- Medir las dimensiones de las variables que intervienen en el funcionamiento hidráulico de cada unidad.



- Calibración de la reglilla de medición de caudal.
- Realización de una toma de muestra para el análisis de los parámetros físicos químicos y bacteriológicos del efluente de la planta.
- Procesamiento y análisis de los datos de calidad del afluente de la planta proporcionados por la empresa EMAAB entre la gestión 2016.
- Determinar los parámetros de operación de los componentes de la planta como: mezclador de resalto hidráulico, floculadores, sedimentadores y filtros, así mismo comparar si cumplen con los criterios establecidos en el Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua (NB 689).
- Proponer una alternativa técnica, económica y ambientalmente factible de solución para el mejoramiento del funcionamiento de la planta, bajo las condiciones actuales y en base al análisis e interpretación de resultados obtenidos de la evaluación.

## **2. FUNDAMENTO TEÓRICO**

### **2.1. Tratamiento de las aguas**

El grado y tecnología aplicada al tratamiento de las aguas depende de su origen (subterráneo o superficial), principalmente por la calidad físico-química y bacteriológica que presentan al llegar a las instalaciones de tratamiento. (NB-689, 2004)

El tratamiento de las aguas con destino a consumo humano debe considerar lo siguiente:

- Los procesos y operaciones de tratamiento.
- La definición de los parámetros de calidad.
- El tipo de fuente (superficial y subterránea).

#### **2.1.1. Procesos y operaciones de tratamiento**

Debe tomarse en cuenta en las decisiones de selección de los procesos y operaciones de tratamiento de las aguas los siguientes aspectos:

##### **a) Remoción de contaminantes**

- Para la remoción de contaminantes en forma de partículas se aplicarán procesos de sedimentación y filtración.
- Se debe recabar información específica sobre las capacidades de los procesos previa Selección de un tren de tratamiento para una planta para la fuente de agua en cuestión. Los estudios en plantas piloto o pruebas de laboratorio (Prueba de Jarras) son el medio adecuado para desarrollar y generar información sobre procesos de tratamiento.

##### **b) Calidad de las aguas en la fuente de origen**

- La calidad de las aguas debe ser tal, que sean aptas para el consumo humano. Los criterios de selección de las fuentes de agua están dados de acuerdo a la clasificación de los Grupos I, II, III, IV, y V, enmarcados en la Norma Boliviana NB-689, que toman en consideración aspectos físico-químicos y bacteriológicos.

- Cuando se tratan aguas de superficie se debe tomar en cuenta el concepto de barrera múltiple para la protección de la salud pública. Las fuentes sujetas a contaminación fecal de población humana o animal requieren múltiples barreras físicas de remoción (sedimentación, filtración y desinfección). En la tabla 2.1 muestra los criterios de selección del tratamiento en función a la calidad del agua cruda para plantas convencionales.

**Tabla 2. 1 Criterios de selección del tratamiento en función a la calidad del agua cruda para plantas convencionales**

Tipo de planta	Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptables.		
		90 % DEL TIEMPO	80 % DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
<b>FILTRACIÓN RÁPIDA (PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS)</b>	Filtración rápida completa: coagulación + decantación + filtración rápida descendente.	$T_o \leq 1\ 000$ UNT $C_o \leq 150$ UC C.T. $\leq 600/100$ ml.	$T_o \leq 800$ UNT $C_o \leq 70$ UC.	$T_o$ Max $\leq 1\ 500$ UNT Si $T_o > 1\ 500$ UNT añadir presedimentador C.T. $> 600/100$ ml añadir precloración.
	Filtración directa descendente: mezcla rápida + filtración rápida descendente.	$T_o \leq 30$ UNT $C_o \leq 40$ UC Algas $\leq 100$ mg/m <sup>3</sup> C.T. $\leq 500/100$ ml.	$T_o \leq 20$ UNT	$T_o$ Max $\leq 50$ UNT
	Filtración directa ascendente: mezcla rápida + filtración rápida ascendente.	$T_o \leq 100$ UNT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 50$	$T_o$ Max $\leq 200$ UNT $C_o$ Max $\leq 100$ UC
	Filtración directa ascendente - descendente: mezcla rápida más filtración ascendente + filtración descendente.	$T_o \leq 250$ UNT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 150$ UNT	$T_o$ Max $\leq 400$ UNT $C_o$ Max $\leq 100$ UC

Fuente: (NB 689, 2004)

**c) Factores de fiabilidad de los procesos**

Son los factores que permiten decidir y seleccionar el proceso de tratamiento. Debe evaluarse sobre la base de casos de estudio y caso por caso. Los factores que afectan la fiabilidad comprenden:

- Tasa de cambio de calidad del agua original (lenta gradual o muy rápida y severa).
- Modo de operación (turnos por día).
- Cantidad de instrumentación asociada al proceso.
- Capacidad para el mantenimiento de instrumentos y equipos (calibración).
- Fiabilidad del suministro eléctrico.

**2.1.2. Caracterización y análisis de los parámetros de calidad**

La contaminación de las fuentes de agua se produce a través del ciclo hidrológico, los contaminantes pueden ser concentrados, diluidos o transportados a través del ciclo y afectar al agua potable. Por tanto, se debe caracterizar en la época de estiaje así como en la de lluvias mediante análisis físico-químicos y bacteriológicos realizados en laboratorios especializados y por personal capacitado.

**2.1.3. Selección de fuentes alternativas de agua (superficial y subterránea)**

Se deben establecer las ventajas y desventajas del uso de aguas de origen subterráneo frente a las fuentes superficiales en los diferentes escenarios donde el agua sea provista (área urbana, peri urbana y rural), Cuando se está evaluando una planta existente, o cuando está en estudio una diferente y más costosa se debe considerar el uso de fuentes alternativas.

Cuando los costos de tratamiento son altos, se debe considerar las siguientes opciones:

- Una fuente de agua superficial y otra fuente distinta de agua subterránea
- Pozo de agua subterránea en vez de agua superficial.
- Represado de aguas de río o infiltraciones en vez de la captación de aguas superficiales.

## 2.2. Tipos de tratamiento de aguas superficiales

### 2.2.1. Desinfección solamente sin filtración

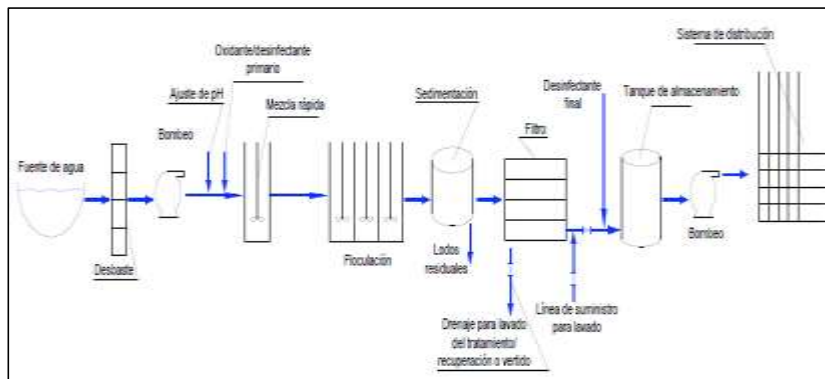
El número de sistemas que requieran sólo desinfección es escaso o tiende a disminuir a medida que se produce el crecimiento de la población y la dificultad asociada con la propiedad o control de los cursos de agua. Se debe evaluar y justificar si se aplicará sólo la desinfección sin el proceso de filtración a partir de las calidad físico – química y bacteriológica del agua.

### 2.2.2. Tratamiento convencional

Un tren de tratamiento que consiste de alimentación química, mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección se debe considerar como convencional.

Una planta de tratamiento convencional debe ser capaz de tratar aguas que tengan una turbiedad de 10 a más de 1000 UNT, durante las riadas, con dosis que pueden variar de 10 mg/l a más de 100 mg/l. La Figura 2.1 muestra el tren de tratamiento convencional para aguas de superficie.

**Figura 2. 1 Tratamiento convencional para aguas superficiales**



Fuente: (NB 689, 2004)

### 2.2.3. Tratamiento convencional con pretratamiento

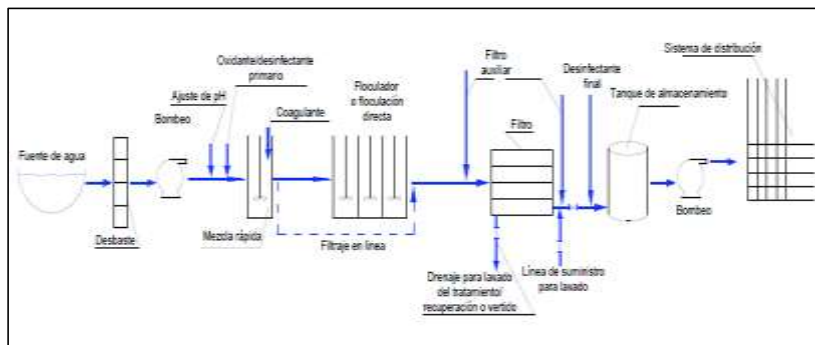
Para aguas que arrastran cargas de sedimentos, se debe emplear un proceso de presedimentación antes del tratamiento convencional. En la predesinfección con cloro puede utilizarse en plantas con el propósito de disminuir las concentraciones de bacterias en el agua origen.

### 2.2.4. Procesos para fuentes de elevada calidad

En fuentes con baja turbiedad, bajas concentraciones de materia orgánica e inorgánica y bajo color, algunos procesos de una planta convencional pueden ser omitidos. El tratamiento aconsejable para estos casos es el de una Filtración Lenta en Arena FLA o una Filtración Directa FD, que evita la etapa de sedimentación.

En algunos casos también puede omitirse el proceso de floculación siempre que el contenido de turbiedad sea bajo. La Figura 2.2 muestra el tratamiento a través de filtración directa.

**Figura 2. 2 Filtración directa en el tratamiento de aguas superficiales**



Fuente: (NB 689, 2004)

### 2.2.5. Tratamientos con tecnología apropiada con la adición de sustancias químicas

La filtración rápida ha predominado en el tratamiento de las aguas, con el consiguiente uso de compuestos químicos como coagulantes, para facilitar la coagulación y

purificación del agua. Cuando la calidad del agua cruda y la capacidad de operación y mantenimiento en el ámbito local lo permiten, el proceso de sedimentación puede eliminarse dando origen a la filtración directa, la cual presenta variantes dependiendo del sentido del flujo en los filtros o de las modalidades que se adopten en los procesos previos de desestabilización o acondicionamiento de material coloidal. De cualquier manera estas opciones requieren la dosificación de coagulantes químicos.

#### **2.2.6. Tratamiento de agua por múltiple etapa**

La múltiple etapa permite el mejoramiento de la calidad del agua, removiendo progresivamente los contaminantes del agua.

Al aplicar el concepto de tratamiento en múltiples etapas, en cada una de ellas difieren los mecanismos de remoción de los diferentes contaminantes. Según el concepto de tratamiento integrado, las ventajas y desventajas que ofrecen deben ser tomadas en cuenta a tiempo de estimarlas y balancearlas, para remover los contaminantes efectiva y económicamente.

En el tratamiento se debe separar el material más pesado o de mayor tamaño y gradualmente avanzar en la remoción del material más pequeño, que incluye a los microorganismos, para finalizar en la desinfección.

La desinfección es normalmente la última etapa o barrera en el tratamiento de agua. Para que sea efectiva se deben remover los contaminantes y microorganismos patógenos de manera tal que no se supere la capacidad del desinfectante.

La desinfección de aguas superficiales, como única etapa de tratamiento se debe llevar a cabo si se cumple las siguientes condiciones:

- El nivel de contaminación fecal debe ser menor a 20 UFC/100 ml en el 90 % de las muestras.
- La desinfección debe inactivar el 99.9 % y 99.99 % de quistes de *Giardia* y virus respectivamente, para ello se aplica el desinfectante en concentraciones y tiempos de contacto tales que dejen un residual mínimo en red de 0.2 mg/l de cloro libre residual en la red en el punto más alejado.

- Cumplir con la normativa establecida con los indicadores de contaminación fecal.
- Cumplir con la normativa para el nivel máximo de contaminación por trihalometanos.

### **2.3. Procesos de tratamiento de agua potable**

#### **2.3.1. Coagulación**

El agua puede contener una variedad de impurezas, solubles e insolubles; entre estas últimas destacan las partículas coloidales, sustancias Húmicas y microorganismos en general. Tales impurezas coloidales presentan una carga superficial negativa, que impide que las partículas se aproximen unas a otras y que las lleva a permanecer en un medio que favorece su estabilidad. El proceso de coagulación se realiza a través de los coagulantes que son añadidos al agua reduciendo las fuerzas que tienden a mantener separadas las partículas en suspensión.

Coagulación es la desestabilización de las partículas no sedimentables o coloides, se refiere a las reacciones que ocurren cuando se agrega a un coagulante al agua dando origen primero a la formación de especies hidrolizadas con carga positiva, este proceso depende de la concentración de coagulante y del pH final de la mezcla. El segundo, es un proceso fundamentalmente físico, consiste en transportar especies hidrolizadas para que hagan contacto con las impurezas del agua que se encuentran en suspensiones finas o en estado coloidal y algunas que están disueltas en partículas que puedan ser removidas y así puedan formarse aglomerados gelatinosos que se agrupan y producen los flóculos (floculación).

Este proceso es instantáneo, toma desde décimas de segundo hasta cerca de 100 seg. De acuerdo con las demás características del agua y de las partículas presentes: pH, temperatura, alcalinidad, color verdadero, turbiedad, etc. Se lleva a cabo en una unidad de tratamiento denominada mezcla rápida.



### **2.3.1.1. Turbiedad**

La turbiedad es una expresión de la propiedad óptica que origina que la luz se disperse y absorba en vez de transmitirse en línea recta a través de la materia en suspensión. (standard Methods, 1992).

Los componentes más frecuentes y comunes de las aguas turbias es la materia en suspensión finamente dividida como la arcilla, limos, partículas de sílice, materia orgánica.

### **2.3.1.2. Color**

El color es la propiedad óptica que debido a la naturaleza coloidal del agua se encuentra en solución.

El color existente en el agua no deriva únicamente de la descomposición de productos naturales, compuestos orgánicos si no también se hidróxidos metálicos, como el hierro además de compuestos orgánicos desconocidos.

El termino " color " se asocia con el concepto de color puro, esto es el color del agua cuya turbidez ha sido eliminada por algunos procedimientos de filtrado. El termino color aparente engloba no solo el color debido a las sustancias disueltas, sino también a la materia en suspensión, esto se determina en la muestra original (standard Methods, 1992).

### **2.3.1.3. Sustancias empleadas en la coagulación**

Lo productos químicos más usados como los coagulantes en el tratamiento del agua es el sulfato de aluminio

- Sulfato de aluminio

La forma sólida de este producto se presenta en placas compactas, gránulos de diverso tamaño y polvo su fórmula teórica es:

$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$ , su concentración se define, en general, por su contenido de aluminio.

El sulfato de aluminio es una sal derivada de una base débil (hidróxido de aluminio y de ácido sulfúrico), por lo que sus soluciones acuosas son muy ácidas. Por esta razón su almacenamiento debe hacerse en un lugar seco, libre de humedad. Es necesario tener en cuenta esta tendencia ácida para la preparación de las soluciones.

#### **2.3.1.4. Relación entre tipo de coagulación y dispersión de los coagulantes**

Existen dos tipos de coagulación: la de adsorción – neutralización y la de barrido o por incorporación. La primera ocurre en 0,01 a 1,0 segundo, la segunda cuando hay precipitación masiva de hidróxido de aluminio y se completa en 1 a 7 segundos. Dependiendo de la concentración de coloides en el agua por tratar y del tipo de unidad seleccionada.

De la concentración de coloides presente en el agua dependerá el tipo de mecanismo de coagulación resultante; esto es:

Alta concentración de coloides → mecanismo de absorción o de neutralización de cargas

Baja concentración de coloides → mecanismo de barrido

A tiempo de realizar pruebas de tratabilidad, se debe determinar el tipo de coagulación que se lleve a cabo en la planta y se debe reportar sus características.

#### **2.3.2. Mezcla rápida**

Se denomina mezcla rápida a las condiciones de intensidad de agitación y tiempo de retención que debe reunir la masa de agua en el momento en que dosifica el coagulante, para que este se disperse rápida y uniformemente en el agua, esto con la finalidad de que las reacciones de coagulación se den en condiciones óptimas. (Lidia de Vargas, 2004).

##### **2.3.2.1. Gradientes y tiempos óptimos para mezcla rápida por coagulación**

Para el proceso de mezcla rápida por coagulación de barrido pueden seleccionarse gradientes de 400 s<sup>-1</sup> a 800 s<sup>-1</sup> y tiempos de 30 a 180 segundos. Para procesos con

coagulación por adsorción – desestabilización, gradientes entre 1000 y 3 000 s-1 con tiempos de 1 a 5 segundos (los mayores tiempos para gradientes más bajos).

#### 2.3.2.2. Mezclador de resalto hidráulico

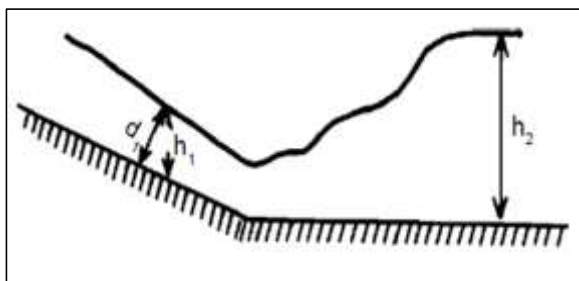
Estas unidades son especialmente adecuadas para aguas que la mayor parte del tiempo están coagulando mediante el mecanismo de adsorción; es decir, aguas que presentan alta concentración de coloides. Los tipos más frecuentes tienen la ventaja de servir de unidades de medición de caudal y de unidades de mezcla rápida, por lo cual son muy populares. (NB 689, 2004).

#### 2.3.2.3. Parámetros de diseño

- Gradientes de velocidad entre 1000 s-1 y 2000 s-1 y tiempos de retención menores de un segundo.
- Números de Froude (F) variables entre 4,5 y 9,0 para conseguir un salto estable, con excepción de la canaleta Parshall, que funciona mejor con números de Froude entre 2 y 3.
- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto), en forma constante y distribuido de manera uniforme en toda la masa de agua.

#### 2.3.2.4. Criterios para el dimensionamiento

Figura 2. 3 Descripción esquemática del criterio asumido



Fuente: (CEPIS/ OPS, 2004)

- Se supone que  $h_1$  es igual a  $d_1$ , ver la figura 3.3.
- Las alturas de agua antes ( $h_1$ ) y después del resalto ( $h_2$ ) deben satisfacer la relación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad (2.1)$$

Donde:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} \quad (2.2)$$

$F_1$  = N° de Froude (adimensional)

$V_1$  = Velocidad en la sección de mezcla en m/s

$g$  = Gravedad en m/s<sup>2</sup>

- La energía disipada o pérdida de carga en m, se calcula en la longitud del resalto ( $L$ ).

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (2.3)$$

- La longitud del resalto será  $L$  en m:

$$L = 6(h_2 - h_1) \quad (2.4)$$

- El tiempo de mezcla  $T$  en s:

$$T = \frac{2L}{V_1 + V_2} \quad (2.5)$$

$V_1$  = Velocidad del agua en la sección (1)

$V_2$  = Velocidad del agua en la sección (2)



Ecuación de momentos:

$$\frac{Q*w}{g} * (B_2 * V_2 - B_1 * V_1 * \cos \theta) = P_1 * \cos \theta - P_2 - F_F \quad (2.7)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} * w * d_1^2 \cos \theta \quad (2.8)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} * w * d_2^2 \quad (2.9)$$

$$Q = V_1 * d_1 = V_2 * d_2 \quad ; \quad V_2 = \frac{V_1 * d_1}{d_2} \quad (2.10)$$

$$\text{Si } B_1 = B_2 \approx F_F = 0 \quad ; \quad F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * d_1}} \quad (2.11)$$

$$\frac{d_1}{d_2} = a \quad (2.12)$$

Sustituyendo:

$$V_1^2 * \left( \frac{d_1 * w}{g} \right) * \left( \frac{V_1 * d_1}{d_2 - V_1 * \cos \theta} \right) = \frac{(w * d_1^2 * (\cos \theta)^2 - w * d_2^2)}{2} \quad (2.13)$$

$$2 * \left( \frac{V_1^2}{d_1 * g} \right) * \left( \frac{d_1}{d_2} - \cos \theta \right) = (\cos \theta)^2 - \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2 \quad (2.14)$$

$$2 * \left( \frac{F_1^2}{a} \right) - 2 * F_1^2 \cos \theta = (\cos \theta)^2 - a^2 \quad (2.15)$$

$$\frac{a^2}{2 * F_1} + \frac{F_1}{a} = K \quad (2.16)$$

K = Factor de resolución de la ecuación

$$K = \cos \theta * \left( F_1 + \frac{\cos \theta}{2 * F_1} \right) \quad (2.17)$$

Una vez calculados h1 y V1, se aplican los criterios generales indicados en la sección anterior. Al finalizar el cálculo, debemos comprobar lo siguiente:

Altura de la rampa + tirante de agua en el vertedero de coronación de la rampa = pérdida de carga + altura del tirante aguas abajo del resalto.

### 2.3.2.6. Recomendaciones de diseño

Para conseguir un comportamiento hidráulico óptimo en la unidad, además de un buen dimensionamiento, es necesario que esta se ubique correctamente con respecto a la siguiente unidad, que normalmente es el floculador y que los niveles de ambos, el de salida de la rampa con el nivel de entrada al floculador estén bien empalmados.

La grada que se coloca al final de la longitud de mezcla tiene la finalidad de contribuir a contener el resalto, para que este se dé al pie de la rampa.

En resumen, para que el mezclador opere correctamente, además de comprobar que la intensidad de turbulencia para la mezcla esté dentro del rango apropiado, se debe verificar que cumplan con la igualdad:

$$P + h_3 = h_p + h_2 \quad (2.18)$$

### 2.3.3. Floculación

El objetivo principal de la floculación es reunir las partículas desestabilizadas para formar aglomeraciones de peso y tamaño que sedimentan con mayor eficiencia. (Lidia de Vargas, 2004).

La floculación es la agitación de la masa de agua coagulada para promover el crecimiento del microfóculo recién formado, hasta alcanzar el tamaño y necesario para su posterior remoción mediante la sedimentación.

El proceso causado por la colisión entre partículas, se da con el fenómeno de transporte, porque al transportarlas chocan y como están desestabilizadas, se adhieren, son más pesadas y caen. Durante la floculación la agitación deberá ser lo suficientemente lenta para no deshacer los flóculos formados, dando nuevamente lugar a una suspensión coloidal. (Lidia de Vargas, 2004)

### 2.3.3.1. Factores que influyen en la floculación

- **Naturaleza del agua**

La concentración y naturaleza de las partículas que producen la turbiedad también tienen una notable influencia en el proceso de floculación.

- **Influencia del tiempo de floculación**

Bajo determinadas condiciones, existe un tiempo óptimo para la floculación, normalmente entre 20 y 40 min. Mediante ensayos de pruebas de jarras, se puede determinar este tiempo.

Es necesario, por lo tanto, que se adopten medidas para aproximar el tiempo real de retención en el tanque de floculación al tiempo nominal escogido. Esto se puede obtener si se compartimentaliza el tanque de floculación con pantallas deflectoras. Cuanto mayor sea el número de compartimentos, menores serán los cortos circuitos del agua.

Con la compartimentalización y la elección de valores adecuados para los gradientes de velocidad se aumenta la eficiencia del proceso y/o se reduce el tiempo necesario de floculación, según demostraron Harris y colaboradores. Gradientes elevados en los primeros compartimentos promueven una aglomeración más acelerada de los flóculos; gradientes más bajos en las últimas cámaras reducen la fragmentación.

- **Influencia del gradiente de velocidad**

Cuanto mayor es el gradiente de velocidad, más rápida es la velocidad de aglomeración de las partículas. Mientras tanto, a medida que los flóculos aumentan de tamaño crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico, incluidas por el gradiente de velocidad. Los flóculos crecerán hasta un tamaño máximo, por encima del cual las fuerzas de cizallamiento alcanzan una intensidad que los rompe en partículas menores.

- **Influencia de la variación de caudal**

Es conocido que al variarse el caudal de operación de la planta, se modifican los tiempos de residencia y gradientes de velocidad en los reactores.

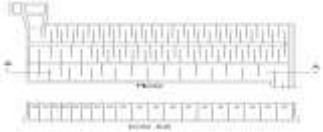
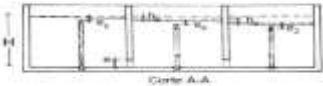


El floculador hidráulico es algo flexible a estas variaciones. Al disminuir el caudal, aumenta el tiempo de retención y disminuye el gradiente de velocidad. Al aumentar el caudal, el tiempo de retención disminuye, el gradiente de velocidad se incrementa y viceversa.

### 2.3.3.2. Floculadores hidráulicos

La clasificación de los floculadores hidráulicos se detalla en la figura 2.5:

**Figura 2. 5 Clasificación de floculador hidráulico**

<p><b>FLOCULADORES HIDRÁULICOS.</b> Derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Son tanques provistos de pantallas entre las cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección de flujo.</p>	<p><b>De flujo horizontal.</b> El flujo va y viene alrededor de las pantallas haciendo un giro de 180 al final de cada uno.</p>	
	<p><b>De flujo vertical.</b> El flujo sube y baja alrededor de las pantallas haciendo un giro de 180</p>	

Fuente: (NB 689, 2004)

### 2.3.3.3. Parámetros de diseño de Floculador de flujo horizontal

- Los principales parámetros de diseño son el gradiente de velocidad  $G$  ( $s^{-1}$ ) y el tiempo de floculación, en función de las dosis de coagulante, para cada cámara, que deben ser obtenidos de una planta piloto o en laboratorio a través de una prueba de jarras que señale los valores de los parámetros.

- Cada uno de los compartimientos (mínimo 3) se diseñarán para diferentes gradientes y tiempos de retención. La Tabla 2.2 muestra el rango de valores de los gradientes en cada cámara, considerando que las velocidades del flujo no deben ser menores a 0.1 m/s ni mayores a 0.60 m/s para evitar la sedimentación y la ruptura del floc.

**Tabla 2. 2 Rango de gradientes hidráulicos para cada compartimiento o cámara**

Compartimiento o cámara	Gradiente (S-1)
1	50-100
2	20-50
3	10-40

Fuente: (NB 689, 2004)

- El tiempo total de floculación varía de 15 a 30 minutos (IRC, 1981). El tiempo para cada compartimiento o cámara se determinará a partir de pruebas de laboratorio.
- Si se usan pantallas de asbesto-cemento onduladas, se consigue disminuir un poco la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas. En este caso, se considera un coeficiente de fricción (n) de 0.03 para calcular la pérdida de carga en los canales. Cuando se utilicen placas de asbesto-cemento planas o de madera, los coeficientes deben ser 0.013 y 0.012.
- El coeficiente (K) de pérdida de carga en las vueltas varía entre 1.5 y 3.0. Se recomienda usar un coeficiente de 2 para este fin.

#### 2.3.3.4. Criterios para el dimensionamiento

- De pruebas de laboratorio se obtendrá la ecuación del floculador cuya expresión es:

$$GT^n = K \quad (2.19)$$

Dónde:

G= Gradiente de velocidad en s<sup>-1</sup>

T= Tiempo de floculación en s

n , K = Coeficientes que dependen de la calidad del agua

- El número de baffles necesarios para alcanzar el gradiente de velocidad de diseño se calculará por la relación:

$$n = \left( \left( \frac{2\mu T}{\rho(1.44 + f)} \right) * \left( \frac{HLG}{Q} \right)^2 \right)^{1/3} \quad (2.20)$$

Donde:

n= Número de baffles en la cámara o compartimiento

H= Profundidad de agua en el tanque en m

L= Largo del tanque en m

G= Gradiente de velocidad en s-1

Q= Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

T= Tiempo de floculación en s

μ= Viscosidad dinámica en kg/m s

P= Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>

F= Coeficiente de fricción de los baffles (madera = 0.3)

- En las unidades hidráulicas el gradiente de velocidad es una función de la pérdida de carga:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \sqrt{\frac{hf}{T}} \quad (2.21)$$

Donde:

$\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}}$  = Relación que depende de la temperatura del agua

hf = Pérdida de carga total en m

T = Tiempo de retención en s

- La pérdida de carga se produce a lo largo de los canales ( $h_1$ ) y principalmente en las vueltas ( $h_2$ ), por lo que la pérdida de carga total en el tramo  $h_f = h_1 + h_2$ .

$$h_1 = \left( \frac{n \cdot v}{r^3} \right)^2 * l \quad (2.22)$$

$n$  = coeficiente de pérdida de carga de Manning. Con planchas de madera ( $n = 0.013$ ),

$v$  = Velocidad en los canales

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$r$  = Radio hidráulico del canal

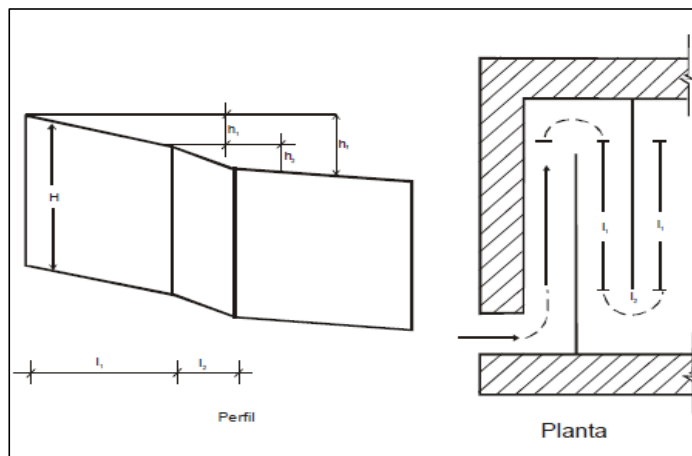
$l$  = Longitud total en el tramo (m)

$$h_2 = k * \left( \frac{v^2}{2g} \right) * N \quad (2.23)$$

$K = 2$ , coeficiente de pérdida de carga en las curvas.

$N$  = número de vueltas o pasos entre canales.

**Figura 2. 6 Comportamiento de la pérdida de carga**



Fuente: (CEPIS/OPS, 2004)

#### 2.3.4. Sedimentación

Se entiende por sedimentación la remoción por efecto gravitacional de las partículas en suspensión presentes en el agua. Estas partículas deberán tener un peso específico mayor que el fluido. (Maldonado, 2004).

El sedimentador es un tanque generalmente de sección rectangular o circular cuyo fondo muchas veces está inclinado hacia uno o más puntos de descarga. Este tanque posee dispositivos de entrada y salida del agua, previstos para evitar cortocircuitos y zona muertas y obtener una mejor distribución del líquido en el interior de la unidad.

##### 2.3.4.1. Factores que influyen en la sedimentación

- **Calidad del agua**

Las variaciones de concentración de materias en suspensión modifican, en primer lugar, la forma de sedimentación de las partículas, así como las propiedades de las partículas modifican la forma de depósito.

Adicionalmente, variaciones de concentración de partículas o de temperatura producen variaciones de densidad del agua y originan corrientes cinéticas o térmicas que, a su vez, generan cortocircuitos hidráulicos en las unidades.

- **Condiciones hidráulicas**

Los criterios y parámetros hidráulicos de diseño tienen gran influencia en la eficiencia de los sedimentables. A continuación se detallan los principales:

- **En la zona de sedimentación**

En esta zona se debe tener un número de Reynolds lo más bajo posible y el número de Froude más elevado para tender a un flujo laminar y estabilizar el flujo. En esta zona las líneas de flujo no deben encontrarse con ningún tipo de observaciones que alteren su trayectoria.

- **En la zona de entrada**

La zona de entrada en un sedimentador es un conjunto de estructura que debe permitir una distribución uniforme del flujo de agua hacia la zona de sedimentación. En una unidad de sedimentación convencional de

flujo horizontal, esta distribución uniforme debe darse a todo lo ancho de la unidad y en profundidad.

- **En la zona de salida**

En esta zona se caracteriza por permitir una recolección uniforme de agua sedimentada a una velocidad tal que evite arrastrar flóculos en el efluente.

#### 2.3.4.2. Unidades de sedimentación de alta tasa

Las Unidades de sedimentación de alta tasa de flujo ascendente y de flujo descendente, son de alta eficiencia y de poca profundidad con relación a los sedimentadores clásicos. Se realiza en elementos poco profundos; placas planas paralelas, placas onduladas paralelas, módulos tubulares, de sección cuadrada, hexagonal, octogonal y otras, colocados en los tanques, presentando en cada caso eficiencias particulares. Los tiempos de retención son cortos.

#### 2.3.4.3. Parámetros de diseño

Tanto para sedimentadores de flujo ascendente como descendente, se aplican las siguientes relaciones:

- En general para sedimentadores de alta tasa, la velocidad crítica de asentamiento está dada por:

$$V_{sc} = \frac{S_c \cdot V_0}{\text{sen}\theta + L\text{cos}\theta} \quad (2.24)$$

Donde:

$V_{sc}$  = Velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa

$V_0$  = Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa.

$\Theta$  = Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.

$L$  = Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar.

Sc = Parámetro característico; igual a 1.0 para sedimentadores de placas paralelas.

Sc = Parámetro característico; igual a 4/3 para tubos de sección circular.

Sc = Parámetro característico; igual a 11/8 para conductos de sección cuadrada.

El valor Vsc es comparable con la carga convencional superficial de diseño que para flóculos de sulfato de aluminio es de 14 – 22 m/d.

- El número de Reynolds debe ser menor a 500 para garantizar el flujo en transición.
- El tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en los sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.
- El valor de la carga superficial CS debe obtenerse en laboratorio o pruebas de campo y cuyo valor tendrá relación con un valor de eficiencia remocional deseable o la máxima turbiedad admisible por las unidades de filtración (razonable hasta 10 UNT).

#### 2.3.4.4. Criterios para el dimensionamiento

- Número de Reynolds  
El número de Reynolds debe ser menor a 500 para garantizar el flujo en transición.

$$Re = \frac{V_o * d}{\nu} \quad (2.25)$$

Donde:

Re = Número de Reynolds (adimensional)

Vo = Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/d

d = Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m

$\nu$  = Viscosidad cinemática en m<sup>2</sup>/s

T = Temperatura del agua en °C

- Tiempo de retención

El tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en los sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

$$T = \frac{l}{V_o} \quad (2.26)$$

Donde:

T = Tiempo de retención en min

l = Longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m

V<sub>o</sub> = Velocidad promedio del fluido en el sedimentador en m/min

- Velocidad crítica de sedimentación

Donde:

$$V_{Sc} = \frac{S_c * V_0}{\text{sen}\theta + L \cos\theta} \quad (2.27)$$

$$L_c = L - \dot{L} ; \quad L = \frac{l}{d} \quad \dot{L} = 0.013 * Re$$

S<sub>c</sub>= Parámetro característico; igual a 1,0 para sedimentadores de placas paralelas.

S<sub>c</sub>= Parámetro característico; igual a 4/3 para tubos de sección circular.

S<sub>c</sub>= Parámetro característico; igual a 11/8 para conductos de sección cuadrada.

v<sub>0</sub>= Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa

L= Longitud relativa del sedimentador (adimensional)

L<sub>c</sub>= Longitud relativa del sedimentador de alta tasa en flujo laminar, corregida en la longitud de transición

L` = (adimensional)

l = Longitud recorrida a través del elemento (tubo, placa) en m

d= Ancho del conducto o espaciamiento entre placas en m

Re= Número de Reynolds (adimensional)

Θ= Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.



- Velocidad promedio de flujo entre placas

$$V_o = \frac{Q}{A_s \cdot \sin \theta} \quad (2.28)$$

- Carga superficial

$$CS = \frac{Q}{A_s} \quad (2.29)$$

Dónde:

CS= Carga superficial de sedimentación en m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d

Q= Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/d

As= Área superficial en m<sup>2</sup>

### 2.3.5. Filtración

La filtración es un proceso que consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que escurre a través de un medio poro granular que no quedaron retenidas en los procesos de coagulación- floculación y sedimentación. En general, la filtración es la operación final de clarificación que se realiza en una planta de tratamiento de agua y por consiguiente, es la responsable principal de la producción de agua de calidad coincidente con los estándares de potabilidad. (Maldonado, 2004)

#### 2.3.5.1. Filtros rápidos de control hidráulico y tasa declinante

Son unidades que reciben el efluente de los sedimentadores, en los cuales la filtración vertical descendente va disminuyendo paulatinamente debido a la colmatación del lecho filtrante que es cuando se efectúa el lavado en contracorriente con el agua de los otros filtros de la batería.

Estas unidades se conceptúan como tecnología apropiada apta para países en desarrollo. Son más económicos que los rápidos de tasa constante puesto que no requieren de equipos, galería de tubos, tanque elevado o estación de bombeo para el lavado y su eficiencia está de acuerdo al grado de colmatación del medio filtrante.

### 2.3.5.2. Funcionamiento de las unidades

- Con el objeto de hacer el lavado posible, el flujo producido por toda la planta debe ser por lo menos igual o mayor que el que se requiere para el lavado de una unidad.
- Debe haber un mínimo de 4 unidades que puedan operar con una carga superficial no menor de 240 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-d, para producir una velocidad ascendente mínima de 0.60 m/min. Esto no puede hacerse sino solamente utilizando lechos de arena y antracita, ya que los lechos de arena sola, por lo general, no pueden trabajar con tan altas velocidades como las que se requieren en éste caso.
- El sistema de entrada debe ser capaz de transportar el flujo que requiera una unidad en cualquier momento con un mínimo de pérdida de carga y las compuertas de entrada de dicho flujo deben quedar siempre debajo del nivel de equilibrio que se establece en los filtros de comienzo de las carreras.
- Debe ser posible aislar cada unidad, cuando sea necesario, sin restringir la libre circulación del agua de lavado entre las otras unidades filtrantes que están conectadas al mismo múltiple.
- Evitar el vaciado de la caja de filtros, colocando el vertedero de rebose entre 0.60 m y 1.40 m por encima de la cresta del vertedero de lavado, evitando que el filtro quede seco al comienzo de la carrera.
- Evitar estructuras demasiado profundas, que resultan ser antieconómicas. Se recomienda tener profundidades que varían desde 3.6 m hasta 5.50 m (menores profundidades para unidades de pequeña capacidad).
- Evitar estructuras bajas que produzcan cortas carreras de filtración.
- Evitar velocidades altas de filtración al comienzo de la carrera. La relación entre el caudal promedio y el caudal máximo ( $Q_{prom} / Q_{max}$ ) debe ser igual a 2, ello permite disminuir las pérdidas de carga turbulentas en el efluente de los filtros, lo que permite bajar la altura de los filtros.

### 2.3.5.3. Parámetros de diseño

- Se diseñarán para caudales superiores a los 100 l/s (plantas medianas grandes).
- **Área de cada filtro y número de filtros**

- El número mínimo de filtros en una batería de tasa declinante y lavado mutuo es de cuatro unidades, de tal manera que tres toman el caudal de toda la batería al momento de lavar una unidad.
- El área de la caja de un filtro debe ser tal que al pasar todo el caudal de la batería por un filtro, se produzca la velocidad ascensional (VL) apropiada para expandir en 30% el lecho filtrante.

$$\text{Área de un filtro: } Af = \frac{Q}{v_L} \quad (2.30)$$

- El área total de la batería de filtros se define por la relación del caudal de diseño de la batería sobre la tasa de filtración seleccionada (Vf) de acuerdo con el tipo de lecho filtrante, las características del afluente y el nivel de operación local.

$$\text{Área total de filtración: } At = \frac{Q}{v_f} \quad (2.31)$$

- El número de filtros de la batería se obtiene por la relación del área total filtrante entre el área de un filtro. Debe ajustarse la velocidad (Vf) hasta que dé un número exacto de filtros.

$$\text{Número de filtros: } N = \frac{At}{Af} \quad (2.32)$$

- El ingreso del agua decantada a la caja del filtro debe efectuarse en un nivel más bajo que el nivel mínimo de operación, para que cada filtro tome el caudal que puede filtrar de acuerdo con su estado de colmatación.
- Por la facilidad de operación y mayor duración, deben colocarse válvulas mariposa en la entrada del agua decantada al filtro y la salida del retrolavado al canal de desagüe.

- **Tasa de filtración**

La tasa de diseño debe ser obtenida de pruebas de laboratorio o de filtros piloto. La Tabla 2.3 proporciona las tasas de filtración según la calidad del agua que ingresa a las unidades y los tipos de lecho (único y doble).

**Tabla 2. 3 Tasas de filtración**

Filtración rápida descendente con tasa declinante	Tasa de filtración (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -d)
De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0,8 m.	150 - 239 (med) 240 - 300 (máx)
De agua floculada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1,0 m y uso de polímero como auxiliar	240 - 359 (med) 360 - 600 (máx)
De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0,80 m.	240 - 359 (med) 360 - 600 (máx)

Fuente: (NB 689, 2004)

- **Tasa de lavado**

- Cuando el lavado es sólo con agua:
  - Tasa de lavado sólo con agua: 0.7 m/min – 1.0 m/min
  - Tiempo de lavado: 6 a 9 min
- La velocidad de lavado se establece gradualmente, produciendo una expansión promedio de 25 a 30 %.
- Cuando el lavado se efectúa con agua y aire:
  - Tasa de lavado con agua: 25 – 35 (m<sup>3</sup>/h-m<sup>2</sup>)
  - Tiempo de lavado: 3 a 5 min
  - Tasa de lavado con aire: 17 – 29 (m<sup>3</sup>/h-m<sup>2</sup>)
  - Tiempo de lavado: 2 a 5 min

### 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

#### 3.1. Sistema de abastecimiento de agua potable

El sistema de agua potable de la Ciudad de Bermejo está a cargo de la Empresa Municipal de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de Bermejo (EMAAB). Es una Empresa Pública Municipal, creada bajo la Ley 2066, sobre prestación de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario. Es una empresa desconcentrada del Gobierno Municipal de Bermejo.

EMAAB fue establecida el 13 de noviembre de 1998 mediante Ordenanza Municipal N° 019/98 (completada luego por la O.M. N° 06/99), cuando en Asamblea General de la población de Bermejo, se definió la desaparición de la entonces Cooperativa de Agua Potable y Alcantarillado de Bermejo para dar paso a una entidad que dependa del gobierno municipal y viabilizar el financiamiento del Fondo Nacional de Desarrollo Regional, para la construcción de su planta de potabilización.

En la actualidad el suministro de agua para el consumo humano en el sector urbano cuenta con 6418 suscriptores de los cuales 5746 son de categoría doméstica, 507 de categoría vecindad, 160 de categoría comercial y 5 de otras categorías.

La cobertura del servicio es de 92,25 %, conforme a la información recibida de la Empresa Municipal de Agua y Alcantarillado de Bermejo (EMAAB).

**Tabla 3. 1 Indicadores cuantitativos de servicio del sistema de agua potable de Bermejo**

Tipo de conexiones	Conexiones	Población
Conexiones totales de agua potable	6418	28881
Para poblaciones atendidas se toma el factor de 4.5 habitantes por vivienda		
Población de Bermejo, Bolivia (EMAAB,2017):		31309
Porcentaje de la población con conexiones de agua potable	conexiones totales de agua potable/población	92.25

Fuente: elaboración propia

### 3.1.1. Fuentes de abastecimiento

El sistema de agua potable de Bermejo depende de dos fuentes principales: el río Bermejo y la quebrada "El Nueve". En la figura 3.1 se puede apreciar la localización de las dos fuentes.

**Figura 3. 1 Localización de las fuentes de agua del sistema de agua potable de Bermejo.**



Fuente: (Fundación SUMAJ HUASI, 2011)

#### 3.1.1.1. Río Bermejo

El río Bermejo nace en el cordón montañoso conocido como Sierras de Santa Victoria en el Departamento de Tarija a 1855 m.s.n.m. siguiendo una dirección sureste. Es afluente del Río Paraguay, por tanto, es parte de la Cuenca del Río de la Plata. Cuando el río llega a la Ciudad de Bermejo tiene una cuenca aportante de 16.048 km<sup>2</sup> (Servicio Nacional de Hidrografía Naval, mapa 15 Bolivia) y 440 m.s.n.m. Su caudal fluctúa entre los 50 m<sup>3</sup>/s y los 450 m<sup>3</sup>/s. Su turbidez varía considerablemente, siendo que en período de lluvias se puede registrar valores superiores a los 15000 U.N.T. en la figura 3.2 se muestra el río Bermejo en la parte de bombeo.

**Figura 3. 2 Río Bermejo**



**Fuente:** elaboración propia

La cuenca aportante se caracteriza por serranías de pendientes empinadas y de recorrido corto. Existe una densa vegetación caracterizada por lapachos, cedros, quinas y especies vegetales menores. En el período de lluvias la concentración del agua se produce en poco tiempo y con importante escorrentía de sólidos. Existe actividad agrícola en sus laderas aunque no de forma extensiva.

#### **3.1.1.2. Quebrada “El Nueve”**

Es en realidad un arroyo permanente con aguas cristalinas. Tiene una cuenca aportante de aproximadamente 481 Km<sup>2</sup>, su caudal fluctúa considerablemente entre los 40 l/s y picos que superan 30 veces este valor.

Su cuenca se caracteriza por laderas empinadas (> a 45%) revestidas de una densa población vegetal de árboles y matas endémicas del lugar, como: lapacho, cedro, nogal, quina, civil y cítricos (limas, naranjas agrias, pomelos). Los suelos son principalmente de carácter aluvial, con alta presencia de arcillas y material de cobertura orgánico y existen rocas plutónicas de gran tamaño, como también clastos de dimensiones importantes. En las crecidas, la quebrada suele transportar piedras de gran tamaño. En general la cantidad de sedimentos transportados es baja. La Figura 3.3 muestra una parte de la quebrada.

**Figura 3. 3 Quebrada “El Nueve”**



**Fuente:** elaboración propia

### **3.1.2. Captación**

#### **3.1.2.1. Obras de toma sobre el río Bermejo**

Existen dos obras de captación localizadas sobre el margen izquierdo del río separadas 45 metros una de la otra. Están localizadas a una altura de 420 m.s.n.m. con coordenadas UTM 2036428 E y 7486332 S.

La obra de toma antigua, es una captación de succión directa con dos bombas eléctricas de eje horizontal, ha sido diseñada para captar 30 L/s pero en la actualidad capta un promedio de 17 L/s. Este sistema comprende el bombeo directo del agua del río a la Planta de tratamiento antigua,

Solamente una de las bombas está en operación, mientras que la segunda se la habilita solamente en caso de emergencia.

El estado general de la obra de toma es regular. Las tuberías “boca de toma” no se encuentran protegidas ni fijadas a ninguna estructura de soporte, por tanto, cuando existen riadas tienden a malograrse y debe realizarse el mantenimiento continuo. Se hallan soportadas por palos y cuerdas. La Figura 3.4 muestra la toma antigua sobre el río Bermejo.



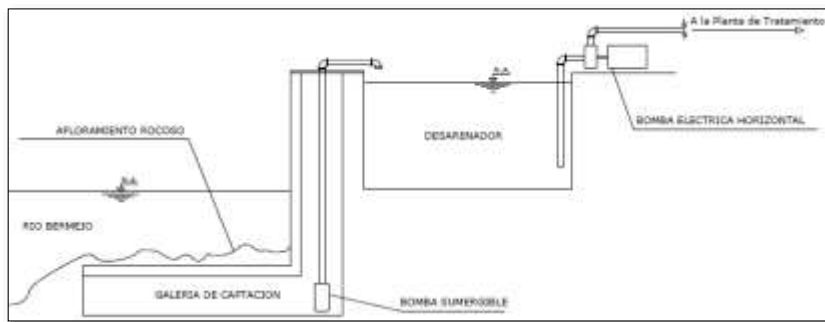
**Figura 3. 4 Toma antigua sobre el río Bermejo**



**Fuente:** elaboración propia

La Obra de Toma “Nueva” es por bombeo en dos etapas, ha sido diseñada para captar 80 L/s. En la figura 3.5 se muestra un esquema de la obra de toma nueva.

**Figura 3. 5 Esquema de la obra de la toma nueva desde el río Bermejo**



**Fuente:** (Fundación SUMAJ HUASI, 2011)

La primera etapa es la captación del agua a través de una galería transversal al curso del río, desde la cual se eleva el agua a un desarenador antes de su rebombeo. La segunda etapa de bombeo, impulsa el agua desarenada, hasta la Planta de Tratamiento Nueva, localizada en las cotas superiores de la población, actualmente capta un promedio 56 L/s. La figura 3.6 muestra la captación y el bombeo de la obra de toma nueva el río Bermejo.

**Figura 3. 6 Captación y bombeo de la obra de toma nueva del río Bermejo**



Fuente: elaboración propia

### 3.1.2.2. Obra de toma quebrada “El Nueve”

Se trata de una presa derivadora implementada sobre una gran roca, localizada a 501 m.s.n.m. y con coordenadas 20361711 E y 7492134 S. como se ilustra en la figura 3.7:

**Figura 3. 7 Presa derivadora de la quebrada “El Nueve”**



Fuente: (Fundación SUMAJ HUASI, 2011)

La derivación se realiza con una obra de toma de vertedero lateral construida con H<sup>2</sup>O y provista de una tubería perforada para evitar el ingreso de material flotante. Se construyó otra obra de toma de sistema similar y de igual capacidad, la cual se espera pueda mejorar la eficiencia de captación trabajando de manera alterna. Se capta un valor medio de 45 l/s durante todo el año, no se puede saber las características de la

calidad del agua que tiene, ya que no se realizaron ensayos de laboratorio que permitan que nos permitan caracterizar las mismas.

### 3.1.3. Conducción de agua cruda

#### 3.1.3.1. Conducción desde el río Bermejo

Desde el río Bermejo existen dos tuberías de aducción. La tubería de aducción de la obra de toma nueva es de hierro fundido de 250 mm, llevando un caudal medio de 56 l/s hasta la planta de tratamiento nueva. Mientras que, la aductora desde la obra de toma antigua es de hierro fundido de 150 mm, llevando un caudal de alrededor 18 l/s en promedio hasta la planta de tratamiento antigua. En la figura 3.8 se ilustra la localización de ambas aductoras.

**Figura 3. 8 Aducciones desde las obras de toma del río Bermejo**



Fuente: (Fundación SUMAJ HUASI, 2011)

#### 3.1.3.2. Conducción desde la quebrada “El Nueve”

La conducción desde la Quebrada Nueve hasta la Planta de Tratamiento Nueva se realiza con una tubería de PVC de 250 mm de diámetro, transportando un caudal de 45 l/s. Los pasos de quebrada han sido remplazados por puentes colgantes nuevos, también han sido mejorados o protegidos algunos puntos críticos de su recorrido. En la figura 3.9 se ilustra una parte de la aducción.

**Figura 3. 9 Aducción desde la quebrada “El Nueve”**



**Fuente:** (Fundación SUMAJ HUASI, 2011)

### **3.2. Planta de tratamiento de agua potable**

La planta ingresó en operación el año 2003. Está localizada a 465 m.s.n.m. con coordenadas 20361828 E y 7486883 S. La planta de tratamiento se ha diseñado para tratar un total de 160 l/s de las aguas provenientes de la obra de toma del río Bermejo y de la quebrada “El Nueve”.

En la actualidad trata un total de 100 l/s de los cuales 40 a 45 provienen de la quebrada y el restante es bombeado del río Bermejo. Hasta la fecha no trabajó con caudales mayores para el cual fue diseñada. En la figura 3.10 se ilustra la planta de tratamiento de agua potable.

**Figura 3. 10 Planta de tratamiento de la ciudad de Bermejo**



**Fuente:** elaboración propia

Los componentes de la planta de tratamiento se definen a continuación:

- Cámara de entrada
- Unidad de mezcla de químicos
- Mezclador de resalto hidráulico
- Floculadores
- Sedimentadores
- Filtros
- Unidad de desinfección
- Tanques de almacenamiento

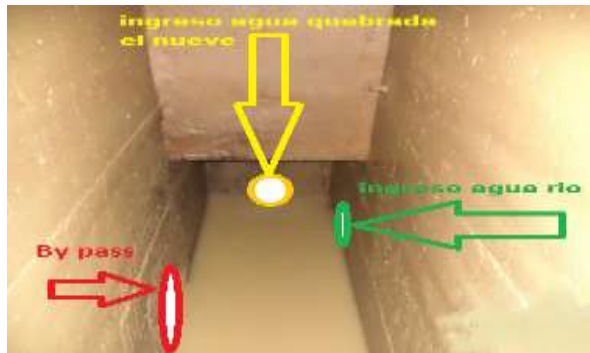
### **3.2.1. Cámara de entrada**

Esta unidad recibe el caudal proveniente de las dos líneas de conducción, una de fierro fundido de 250 mm de diámetro del río Bermejo y la otra de tubería de PVC de 250 mm de diámetro de la quebrada El Nueve.

En la cámara de entrada se produce pérdidas de presión y de velocidad del agua que llega por las tuberías de conducción. De esta el agua pasa a la rampa de mezcla rápida.

Cuenta con bypass de fierro fundido de 450 mm de diámetro que pasa directo a los filtros.

**Figura 3. 11 Cámara de entrada**



Fuente: Elaboración propia

### 3.2.2. Mezcla de químicos

En esta unidad se realiza el preparado de los químicos para facilitar la eliminación de los sólidos en suspensión que contiene el agua, los elementos químicos utilizados son sulfato de aluminio y cal, de acuerdo a la turbiedad se dosifica y se preparan los mismos, para luego ser adicionados al agua en el mezclador de resalto hidráulico.

**Figura 3. 12 Unidad de mezcla de químicos**



Fuente: Elaboración propia

### 3.2.3. Mezcla rápida

En esta unidad se adiciona los químicos y se produce la mezcla rápida para homogenizar el mezclado del mismo con el agua cruda.

Está compuesta de un mezclador rápido hidráulico con una rampa de alta pendiente provista de un vertedero de entrada para efectos de medición de caudales como se muestra en la figura 3.13:

**Figura 3.13 Unidad de mezcla rápida**

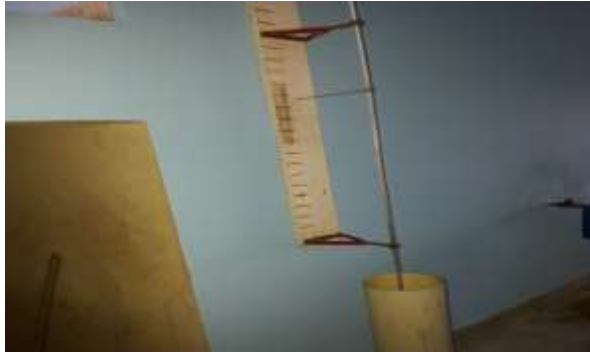


**Fuente:** Elaboración propia

Consiste en un canal rectangular de 0.80 m de base y 0.65 m de profundidad, con un vertedero también rectangular sin contracciones en su sección, de 0.88 m de altura de cresta, longitud horizontal de rampa de 1.60 m, longitud de resalto de 2.10 m.

Existe también una poceta con flotador, varilla y reglilla graduada para medición del caudal como se muestra en la figura 3.14:

**Figura 3. 14 Reglilla graduada para medición del caudal**



Fuente: elaboración propia

#### **3.2.4. Canal de reparto a floculadores**

Conduce y reparte en partes iguales el agua que sale de la unidad de mezcla rápida a la unidad de floculación, sus dimensiones son de: 0.82 m de ancho, 0.59 m de profundidad y 10 m de largo, cuenta con 2 compuertas de 0.35 m de ancho y 0.85 m de profundidad, que permiten el ingreso del agua a las unidades de floculación.

**Figura 3. 15 Canal de reparto a floculadores**



Fuente: Elaboración propia



### 3.2.5. Floculación

En esta unidad el agua es sometida a una mezcla lenta que permite el choque entre partículas, con el fin de que estas se aglutinen y se conviertan en partículas más pesadas para precipitar en el sedimentador, está compuesta por dos floculadores hidráulicos de flujo horizontal, cada uno tiene tres compartimientos de 12.30 m de largo, el primer compartimiento del floculador 1 es de 3.60 m de ancho y 1.50 m de profundidad, dispone en su interior de 18 pantallas de madera espaciadas cada 0.595 m, el segundo es de 3.50 m de ancho con 14 pantallas de madera espaciadas cada 0.76 m, el tercero es de 3.50 m de ancho con 12 pantallas de madera espaciadas cada 0.885 m.

En el floculador 2 cada compartimiento es de 3.00 m de ancho, el primero dispone en su interior de 18 pantallas de madera espaciadas cada 0.595 m, el segundo tiene 14 pantallas de madera espaciadas cada 0.76 m, el tercero es de 3.50 m de ancho con 12 pantallas de madera espaciadas cada 0.885 m.

**Figura 3. 16 Floculadores**



Fuente: Elaboración propia

### 3.2.6. Canal de reparto a sedimentadores

A la salida de la unidad de floculación el agua es conducida por un canal que distribuye el agua floculada a los sedimentadores, que tiene como dimensiones: Longitud de 20.60

m, base de 0.90 m, profundidad de 0.85 m, 8 compuertas de 0.35 m de ancho y 0.85 m de altura, que permite el ingreso del agua a cada sedimentador.

**Figura 3. 17 Canal de reparto a sedimentadores**



**Fuente:** Elaboración propia

### **3.2.7. Sedimentación**

Esta unidad está compuesta por 4 sedimentadores de alta tasa de flujo ascendente, 2 son de 4.5 m de ancho y de 7.85 m de largo, con 168 placas de asbesto - cemento inclinadas 60° con respecto de la horizontal, de 2.44 m X 1.22 m y un espesor de 8 mm separadas cada 5 cm, colocadas en tres hileras por sedimentador, tres tubos recolectores de agua sedimentada por unidad ubicados en la parte superior de 7.85 m de longitud, de 200 mm de diámetro , con 52 orificios de 3/4" por tubo.

Los otros 2 son de 5.4 m de ancho y de 7.85 m de largo, con 189 placas de asbesto cemento inclinadas 60° con respecto de la horizontal, de 2.44 m X 1.22 m y un espesor de 8 mm separadas cada 5 cm, colocadas en tres hileras por sedimentador, tres tubos recolectores de agua sedimentada por unidad ubicados en la parte superior de 7.85 m. de longitud, de 200 mm de diámetro, con 52 orificios de 1" por tubo, que descargan a un canal de reparto a filtros 0.80 m de ancho, 20.60 m de largo y 2 m de altura. En la figura 3.18 se muestra los sedimentadores.

**Figura 3. 18 Sedimentadores**



**Fuente:** Elaboración propia

### **3.2.8. Filtración**

La unidad de filtración está compuesta por 6 filtros rápidos de tasa declinante, 2 son de 4.5 m de ancho, 4.15 m de largo, los otros 4 son de 2.5 m de ancho, 4.15 m de largo, el agua sedimentada atraviesa una capa de antracita en un espesor de 60 cm, luego una capa de arena de 25 cm de espesor, seguido de una capa de grava de 25 cm, teniendo en el fondo una viguetas prefabricadas que se encuentran en posición de “V” invertida mediante el cual el agua es captada, para después pasar al canal de recolección de todos los filtros y salir a través de un vertedero a la unidad de desinfección.

**Figura 3. 19 Filtros**



**Fuente:** Elaboración propia

### 3.2.9. Desinfección

La desinfección se realiza con cloro gaseoso, el cual es introducido a una cámara, de la misma sale el agua y es conducida mediante tubería de H.D. con diámetro de 450 mm a los tanques de almacenamiento.

**Figura 3. 20 Caseta de cloración**



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.10. Tanques de almacenamiento

Para el almacenamiento del agua de la planta de tratamiento nueva se emplean 2 tanques de almacenamiento. Como se muestra en la figura 3.21:

**Figura 3. 21 Tanques de almacenamiento**



Fuente: Elaboración propia

Las características generales de los tanques se muestran en la tabla 3.2:

**Tabla 3. 2 Características de los tanques de almacenamiento**

localización	Nombre	capacidad	coordenadas	características
Planta de tratamiento nueva	TK de regulación Sistema nuevo	600 m <sup>3</sup>	471 m.s.n.m. 20361801E 7486883 S	H° C° con tapa de H° A° semienterrado
	TK de regulación	250 m <sup>3</sup>	468 m.s.n.m. 20361808 E 7486867 S	H° C° con tapa de H° A° semienterrado

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.11. Calidad del agua en la fuente antes de la evaluación

La debe comparar la calidad del agua en la fuente de origen y la calidad deseable del agua tratada, la cual estará circunscrita a lo exigido en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable – Requisitos). Con la finalidad de conocer los cambios que deben alcanzarse en la calidad del agua, e identificar uno o más procesos de tratamiento capaces de conseguir la mejora o incremento de calidad, sin embargo no se cuenta con esa información, lo cual es necesario contar con la misma para dar validez a la decisión de los procesos y a la evaluación de la calidad del agua afluente de este proyecto.

En la tabla 3.3 se muestra los parámetros especificados en la NB-512 para la caracterización de la fuente, señalando los parámetros que se tienen de dato para ser analizados en la evaluación, debido a que no se tiene valores de los mismos.

**Tabla 3. 3 Requisitos NB-512**

Requisitos físicos y organolépticos			Dato
Características	Valor máximo aceptable	Observaciones	
Color	15 UCV	UCV = Unidad de color verdadero (y no presentar variaciones anormales) – UCV en unidades de platino cobalto	si
Sabor y olor	-----	Deben ser aceptables	-
Turbiedad	5 UNT	UNT = unidades nefelométricas de turbiedad	si

Sólidos totales disueltos	1 000 mg/l	Valor superior influye en la aceptabilidad	si
<b>Requisitos químicos</b>			
<b>Características</b>	<b>Valor máximo aceptable</b>	<b>Observaciones</b>	
Dureza total	500,0 mg/l CaCO <sub>3</sub>		-
pH	9,0	Límite inferior 6,5	si
<b>Compuestos inorgánicos:</b>			
Aluminio Al	0,1 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Arsénico As	0,01 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Amoníaco NH <sub>3</sub>	0,5 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el olor y el sabor	-
Antimonio Sb	0,005 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Bario Ba	0,7 mg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Boro B	0,3 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Cadmio Cd	0,005 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Calcio Ca	200,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Cianuro CN-	0,07 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Cloro residual	1,0 mg/l	Límite inferior 0,2 mg/l, en un punto terminal de la red	-
Cloruros Cl-	250,0 mg/l	Valores mayores originan corrosión que se refleja en la aceptabilidad por el sabor	-
Cobre Cu	1,0 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el olor y el sabor	-
Cromo total Cr	0,05 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Fluoruro F-	1,5 mg/l	Deberá tenerse en cuenta la adaptación climática del lugar	-
Hierro total Fe	0,3 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el color	-
Magnesio Mg	150,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Manganeso Mn	0,1 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el sabor	-

Mercurio Hg	0,001 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Níquel Ni	0,05 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Nitritos (2) NO <sub>2</sub> -	1,5 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Nitratos (2) NO <sub>3</sub> -	45,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Plomo Pb	0,01 mg	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Selenio Se	0,01 mg	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Sodio Na	200,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Sulfatos SO <sub>4</sub>	400,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Zinc Zn	5,0 mg/l		
<b>Compuestos orgánicos:</b>			
Acrilamida (3)	0,5 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Benceno	2,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Benzo[a]pireno	0,2 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Cloroformo	100 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Cloruro de vinilo	2,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Epiclorhidrina (3)	0,4 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Etilbenceno	300,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Fenol	2,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
THM (Trihalometanos totales)	100,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
TPH (Hidrocarburos totales)	10,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Tolueno	700,0 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Xileno	500,0 µg/l (*)	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
<b>Requisitos para plaguicidas</b>			
<b>Características</b>	<b>Valor máximo aceptable</b>	<b>Observaciones</b>	
Plaguicidas totales	0,5 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-
Plaguicidas individuales	0,1 µg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	-

<b>Requisitos de radiactividad en el agua potable</b>			
<b>Características</b>	<b>Valor máximo aceptable</b>	<b>Observaciones</b>	
Radiactividad alfa global	0,10 Bq/l	Si se sobrepasa el valor límite, es necesario un análisis más detallado de los radionúclidos	-
Radiactividad beta global	1,0 Bq/l		-
<b>Requisitos microbiológicos</b>			
<b>Características</b>	<b>Valor máximo aceptable</b>	<b>Observaciones</b>	
Coliformes totales	0 UFC/100ml	Por filtro de membrana	-
	< 2 NMP/100 ml	Por número más probable(NMP)	-
Escherichia coli	0 UFC/100ml	Por filtro de membrana	-
	< 2 NMP/100 ml	Por número más probable(NMP)	-
Coliformes termo resistentes	0 UFC/100 ml		-
Pseudomona Aeruginosa	0 UFC/100 ml		-
Heterotróficas Totales	500 UFC/100 ml		-
Clostridium Perfringens	0 UFC/100 ml		-
Amebas	Ausencia		-
Giardia	Ausencia		-
Cryptosporidium	Ausencia		-
<b>Parámetros de control</b>			
<b>Características</b>	<b>Valor máximo aceptable</b>	<b>Observaciones</b>	
Conductividad	1 500,0 µs/cm		si
Alcalinidad total	370,0 mg/l CaCO <sub>3</sub>	El mismo está relacionado con el pH	-

Fuente: (NB-689)



## 4. EVALUACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

### 4.1 Procesamiento de datos y resultados

#### 4.1.1 Estudio de población y demanda de agua

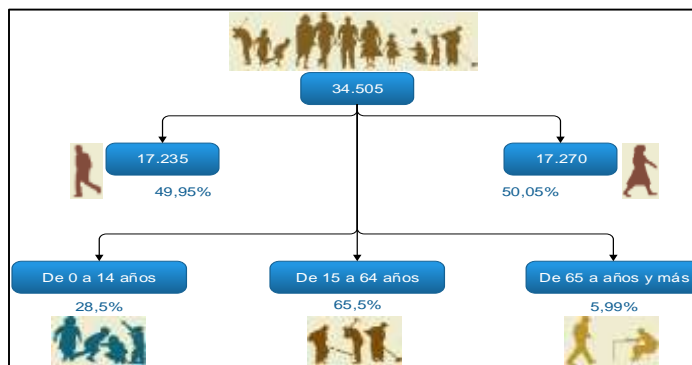
##### 4.1.1.1 Población

Los resultados del censo 2012 dan cuenta que la población del Municipio suma 34505 habitantes, lo que lo convierte a Bermejo en el cuarto Municipio más poblado del departamento de Tarija.

Según el PTDI (2016-2020), la información proporcionada por INE y los datos obtenidos en el CPV 2012, en la distribución de la población por género, se muestra una mayor primacía de las mujeres.

Respecto a los grupos etarios se identifica a los siguientes; niños, jóvenes y adultos (Población Económicamente Activa) y Adultos Mayores, los datos revelan que el 28,5% de población de Bermejo son niños comprendidos entre edades de 0 a 14 años, referido al grupo etario económicamente productiva representa el 65,5%, que es el segmento más grande de habitantes, la población demandante de servicios geriátricos “los adultos mayores”, representa el 6%. En la figura 4.1 se representa la estructura de la población del Municipio.

**Figura 4. 1 Estructura de la población del Municipio de Bermejo**

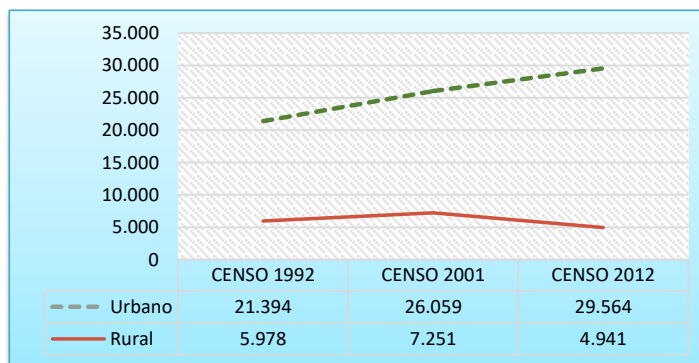


Fuente: (PTDI 2016-2020)

#### 4.1.1.1.1 Población del Municipio área urbana y rural

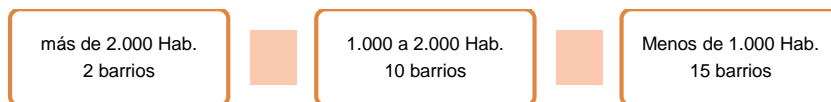
Una mirada a la población del Municipio con la información de los tres últimos CENSOS 1992, 2001 y 2012 da cuenta de la concentración de población en el área urbana; obviamente esto, va en desmedros de la calidad de los servicios tantos básicos y sociales, se estaría presentado una migración rural→urbano. La información también muestra una reducción de la población del área rural del 32% entre el CENSOS 2001-2012 siendo que representa la mayor caída de la población rural en 20 años. En la figura 4.2 se muestra la población tanto en el área rural como en la ciudad de Bermejo que compone el área urbana del Municipio.

**Figura 4. 2 Población de Bermejo urbana/rural, CENSOS 1992, 2001 Y 2012**



**Fuente:** (PTDI 2016-2020)

La población de la ciudad de Bermejo según el INE en el año 2001 era 26059 habitantes y en el año 2012, de 29564 habitantes, representa un crecimiento intercensal del 13,45%. La distribución de esta población, según barrios, está estimada a continuación.



Los barrios que tienen más de 2000 habitantes son dos el Municipal y Miraflores, son diez (10) barrios que cuenta con una población entre 1000 a 1999 habitantes, el resto

de los barrios tiene una población por debajo de los 1000 habitantes siendo el barrio Campamento Y.P.F.B. el menos poblado. Como se muestra en la tabla 4.1:

**Tabla 4. 1 Población de Bermejo urbana/rural, CENSOS 1992, 2001 Y 2012**

Barrios de la ciudad de Bermejo	Población según barrios	Hombres	Mujeres
MUNICIPAL	2943	1454	1489
MIRAFLORES	2905	1435	1470
SAN JOSÉ	1983	980	1003
LINDO	1855	917	938
21 DE DICIEMBRE	1838	908	930
ANICETO ARCE	1799	889	910
MOTO MÉNDEZ	1793	886	907
SAN ANTONIO	1427	705	722
VÍCTOR PAZ	1248	617	631
AEROPUERTO	1223	604	619
LUÍS DE FUENTES	1134	560	574
1° DE MAYO	1048	518	530
15 DE ABRIL	992	490	502
CENTRAL	951	470	481
AZUCARERO	898	444	454
BOLÍVAR	829	410	419
JUAN PABLO II	648	320	328
LAPACHO	638	315	323
ABAROA	561	277	284
SAN BERNARDO	521	257	264
27 DE MAYO	467	231	236
SAN JUAN	444	219	225
LAS PALMERAS	419	207	212
CAMP. I.A.B. SAN SANTIAGO	358	177	181
PETROLERO	326	161	165
2 DE AGOSTO	189	93	96
CAMP. Y.P.F.B.	127	62	65
<b>TOTAL</b>	<b>29564</b>	<b>14606</b>	<b>14958</b>

Fuente: (PTDI 2016-2020)

#### 4.1.1.1.2 Proyección de la población de la ciudad de Bermejo

La ciudad de Bermejo ha tenido una tasa de crecimiento anual de 1,15%, entre el censo 2001 y el 2012 este crecimiento demográfico se explica por la mejora en el nivel de

vida, que visibiliza la tasas de mortalidad y una fuerte corriente migratoria, tanto de expulsión como recepción.

De acuerdo al análisis poblacional se adopta el modelo de crecimiento geométrico y solo se toma en cuenta a la población de la ciudad de Bermejo, puesto que la misma se beneficia del agua que produce la planta de tratamiento nueva, mientras que el área rural cuenta con sistemas de agua independientes.

Se realiza la proyección de la población actual, para conocer la demanda de agua actual y verificar si la planta satisface la misma, la del año 2023, para estimar si podrá satisfacer la demanda cuando se cumpla el periodo de vida útil de la planta y la población futura dentro de 20 años, para estimar si la misma podrá satisfacer la demanda futura en sus condiciones actuales. En la tabla 4.3 se presenta los resultados de la proyección poblacional.

**Tabla 4. 2 Proyección de la población 2012-2037**

AÑOS	MÉTODO ARITMÉTICO (MA)	MÉTODO GEOMÉTRICO (MG)	MÉTODO EXPONENCIAL
	$Pf = Po * (1 + i * (t))$	$Pf = Po * (1 + i)^t$	$Pf = Po * e^{(i*t)}$

2012	29564	29564	29564
2013	29905	29905	29907
2014	30246	30250	30254
2015	30587	30599	30605
2016	30928	30952	30960
2017	31270	31309	31320
2018	31611	31671	31683
2019	31952	32036	32051
2020	32293	32406	32423
2021	32634	32780	32799
2022	32975	33158	33180
2023	33316	33540	33565
2024	33657	33927	33954
2025	33999	34319	34348
2026	34340	34715	34747
2027	34681	35115	35150
2028	35022	35521	35558
2029	35363	35930	35971
2030	35704	36345	36388
2031	36045	36764	36811
2032	36386	37189	37238
2033	36727	37618	37670
2034	37069	38052	38107
2035	37410	38491	38549
2036	37751	38935	38997
2037	38092	39384	39449

**Fuente:** Instituto nacional de estadística, CPV 2012, elaboración propia

En la anterior tabla se puede observar que se estima que la población actual de la ciudad de Bermejo es de 31309 habitantes, para el año 2023 en el que se cumple el periodo de vida útil de la planta la población llega a 33540 habitantes y para dentro de 20 años, en el año 2037 la población llega a 39384 habitantes.

#### 4.1.1.2. Demanda de agua

En la determinación del caudal que requiere la población para cada año según las proyecciones poblacionales en la ciudad de Bermejo, se utilizan los criterios establecidos la norma NB – 689 “Instalaciones de agua – Diseño para sistemas de agua potable”.

##### 4.1.1.2.1 Periodo de análisis

El periodo de análisis será el actual, de aquí a 6 años y en los próximos 20 años.

##### 4.1.1.2.2 Consumo de agua

Para las características climatológicas, los aspectos económicos y socio-culturales que se presentan en la ciudad de Bermejo, se tiene que se han estimado los consumos de agua potable tanto para el consumo doméstico, comercial, industrial, público, las pérdidas en la red de distribución. En la tabla 4.3 se desglosa el consumo per cápita doméstico.

**Tabla 4. 3 Consumo doméstico per cápita de la ciudad de Bermejo**

Consumo doméstico.	
Tipo de consumo	Consumo estimado en (L/ hab / día)
Baño y aseo personal	80
Aguas para cocinar y lavados de servicios	15
Lavado de ropa	20
Limpieza doméstica	30
Riego de jardines	5
Lavado de vehículos	10
TOTAL	160

Fuente: (EMAAB, 2016)

De acuerdo a la tabla anterior, el consumo per cápita doméstico de la población es de 160 (L/hab/día).

En la tabla 4.4 se muestra el consumo per cápita de agua estimado de la ciudad de Bermejo tomando en cuenta los diferentes usos.

**Tabla 4. 4 Consumo per cápita de agua por uso de la ciudad de Bermejo**

Consumo para diferentes usos	
Tipo de consumo	Consumo estimado en (L/ hab / día)
Doméstico	160
Comercial e industrial	15
Publico	10
Perdidas	5
TOTAL	190

Fuente: (EMAAB, 2016)

De acuerdo a la tabla anterior, el consumo per cápita total estimado de la población de la ciudad de Bermejo es de 190 (L/ hab / día). Se procedió a calcular la dotación futura de acuerdo a la Norma Boliviana:

$$D_f = D_o \left[ 1 + \frac{d}{100} \right]^t$$

#### 4.1.1.2.3 Proyección de la demanda y caudales de diseño

Para el Sistema de producción de agua potable, solamente se considera la demanda de la población proyectada de la ciudad de Bermejo, por tener éste un sistema independiente de abastecimiento de agua potable.

El Sistema de producción tiene los siguientes componentes: Captación, línea de conducción, y planta de tratamiento. La demanda anual y los caudales de diseño, fueron calculados de acuerdo los criterios establecidos en la Norma Boliviana (NB) 689, los cuales están descritos a continuación:

#### Caudal medio diario

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86400}$$

Donde:

$Q_{md}$  = Caudal medio diario en L/s

$P_f$  = Población futura en hab.

$D_f$  = Dotación futura en L/hab-d

#### **Caudal máximo diario**

$$Q_{\max.d} = k_1 * Q_{md}$$

Donde:

$Q_{\max.d}$  = Caudal máximo diario en L/s

$k_1$  = Coeficiente de caudal máximo diario  $k_1=1.20$  a  $1.50$  (NB-689,2004)

$Q_{md}$  = Caudal medio diario en L/s

$k_1$  es el coeficiente de máximo caudal diario, es la relación entre el mayor caudal diario verificado al año y el caudal medio diario anual. El coeficiente de máximo caudal diario  $k_1$ , varía entre 1,2 a 1,5, según las características de la población. Los valores mayores de  $k_1$ , corresponden a poblaciones menores, donde los hábitos y costumbres de la población son menores., debido a esto se consideró que  $k_2$  es de 1.2 para la ciudad de Bermejo.

#### **Caudal máximo horario**

$$Q_{\max.h} = k_2 * Q_{\max.d}$$

Donde:

$Q_{\max.h}$  = Caudal máximo horario en L/s

$k_2$  = Coeficiente de caudal máximo horario (véase NB-689,2004)

$Q_{\max.d}$  = Caudal máximo diario en L/s

$k_2$  = Coeficiente de máximo caudal horario, es la relación entre el mayor caudal observado en una hora del día de mayor consumo y el caudal medio del mismo día. El coeficiente de máximo caudal horario  $k_2$ , varía según el número de habitantes, como se muestra en la tabla 4.5:



**Tabla 4. 5 Valores del coeficiente k<sub>2</sub>**

Población (hab)	Coeficiente k <sub>2</sub>
Hasta 2 000	2,20 a 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 a 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 a 1,50
Más de 100 000	1,50

Fuente: (NB-689,2004)

De acuerdo al número habitantes en la ciudad de Bermejo se estimó un coeficiente k<sub>2</sub> de 1.72, realizando una interpolación.

Para la demanda anual se considera el caudal de máximo diario. En la tabla 4.6 se muestran la proyección de la demanda y de los caudales de diseño tanto para la captación, conducción, distribución y planta de tratamiento de agua potable.

**Tabla 4. 6 Captación, Conducción, distribución y Planta de Tratamiento de Agua potable**

**DEMANDA ANUAL Y CAUDALES DE DISEÑO  
DE LA CIUDAD DE BERMEJO**

Año	Población hab.	Demanda Anual (m <sup>3</sup> /año)	Demanda Anual (L/s)	Caudales de Diseño en (L/s)		
				Caudal medio diario	Caudal máximo diario	Caudal máximo horario
2017	31309	2605568.36	82.62	68.85	82.62	142.11
2018	31671	2688344.73	85.25	71.04	85.25	146.62
2019	32036	2773750.81	87.96	73.30	87.96	151.28
2020	32406	2861870.17	90.75	75.62	90.75	156.09
2021	32780	2952788.99	93.63	78.03	93.63	161.05
2022	33158	3046596.21	96.61	80.51	96.61	166.16
2023	33540	3143383.60	99.68	83.06	99.68	171.44
2024	33927	3243245.83	102.84	85.70	102.84	176.89
2025	34319	3346280.59	106.11	88.42	106.11	182.51
2026	34715	3452588.65	109.48	91.23	109.48	188.31
2027	35115	3562274.02	112.96	94.13	112.96	194.29
2028	35521	3675443.99	116.55	97.12	116.55	200.46
2029	35930	3792209.26	120.25	100.21	120.25	206.83
2030	36345	3912684.05	124.07	103.39	124.07	213.40
2031	36764	4036986.20	128.01	106.68	128.01	220.18
2032	37189	4165237.31	132.08	110.07	132.08	227.18
2033	37618	4297562.84	136.27	113.56	136.27	234.39
2034	38052	4434092.21	140.60	117.17	140.60	241.84
2035	38491	4574958.99	145.07	120.89	145.07	249.52
2036	38935	4720300.97	149.68	124.73	149.68	257.45
2037	39384	4870260.33	154.43	128.70	154.43	265.63

Fuente: elaboración propia

Se puede observar que se estima que la demanda actual de agua potable para la ciudad de Bermejo es de 2605568.36 m<sup>3</sup>/año, para el año 2023 será de 3143383.60 m<sup>3</sup>/año y para el año 2037 será de 4870260.33 m<sup>3</sup>/año.

#### 4.1.1.2.3 Producción actual de agua

Los datos de la producción actual, tanto de las dos plantas como también sólo de la planta del barrio Municipal (Estudio) fueron proporcionados por la empresa EMAAB.

**Tabla 4. 7 Producción actual de agua gestión (2016)**

Mes	Fuente	Fuente	Fuente	Producción Agua Total de 2 plantas (m <sup>3</sup> /mes)	Producción Agua Total de la planta de estudio (m <sup>3</sup> /mes)
	Bombeo Río Bjo. Sist. Antiguo (m <sup>3</sup> /mes)	Bombeo Río Bjo. Sist. Nuevo (m <sup>3</sup> /mes)	Quebrada El Nueve (m <sup>3</sup> /mes)		
ENERO	48101	118032	115629	281762	233661
FEBRERO	36205	101017	111119	248341	212136
MARZO	46042	108721	101678	256441	210399
ABRIL	31646	110507	111391	253544	221898
MAYO	36761	102920	120528	260209	223448
JUNIO	33884	102803	116640	253327	219443
JULIO	35844	104404	120528	260776	224932
AGOSTO	40571	94964	120528	256063	215492
SEPTIEMBRE	46895	108635	103939	259469	212574
OCTUBRE	34296	112222	78799	225317	191021
NOVIEMBRE	34452	116665	85959	237076	202624
DICIEMBRE	51174	125106	120528	296808	245634
TOTAL (m <sup>3</sup> /año)	475871	1305996	1307266	3089133	2613262

Fuente: (EMAAB, 2017)

La producción total de agua en las condiciones actuales de las dos plantas es de 3089133 m<sup>3</sup>/año, y producción total solo de la planta (de estudio) es de 2613262 m<sup>3</sup>/año. A continuación se presenta la comparación de demanda con la producción de la planta en los periodos de estudio.

**Tabla 4. 8 Producción y demanda en (m3/año)**

Año			

	<b>Producción Actual Total 2 plantas (m3/año)</b>	<b>Producción Actual Total planta de estudio (m3/año)</b>	<b>Demanda de agua (m3/año)</b>
2017	3089133	2613262	2605568.36
2023	3089133	2613262	3143383.60
2037	3089133	2613262	4870260.33

Fuente: (elaboración propia)

**Tabla 4.9 Producción y demanda en (L/s)**

<b>Año</b>	<b>Producción Actual Total 2 plantas (L/s)</b>	<b>Producción Actual Total de la planta estudio (L/s)</b>	<b>Demanda (L/s)</b>
2017	99.32	84.02	82.62
2023	99.32	84.02	99.68
2037	99.32	84.02	154.43

Fuente: (elaboración propia)

#### **4.1.2 Evaluación del tren de tratamiento existente de la planta**

Para determinar si los procesos que componen la planta son los adecuados para tratar la calidad de su afluente es necesario determinar cuáles son los valores más frecuentes en la planta y visualizar como varía la calidad del afluente. Para lo primero se emplearon los datos registrados en la planta en el periodo de enero 2016 a diciembre

2016 agrupándolos en rangos predeterminados se realizaron curvas de frecuencia acumuladas y para visualizar la variación de la calidad agua se realizaron histogramas promedios de agua cruda, con la finalidad de comparar con los criterios de selección del tratamiento en función a la calidad del agua cruda para plantas convencionales establecidos en la NB-689. En el Anexo A se encuentran los datos registrados de valores máximos y promedios de agua cruda.

Debido a la falta de datos completos de los parámetros de calidad del afluente, y a los resultados del informe final “Control de calidad del agua cuenca ríos Bermejo departamento de Tarija – 2012” donde establecieron que, en general los parámetros de calidad que limitan el uso para consumo humano del río Bermejo son; la turbiedad, color, coliformes fecales y coliformes totales, solo se analizaron los datos de parámetros proporcionados por la empresa.

En el Anexo B se encuentran los resultados de los muestreos, la clasificación y Fuentes Contaminantes de los ríos de estudios del informe final “Control de calidad del agua cuenca ríos Bermejo departamento de Tarija – 2012”.

Para tener resultados más representativos de las situaciones con las que trabaja la planta referente a la calidad del agua de su afluente, además para determinar el volumen de lodos se debe tener información de la duración de las turbiedades máximas las cuales dependen de la duración de las lluvias que se presentan en épocas de crecidas.

Se analizara la calidad del agua de las fuentes tanto del río Bermejo como la de la quebrada El Nueve ya que se unen en la cámara de ingreso de la planta para todos los parámetros registrados en la gestión 2016

#### **4.1.2.1.1 Turbiedad promedio**

#### **4.1.2.1 Turbiedad**

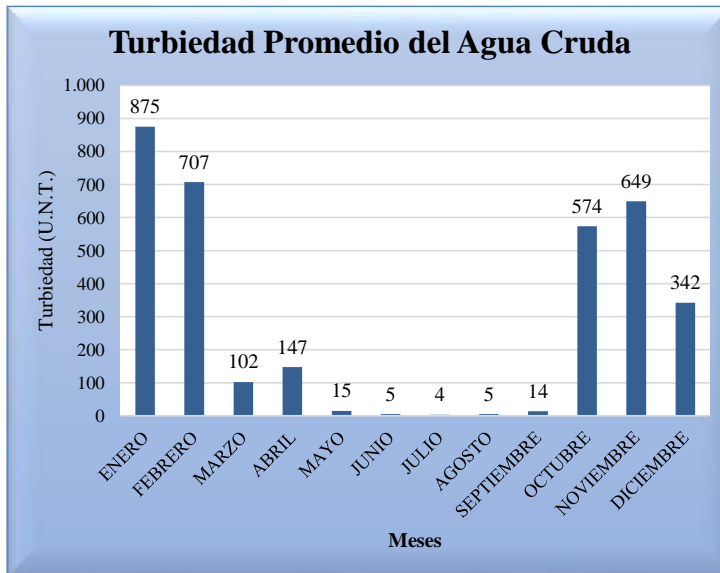
La variación de la turbiedad promedio del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.10, a partir de la misma se desarrolla el histograma de turbiedades promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.3.

**Tabla 4. 10 Turbiedad promedio del agua cruda gestión 2016**

Meses	Turbiedad (UNT)
ENERO	875
FEBRERO	707
MARZO	102
ABRIL	147
MAYO	15
JUNIO	5
JULIO	4
AGOSTO	5
SEPTIEMBRE	14
OCTUBRE	574
NOVIEMBRE	649
DICIEMBRE	342

**Fuente:** elaboración propia

**Figura 4. 3 Histograma de turbiedad promedio del agua gestión 2016**



**Fuente:** elaboración propia

El histograma de la figura 4.3 muestra que la turbiedad en el agua cruda presentó promedios mensuales de 4 UNT en el mes de julio, hasta 875 UNT en el mes de enero.

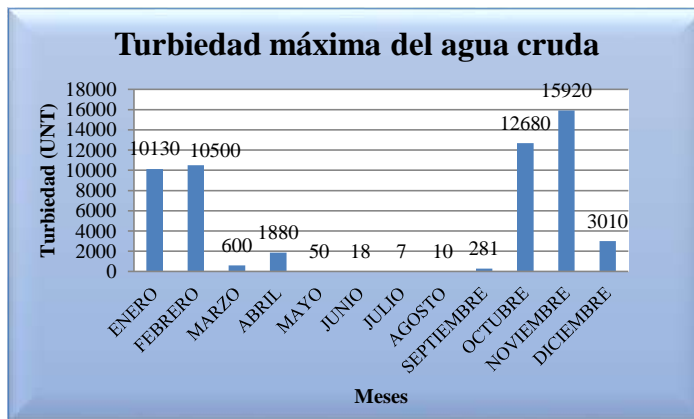
#### 4.2.1.1.2 Turbiedad máxima

La variación de la turbiedad máxima mensual del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.11, a partir de la misma se desarrolla el histograma de turbiedades máximas mensuales del agua cruda representada en la figura 4.4.

**Tabla 4. 11 Turbiedad máxima mensual del agua cruda gestión 2016**

Meses	Turbiedad (UNT)
ENERO	10130
FEBRERO	10500
MARZO	600
ABRIL	1880
MAYO	50
JUNIO	18
JULIO	7
AGOSTO	10
SEPTIEMBRE	281
OCTUBRE	12680
NOVIEMBRE	15920
DICIEMBRE	3010

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 4 Histograma de turbiedad máxima mensual de agua cruda gestión 2016**

Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.4 muestra que la turbiedad en el agua cruda presentó máximos mensuales de 7 UNT en el mes de julio, hasta 15920 UNT en el mes de noviembre.



#### 4.2.1.1.3 Frecuencia de ocurrencia de Turbiedades

Los valores más frecuentes de turbiedad en la planta de la gestión 2016 se pueden observar en la tabla 4.12:

**Tabla 4. 12 Frecuencia de turbidez gestión 2016**

Intervalo		frecuencia	Porcentaje	Porcentaje Acumulado (%)
hasta	759	301	84.31	84.31
759	1518	23	6.44	90.76
1518	2277	16	4.48	95.24
2277	3036	8	2.24	97.48
3036	3795	2	0.56	98.04
3795	4554	0	0.00	98.04
4554	5313	0	0.00	98.04
5313	6072	0	0.00	98.04
6072	6831	0	0.00	98.04
6831	7590	1	0.28	98.32
7590	8349	1	0.28	98.60
8349	9108	0	0.00	98.60
9108	9867	0	0.00	98.60
	10626	3	0.84	99.44
10626	11385	0	0.00	99.44
11385	12144	0	0.00	99.44
12144	12903	1	0.28	99.72
12903	13662	0	0.00	99.72
13662	14421	0	0.00	99.72
14421	15180	0	0.00	99.72
15180	15939	1	0.28	100.00

Fuente: elaboración propia

De la tabla anterior y de la figura 4.5 se puede observar que los valores de turbiedad de mayor frecuencia en la planta se encuentran en el rango de < 759 UNT con una ocurrencia del 84,31%.

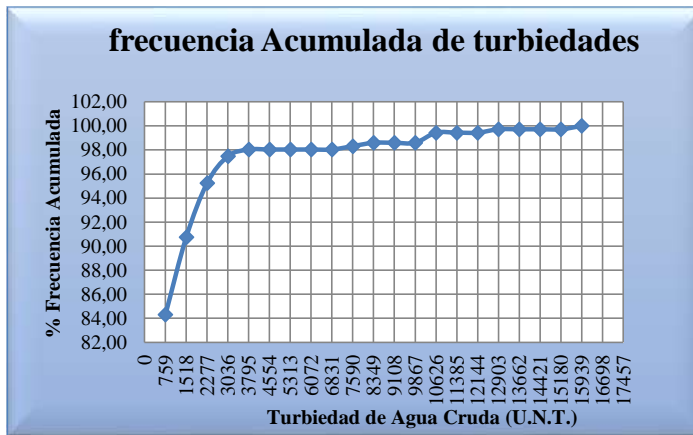
Para este rango de turbiedades, se analiza cual es la turbiedad más frecuente en la planta y se obtiene la tabla 4.13 y la figura 4.6.

**Tabla 4. 13 Frecuencia de turbidez- Rango < 759 UNT gestión 2016**

Intervalo		frecuencia	Porcentaje	Porcentaje Acumulado (%)
hasta	10.00	117.00	32.77	32.77
10.00	15.00	23.00	6.44	39.22
15.00	20.00	16.00	4.48	43.70
20.00	25.00	19.00	5.32	49.02
25.00	30.00	14.00	3.92	52.94
30.00	40.00	24.00	6.72	59.66
40.00	50.00	5.00	1.40	61.06
50.00	60.00	12.00	3.36	64.43
60.00	70.00	5.00	1.40	65.83
70.00	80.00	5.00	1.40	67.23
80.00	90.00	3.00	0.84	68.07
90.00	100.00	2.00	0.56	68.63
100.00	160.00	21.00	5.88	74.51
160.00	220.00	7.00	1.96	76.47
220.00	280.00	12.00	3.36	79.83
280.00	340.00	7.00	1.96	81.79
340.00	400.00	0.00	0.00	81.79
400.00	460.00	2.00	0.56	82.35
460.00	520.00	1.00	0.28	82.63
520.00	580.00	1.00	0.28	82.91
580.00	640.00	4.00	1.12	84.03
640.00	700.00	1.00	0.28	84.31
700.00	760.00	0.00	0.00	84.31
MAS DE 760		56.00	15.69	100.00

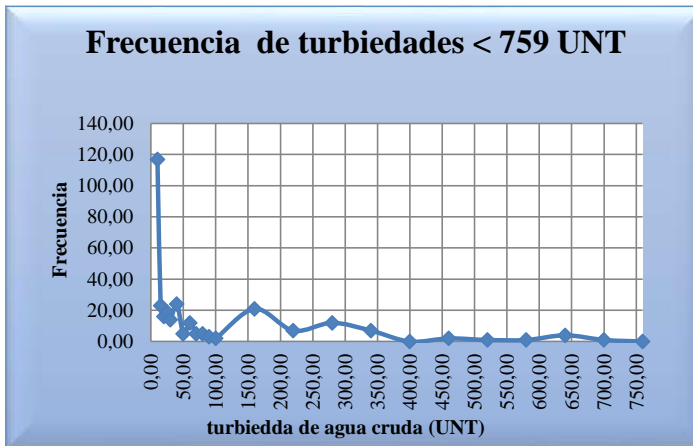
Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 5 Curva de frecuencia acumulada de turbiedad del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 6 Curva de frecuencia de turbidez- Rango < 759 UNT gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

De acuerdo a la figura 4.6 se puede observar que los valores más frecuentes con los que trabaja la planta se encuentran en el rango de < 10 UNT.

#### 4.1.2.2. Color

##### 4.1.2.2.1 Color promedio

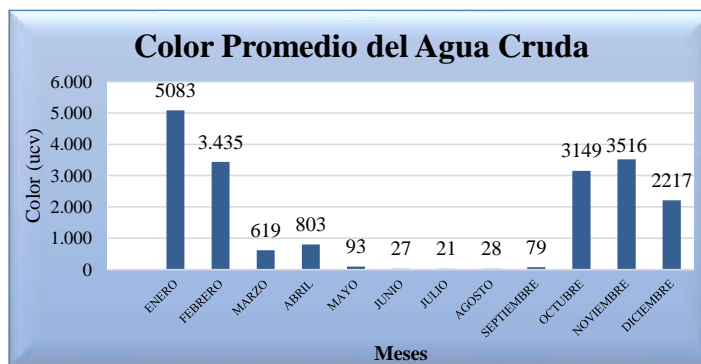
La variación del color promedio del agua que ingresa en la planta en el 2016 se encuentra en la tabla 4.14, A partir de la misma se desarrolla el histograma de colores promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.7.

**Tabla 4. 14 Color promedio del agua cruda gestión 2016**

Meses	Color (UCV)
ENERO	5083
FEBRERO	3435
MARZO	619
ABRIL	803
MAYO	93
JUNIO	27
JULIO	21
AGOSTO	28
SEPTIEMBRE	79
OCTUBRE	3149
NOVIEMBRE	3516
DICIEMBRE	2217

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 7 Histograma de color promedio del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.7 muestra que el color en el agua cruda presentó promedios mensuales de 21 UCV hasta 5083 UCV.

#### 4.1.2.2.2 Color máximo

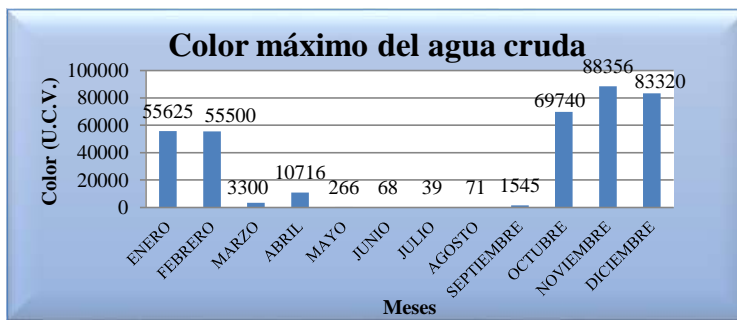
La variación del color máximo mensual del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.15, a partir de la misma se desarrolla el histograma de color máximo mensual del agua cruda representada en la figura 4.8.

**Tabla 4. 15 Color máximo del agua cruda gestión 2016**

Meses	Color (U.C.V.)
ENERO	55625
FEBRERO	55500
MARZO	3300
ABRIL	10716
MAYO	266
JUNIO	68
JULIO	39
AGOSTO	71
SEPTIEMBRE	1545
OCTUBRE	69740
NOVIEMBRE	88356
DICIEMBRE	83320

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 8 Histograma de color máximo mensual del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.8 muestra que el color en el agua cruda presentó máximos mensuales de 39 UCV en el mes de julio, hasta 88356 UCV en el mes de noviembre.

#### 4.1.2.2.3 Frecuencia de ocurrencia de Color

Los valores más frecuentes de color en la planta se pueden observar en la tabla 4.16 y en la figura 4.9:

**Tabla 4. 16 Frecuencia de unidades de color verdadero del agua cruda gestión 2016**

Intervalo		frecuencia	Porcentaje	Porcentaje Acumulado (%)
1.00	4208.00	303.00	84.87	84.87
4208.00	8416.00	19.00	5.32	90.20
8416.00	12624.00	18.00	5.04	95.24
12624.00	16832.00	7.00	1.96	97.20
16832.00	21040.00	2.00	0.56	97.76
21040.00	25248.00	0.00	0.00	97.76
25248.00	29456.00	0.00	0.00	97.76
29456.00	33664.00	0.00	0.00	97.76
33664.00	37872.00	0.00	0.00	97.76
37872.00	42080.00	1.00	0.28	98.04
42080.00	46288.00	1.00	0.28	98.32
46288.00	50496.00	0.00	0.00	98.32
50496.00	54704.00	0.00	0.00	98.32
54704.00	58912.00	3.00	0.84	99.16
58912.00	63120.00	0.00	0.00	99.16
63120.00	67328.00	0.00	0.00	99.16
67328.00	71536.00	1.00	0.28	99.44
71536.00	75744.00	0.00	0.00	99.44
75744.00	79952.00	0.00	0.00	99.44
79952.00	84160.00	1.00	0.28	99.72
84160.00	88368.00	1.00	0.28	100.00

Fuente: elaboración propia

De la tabla anterior y a la figura 4.9 se puede observar que los valores de color de mayor frecuencia en la planta se encuentran en el rango de < 4208 UNT con una ocurrencia del 84.87%.

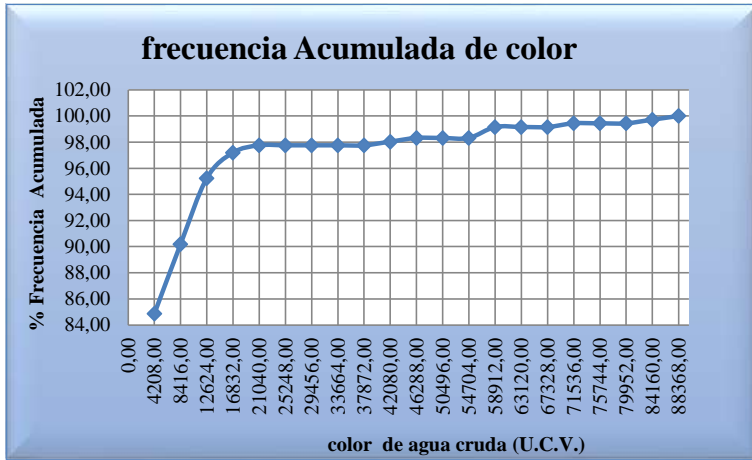
Para este rango de color, se analiza cual es el color más frecuente en la planta y se obtiene la tabla 4.17:

**Tabla 4. 17 Frecuencia de color - Rango < 4208 UCV gestión 2016**

Intervalos		frecuencia absoluta	Porcentaje	Porcentaje Acumulado (%)
0.00	10.00	4.00	1.12	1.12
10.00	15.00	15.00	4.20	5.32
15.00	20.00	10.00	2.80	8.12
20.00	25.00	18.00	5.04	13.17
25.00	30.00	22.00	6.16	19.33
30.00	40.00	39.00	10.92	30.25
40.00	50.00	9.00	2.52	32.77
50.00	60.00	13.00	3.64	36.41
60.00	70.00	8.00	2.24	38.66
70.00	80.00	9.00	2.52	41.18
80.00	90.00	6.00	1.68	42.86
90.00	100.00	1.00	0.28	43.14
100.00	200.00	56.00	15.69	58.82
200.00	600.00	41.00	11.48	70.31
600.00	1000.00	18.00	5.04	75.35
1000.00	1400.00	11.00	3.08	78.43
1400.00	1800.00	12.00	3.36	81.79
1800.00	2200.00	1.00	0.28	82.07
2200.00	2600.00	2.00	0.56	82.63
2600.00	3000.00	2.00	0.56	83.19
3000.00	3400.00	4.00	1.12	84.31
3400.00	3800.00	1.00	0.28	84.59
3800.00	4208.00	1.00	0.28	84.87
MAS DE 4208		54.00	15.13	100.00

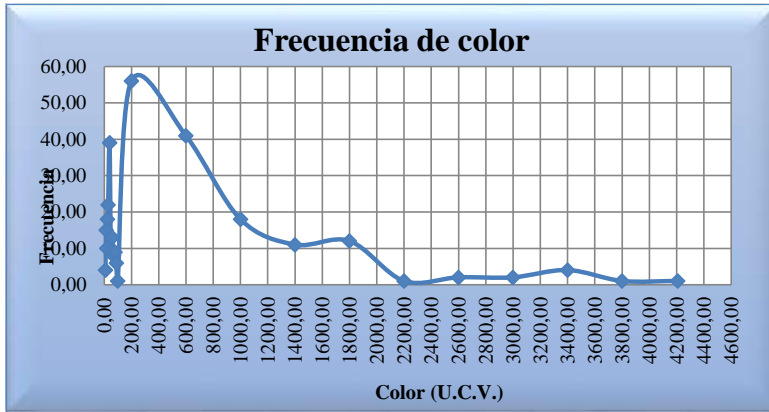
Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 9** Curva de frecuencia acumulada de del agua cruda gestión 2016



Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 10** Curva de frecuencia de color del agua cruda- rango <4208 UCV



Fuente: elaboración propia

De acuerdo a la figura 4.10 se puede observar que los valores más frecuentes de color, con los que trabaja la planta se encuentran en el rango de 100 a 200 UCV.



### 4.1.2.3 pH

#### 4.1.2.3.1 pH promedio

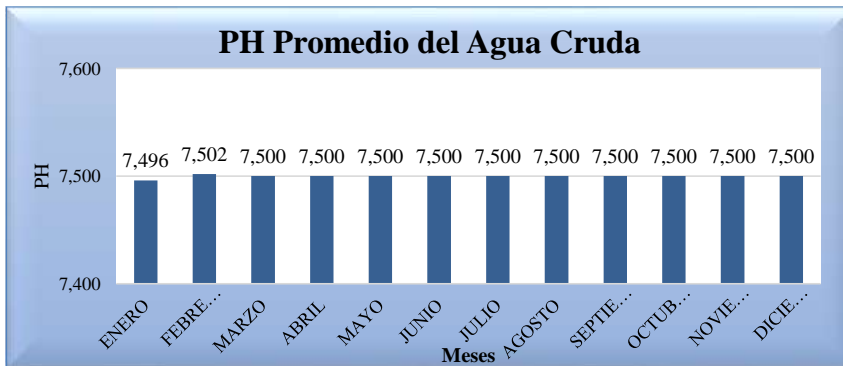
La variación del pH promedio del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.18, a partir de la misma se desarrolla el histograma de pH promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.11.

**Tabla 4. 18 pH promedio del agua cruda gestión 2016**

Meses	pH
ENERO	7.496
FEBRERO	7.502
MARZO	7.50
ABRIL	7.50
MAYO	7.50
JUNIO	7.50
JULIO	7.50
AGOSTO	7.50
SEPTIEMBRE	7.50
OCTUBRE	7.50
NOVIEMBRE	7.50
DICIEMBRE	7.50

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 11 Histograma de pH promedio del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.11 muestra que el pH en el agua cruda presentó promedios mensuales de 7.5 en todos los meses de año.

#### 4.1.2.3.2 pH máximo

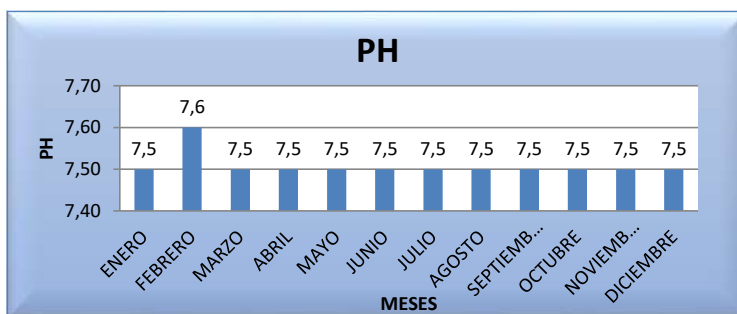
La variación de los pH máximos mensuales del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.19, A partir de la misma se desarrolla el histograma de pH promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.12.

**Tabla 4. 19 pH máximo del agua cruda gestión 2016**

Meses	pH
ENERO	7.5
FEBRERO	7.6
MARZO	7.5
ABRIL	7.5
MAYO	7.5
JUNIO	7.5
JULIO	7.5
AGOSTO	7.5
SEPTIEMBRE	7.5
OCTUBRE	7.5
NOVIEMBRE	7.5
DICIEMBRE	7.5

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 12 Histograma de pH máximos mensuales del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.12 muestra que el pH máximo en el agua cruda se presentó en el mes febrero con 7.6.

#### 4.1.2.4 Sólidos totales disueltos

##### 4.1.2.4.1 Sólidos totales disueltos promedios

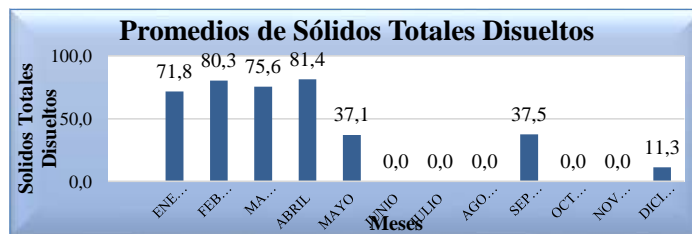
La variación promedio de los sólidos totales disueltos del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.20, a partir de la misma se desarrolla el histograma de sólidos totales promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.13.

**Tabla 4. 20 Sólidos totales disueltos promedios mensuales del agua cruda gestión 2016**

Meses	Sólidos totales disueltos (mg/l)
ENERO	71.8
FEBRERO	80.3
MARZO	75.6
ABRIL	81.4
MAYO	37.1
JUNIO	0.0
JULIO	0.0
AGOSTO	0.0
SEPTIEMBRE	37.5
OCTUBRE	0.0
NOVIEMBRE	0.0
DICIEMBRE	11.3

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 13 Histograma de sólidos disueltos totales promedios del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.13 muestra que los sólidos totales disueltos en el agua cruda presentaron promedios mensuales de 11.3 mg/L hasta 81.4 mg/L. En los meses de junio, julio, agosto, octubre y noviembre no midieron este parámetro debido a las fallas del instrumento.

#### 4.1.2.4.2 Sólidos totales disueltos máximos

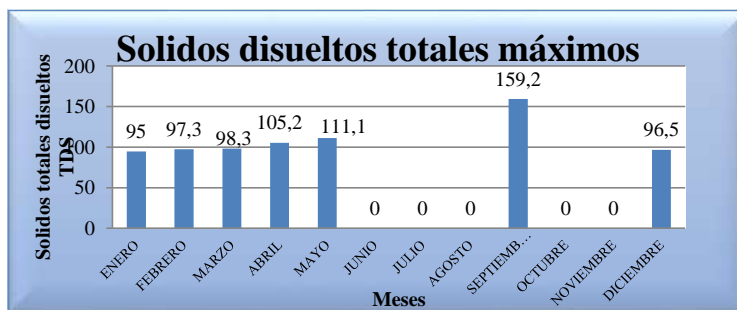
La variación de los sólidos totales disueltos máximos mensuales del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.21 y figura 4.14:

**Tabla 4. 21 Sólidos disueltos totales máximos del agua cruda gestión 2016**

Meses	Solidos totales disueltos (mg/L)
ENERO	95
FEBRERO	97.3
MARZO	98.3
ABRIL	105.2
MAYO	111.1
JUNIO	0
JULIO	0
AGOSTO	0
SEPTIEMBRE	159.2
OCTUBRE	0
NOVIEMBRE	0
DICIEMBRE	96.5

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 14 Histograma de sólidos disueltos totales máximos del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.14 muestra que los sólidos totales disueltos en el agua cruda presentaron máximos mensuales de 95 mg/L en enero, hasta 159.2 mg/L en el mes de septiembre. En los meses de junio, julio, agosto, octubre y noviembre no midieron esos parámetros debido a las fallas del instrumento.

#### 4.1.2.5 Conductividad

##### 4.1.2.5.1 Conductividad promedio

La variación de la conductividad promedio del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.22, a partir de la misma se desarrolla el histograma de turbiedades promedios mensuales del agua cruda representada en la figura 4.15.

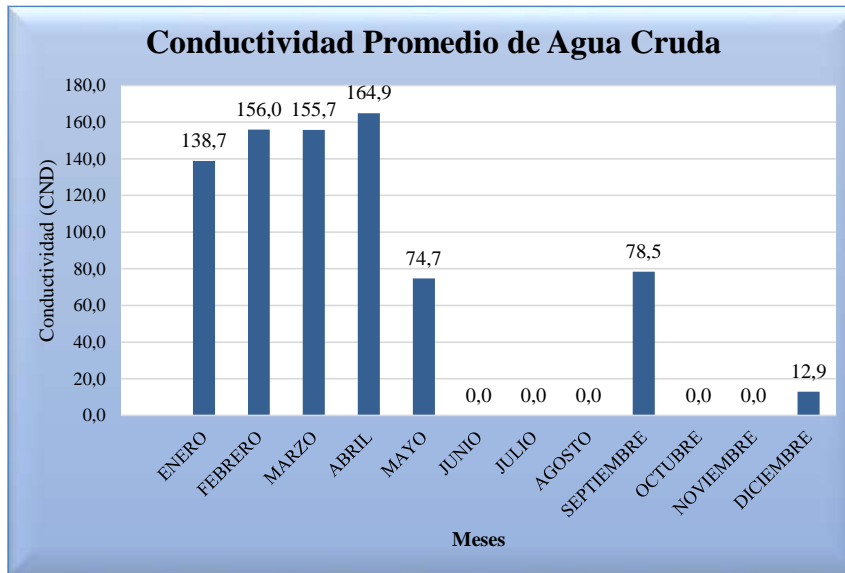
En los meses de junio, julio, agosto, octubre y noviembre no midieron este parámetro debido a las fallas del instrumento.

**Tabla 4. 22 Conductividad promedio del agua cruda gestión 2016**

Meses	Conductividad μS/cm
ENERO	138.7
FEBRERO	156.0
MARZO	155.7
ABRIL	164.9
MAYO	74.7
JUNIO	0.0
JULIO	0.0
AGOSTO	0.0
SEPTIEMBRE	78.5
OCTUBRE	0.0
NOVIEMBRE	0.0
DICIEMBRE	12.9

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 15 Histograma de conductividad promedio del agua cruda**



**Fuente:** elaboración propia

El histograma de la figura 4.15 muestra que la conductividad en el agua cruda presentó promedios mensuales de 164,9  $\mu\text{S}/\text{cm}$  en el mes de Abril hasta 12,9  $\mu\text{S}/\text{cm}$  en el mes de Diciembre.

#### 4.1.2.5.2 Conductividad máxima

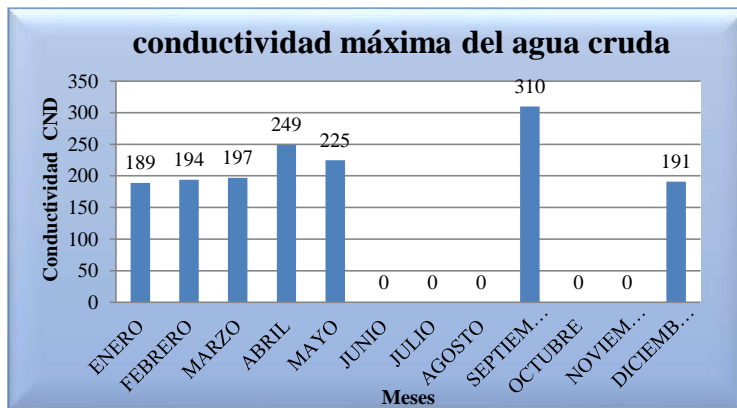
La variación de la conductividad máxima mensual del agua que ingresa en la planta se encuentra en la tabla 4.23, a partir de la misma se desarrolla la figura 4.16.

**Tabla 4. 23 Conductividad máxima del agua cruda gestión 2016**

Meses	Conductividad $\mu\text{S}/\text{cm}$
ENERO	189
FEBRERO	194
MARZO	197
ABRIL	249
MAYO	225
JUNIO	0
JULIO	0
AGOSTO	0
SEPTIEMBRE	310
OCTUBRE	0
NOVIEMBRE	0
DICIEMBRE	191

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 16 Histograma de conductividad máxima del agua cruda gestión 2016**



Fuente: elaboración propia

El histograma de la figura 4.16 muestra que la conductividad en el agua cruda presentó máximos mensuales de 189 en enero  $\mu\text{S}/\text{cm}$ , hasta 310  $\mu\text{S}/\text{cm}$  en el mes de septiembre.

#### 4.1.2.6 Selección de tratamiento según la calidad del agua cruda de la planta

En la tabla 4.24 se puede observar si los procesos que componen la planta cumplen o no, con los criterios de selección de tratamiento según la calidad de su afluente que establece la norma Boliviana NB 689.

**Tabla 4. 24 Comprobación de los criterios de selección del tratamiento actual según la calidad del afluente de la planta**

Tipo de planta	Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptables.		calidad de agua cruda en la planta	norma NB-689
FILTRACIÓN RÁPIDA (PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS)	completa:	90 % DEL TIEMPO	To ≤ 1 000 UNT	To =1500	no cumple
			Co ≤ 150 UC	Co = 8416	no cumple
	coagulación + decantación + filtración rápida Descendente.	80 % DEL TIEMPO	To ≤ 800 UNT	To =759	si cumple
			Co ≤ 70 UC.	Co = 4202	no cumple
ESPORADICAMENTE	To Max ≤ 1 500 UNT	To Max = 15939	no cumple		
	Si To > 1 500 UNT añadir presedimentador	To = 9867	si cumple Añadir presedimentador		

Fuente: elaboración propia

#### 4.1.2.7 Calidad del agua a la salida de la planta

El proceso de verificación de la calidad del agua que proporciona la planta a los usuarios, se realiza a través del cotejo de los valores establecidos en la norma NB – 512 “Requisitos” con los resultados de las muestras analizadas.

Se realizó la verificación de la calidad del agua que proporciona la planta a la población de Bermejo a través de datos proporcionados por la empresa EMAAB. Ver datos en el anexo C.

En la tabla 4.25 se encuentra los parámetros promedios mensuales del agua tratada y la verificación de los mismos con la Norma.



**Tabla 4. 25 Parámetros promedios mensuales y verificación de la calidad del agua tratada**

MES	TURBIEDA D [FTU]	COLOR [UCV]	pH	TEMPERATURA [°C]	COLORO RESIDUAL [mg/l]	SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS [mg/l]	CONDUCTIVIDA D [µS/cm]
ENERO	0.3	2.1	6. 5	24.8	0.3	72.3	144.7
FEBRERO	0.2	0.9	6. 3	24.5	0.3	79.1	158.2
MARZO	1.5	7.2	6. 5	21.1	0.2	77.4	154.8
ABRIL	0.6	3.7	6. 5	21.4	0.2	89.4	178.1
MAYO	0.9	6.9	6. 6	15.9	0.2	107.8	215.6
JUNIO	2.6	12.4	6. 5	16.8	0.2	121.0	242.0
JULIO	1.0	10.8	6. 5	17.8	0.5	100.1	200.2
AGOSTO	0.9	9.8	6. 5	16.3	0.4	100.7	201.4
SEPTIEMBR E	1.7	10.8	6. 5	16.0	0.4	98.2	196.4
OCTUBRE	4.5	14.4	6. 5	20.2	0.3	97.2	194.4
NOVIEMBRE	4.6	14.4	6. 5	24.7	0.2	89.2	178.5

DICIEMBRE	4.1	13.7	6.5	27.3	0.2	88.8	177.6
REFERENCIA NB512	5	15	6, 5 - 9		> 0,2	1000.0	1500.0

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los datos proporcionados por EMAAB se observa que cumple con los requisitos de la norma NB-512 “Requisitos”, sin embargo no corresponden con los datos de calidad del afluente.

En la tabla 4.26 se encuentra los parámetros máximos mensuales del agua tratada y la verificación de los mismos con la norma.

**Tabla 4. 26 Parámetros máximos mensuales y verificación de la calidad del agua tratada**

MES	TURBIEDAD [FTU]	COLOR [UCV]	pH	TEMPERATURA [°C]	COLOR RESIDUAL [mg/l]	SÓLIDOS TOTALES DISUELTOS [mg/l]	CONDUCTIVIDAD [µS/cm]
ENERO	1.0	5.0	6.5	27.9	0.4	95.0	189.9
FEBRERO	1.0	0.9	6.3	24.5	0.3	79.1	158.2
MARZO	4.0	7.2	6.5	21.1	0.2	77.4	154.8
ABRIL	2.0	3.7	6.5	21.4	0.2	89.4	178.1
MAYO	3.0	13.0	6.8	17.2	0.4	128.3	256.2
JUNIO	5.0	12.4	6.5	16.8	0.2	121.0	242.0
JULIO	2.0	10.8	6.5	17.8	0.5	100.1	200.2

AGOSTO	2.0	9.8	6.5	16.3	0.4	100.7	201.4
SEPTIEMBRE	3.0	10.8	6.5	16.0	0.4	98.2	196.4
OCTUBRE	5.0	14.4	6.5	20.2	0.3	97.2	194.4
NOVIEMBRE	5.0	14.4	6.5	24.7	0.2	89.2	178.5
DICIEMBRE	5.0	13.7	6.5	27.3	0.2	88.8	177.6
REFERENCIA NB512	<b>5</b>	<b>15</b>	<b>6,5 - 9</b>		<b>&gt; 0,2</b>	<b>1000.0</b>	<b>1500.0</b>

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los datos proporcionados por EMAAB se verifica que los parámetros máximos mensuales cumplen con los requisitos de la norma NB-512 “Requisitos” incluso en las épocas de crecidas, sin embargo no concuerda con el análisis de la calidad del afluente realizado.

Se realizó un análisis de la calidad del agua a la salida de la planta, la idea original de realizar el análisis de la calidad del agua a la salida de la planta tenía en cuenta una toma de muestra en época de lluvias a fin de poder comparar los resultados en las situaciones más críticas, sin embargo por los cambios climáticos que se vienen presentando no fue posible, ya que se esperaba que para finales del mes de Octubre e inicio de Noviembre llegaran las lluvias y esto no ocurrió, se tuvieron entonces en cuenta únicamente la muestra en época de primavera y de los parámetros más representativos debido a factores económicos.

La toma de muestra se realizó de acuerdo a lo establecido en la norma boliviana NB 496 “Agua Potable - Toma de muestras”, el registro fotográfico de la toma de muestra se encuentra en el Anexo D.

Con el propósito de verificar si cumple con los requisitos establecidos en la norma NB 512 “Agua potable - Requisitos” se realizó un muestreo, teniendo como punto seleccionado uno de los tanques de almacenamiento.

Para realizar los análisis físico-químicos y bacteriológicos de las muestras se empleó el laboratorio de análisis de CEANID. Los resultados se encuentran en la tabla 4.27.

Los resultados entregados por el laboratorio se encuentran detallados en el Anexo E.

**Tabla 4. 27 Análisis físicos químicos salida de la planta**

Requisitos físicos y organolépticos					cumple
Características	unidad	resultados	Valor máximo aceptable	Observaciones	
Color	UCV	6	15 UCV	UCV = Unidad de color verdadero (y no presentar variaciones anormales) – UCV en unidades de platino cobalto	si
Olor		Aceptable	Aceptable	Deben ser aceptables	si
Temperatura	°C	22.1	Sin referencia	-	-
Sabor		Aceptable	Aceptable		si
Calcio disuelto	mg/l	29.65	200,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	si
Cloruros	mg/l	27.5	250,0 mg/l	Valores mayores originan corrosión que se refleja en la aceptabilidad por el sabor	si
Conductividad eléctrica (22°C)	µs/cm	243.5	1 500,0 µs/cm		si
DBOs	mg/l	3.5	Sin referencia		-
Dureza total	mg/l CaCO <sub>3</sub>	165.9	500 mg/l CaCO <sub>3</sub>		si
Hierro disuelto	mg/l	< 0.01	0,3 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el color	si
Magnesio disuelto	mg/l	21.83	150,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	si
Manganeso Mn	mg/l	< 0.04	0,1 mg/l	Valor mayor influye en la aceptabilidad, por el sabor	si
Nitratos (2) NO <sub>3</sub> -	mg/l	2.52	45,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	si
Nitritos (2) NO <sub>2</sub> -	mg/l	0.57	0.1 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	no
Oxígeno disuelto	mg/l	4.2	Sin referencia		-
ph (22.1°C)		8.1	6,5 - 9,5	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	si
Sólidos totales disueltos	mg/l	142	1 000 mg/l	Valor superior influye en la aceptabilidad	si
Sólidos totales suspendidos	mg/l	55	1 000 mg/l	Valor superior influye en la aceptabilidad	si

Sulfatos SO <sub>4</sub>	mg/l	22.36	400,0 mg/l	Valor mayor tiene efecto sobre la salud	si
Turbiedad	UNT	0.44	5 UNT	UNT = unidades nefelométricas de turbiedad	si
Coliformes totales	UFC/100ml	< 1	< 1 UFC/100ml	<b>Por filtro de membrana</b>	si
Escherichia coli	UFC/100ml	< 1	< 1 UFC/100ml	Por filtro de membrana	si

Fuente: laboratorio de EMAAB.

Los resultados de la tabla 4.27 muestra que los parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos de la muestra analizada cumplen con los requisitos de la norma a excepción de los nitritos.

#### 4.1.3 Evaluación del mezclador de resalto hidráulico

Para determinar si la unidad fue correctamente proyectada. Se comprueba si los parámetros actuales de la unidad cumplen con los parámetros que están establecidos en el Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua. (NB 689).

Con formato: Español (España)

Con formato: Español (España)

##### 4.1.3.1 Calibración de la estructura de medición de caudal

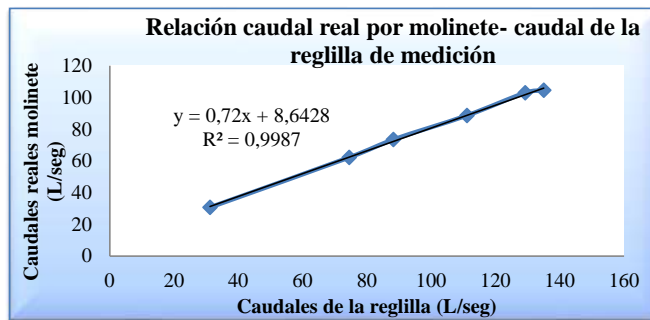
Se realiza la calibración de la estructura de medición empleando métodos descritos por el CEPIS, para obtener una relación entre la medición que se lleva a cabo por medio del molinete y los valores dados de la reglilla de medición de caudal.

Para la calibración de la reglilla, Se realizaron aforos por el método de molinete para determinar los caudales reales que están entrando a la planta y éstos se comparan con los valores de la reglilla de medición de caudal. En el Anexo F se muestra el resultado del aforo de caudales realizados por el laboratorio de hidráulica de la universidad.

**Tabla 4. 28 Relación de caudales de aforo de molinete-reglilla de medición**

<b>Caudal molinete (L/s)</b>	31.25	74.52	88.3	111.16	129.27	135.04
<b>Caudal reglilla (L/s)</b>	30.7	62.1	73.4	88.5	102.8	104.4

Fuente: elaboración propia

**Figura 4. 17 Relación de caudales de aforo de molinete-reglilla de medición.****Calibración de la reglilla de medición**

Fuente: elaboración propia

En la figura 4.17 se relacionan los caudales obtenidos para realizar la corrección del caudal dado por la reglilla de medición y se obtiene la ecuación de relación entre el caudal leído en la reglilla y el caudal calibrado por el molinete, con el cual se puede realizar la conversión del caudal medido por la reglilla a caudal real de operación.

$$\text{Caudal de operación real} = 0.72 * \text{caudal reglilla} + 8.6428 \quad (4.1)$$

Con un valor de  $r = 0.9993$

También se relacionaron las alturas medidas en la cresta del vertedero para obtener la relación de caudal de operación real vs altura de agua en el vertedero y en el canal de aforo.

**Tabla 4. 29 Relación para la calibración de la reglilla de medición de caudales en el mezclador de resalo hidráulico**

Caudal reglilla (L/seg)	Caudal real (L/seg)	Altura de agua en el canal de aforo (cm)	Altura de agua sobre el vertedero (cm)
30.7	30.71804	6.5	7.7
62.1	74.27612	13	12.1
73.4	89.95148	15	13.9
88.5	110.8982	18	15.8
102.8	130.73516	20	17.5
104.4	132.95468	21	17.7

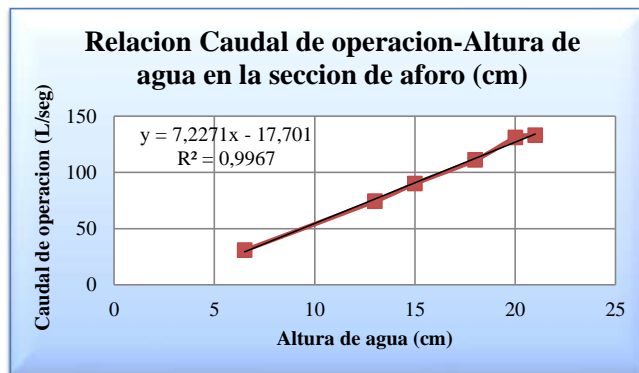
Fuente: elaboración propia

Con la anterior tabla 4.29 se grafica la relación caudal de operación - altura de agua en el canal de aforo en la figura 4.18 y se obtiene la ecuación siguiente:

$$\text{Caudal de operación real} = 7.2271 * \text{altura de agua} - 17.701 \quad (4.2)$$

Con un valor de  $r = 0.9983$

**Figura 4. 18 Relación caudal de operación- altura de agua en la sección de aforo**



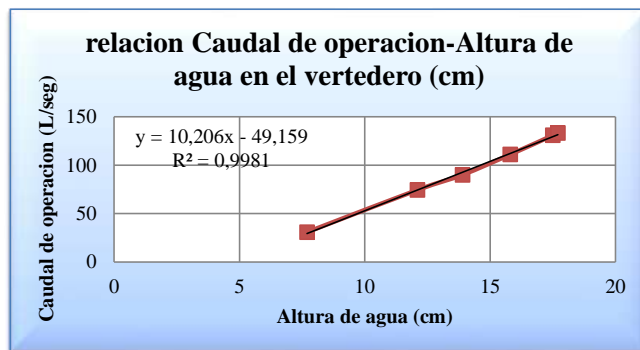
Fuente: elaboración propia

De la tabla 4.29 se grafica la relación caudal de operación- altura de agua en el vertedero dada en la figura 4.19 y se obtiene la ecuación siguiente:

$$\text{Caudal de operación real} = 10.206 * \text{altura de agua} - 49.159 \quad (4.3)$$

Con un valor de  $r = 0.9990$

**Figura 4. 19 Relación para la calibración de la reglilla de medición de caudales en el mezclador de resalo hidráulico.**



Fuente: elaboración propia

#### 4.1.3.2 Geometría de la unidad

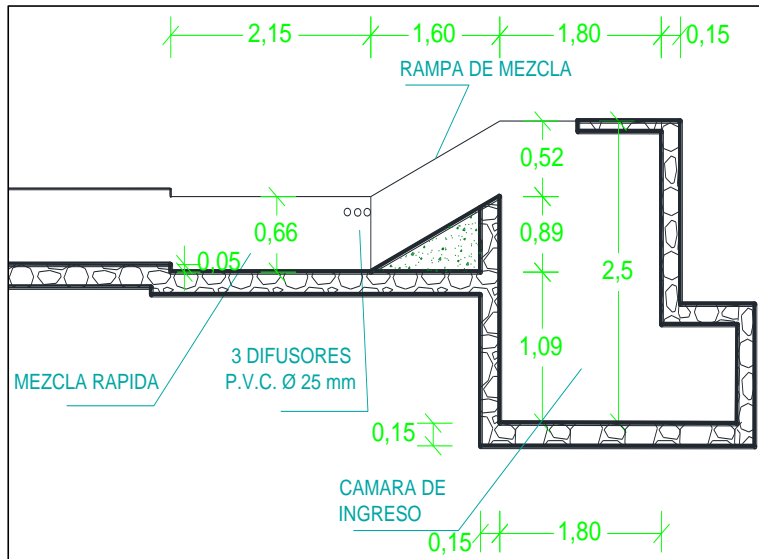
La coagulación inicia con la mezcla rápida la cual se lleva a cabo al aplicar sulfato de aluminio en el punto de turbulencia generado por el resalto hidráulico producido por la rampa, también funciona como medidor de caudal a la entrada de la planta, brindando información que es utilizada para regular la dosificación de los químicos involucrados en el tratamiento.

La dosificación de Sulfato de Aluminio se realiza mediante mecanismo de barrido y es controlada por dosificadores instalados a lado de la unidad, la forma de cómo se determina la cantidad de coagulante a aplicar es limitándose al caudal de entrada, observar la formación y tamaño del floculo en el sistema considerando el consumo del insumo y los problemas de aluminio residual en el agua tratada.



Las dimensiones de la unidad de mezcla rápida que consiste de un canal con cambio de pendiente provisto de un vertedero o rampa se presentan en la figura 4.20:

**Figura 4. 20 Esquema del canal con cambio de pendiente o rampa**



Fuente: elaboración propia

#### 4.1.3.3 Determinación de los parámetros del mezclador del resalto hidráulico

Los parámetros que indican la eficiencia del proceso de la mezcla rápida como lo son el Número de Froude (Fr), el tiempo de mezcla en el resalto (T), y el gradiente hidráulico (Grad), además de un buen dimensionamiento, es necesario que éste se ubique correctamente con respecto a la siguiente unidad, que normalmente es el floculador y que los niveles de ambos, el de salida de la rampa con el nivel de entrada al floculador estén bien empalmados.

La grada que se coloca al final de la longitud de mezcla tiene la finalidad de contribuir a contener el resalto, para que este se dé al pie de la rampa. Y para que el mezclador opere correctamente, se debe verificar que cumplan con la igualdad:

$$E_o + h^3 = h_p + h^2 \quad (4.4)$$

Para la determinación de los parámetros se identificaron y midieron las variables que intervienen directamente en el comportamiento hidráulico del canal con cambio de pendiente o rampa, a través de una regla métrica y un flexómetro. Finalmente mediante cálculos de diseños se determinaron los parámetros de operación y se comprobaron las condiciones de mezcla del mismo con los que están establecidos en la norma NB 689. En la tabla 4.30 se muestran los cálculos hidráulicos y en la tabla 4.31 se encuentran la comprobación de las condiciones de mezcla en el canal rectangular con cambio de pendiente. El registro fotográfico de las mediciones realizadas se encuentran en el Anexo G y los esquemas de la planta se encuentran en el anexo H.

**Tabla 4. 30 Parámetros del canal rectangular con cambio de pendiente o rampa**

variable	unidad	formula	valor
CAUDAL DE OPERACIÓN (Q)	m <sup>3</sup> /s		0.09
ANCHO DE VERTEDERO (B)	m		0.80
ALTURA DE CRESTA (P)	m		0.88
LONGITUD DE RAMPA (X)	m		1.60
NRO. DE FROUDE ASUMIDO (F)	-		5.50
PESO ESPECIFICO DEL AGUA ( $\lambda$ )	kg/m <sup>3</sup>		1000
VISCOSIDAD ABSOLUTA ( $\mu$ )	kg s/m <sup>2</sup>		1.03E-04
parámetro	unidad	formula	valor
CAUDAL ESPECÍFICO (q)	m <sup>3</sup> /s/m	$q = Q/B$	0.11
CARGA SOBRE VERTEDERO (H <sub>0</sub> )	m	$H_3 = 0.67 * q^{2/3}$	0.16
PENDIENTE DEL PLANO INCLINADO ( $\theta$ )	°	$\theta = \text{arc tan } (P/X)$	28.81

FACTOR DE RESOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN (K)	-	$K = \cos \theta (F + \cos \theta / 2F)$	4.89
FACTOR DE RESOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN ( $\Phi$ )	-	$\Phi = \text{ARC COS}(F^2 / (2/3 * F * K)^{3/2})$	66.51
RELACIÓN DE ALTURAS ANTES Y DESPUÉS DEL RESALTO	-	$a = d_2/d_1 = (8FK/3)^{0.5} * \text{COS}(\Phi/3)$	7.84
TIRANTE CRITICO ( $h_c$ )	m	$h_c = (q^2/g)^{1/3}$	0.11
ALTURA ANTES RESALTO ( $d_1$ )	m	$d_1 = (q^2/(F^2g))^{1/3}$	0.03
TIRANTE ANTES RESALTO ( $h_1$ )	m	$h_1 = d_1/\cos \theta$	0.04
VELOCIDAD EN LA SECCIÓN 1 ( $V_1$ )	m/s	$V_1 = q/h_1$	2.82
NRO. DE FROUDE COMPROBACIÓN	-	$F_1 = V_1/(g*h_1)^{1/2}$	4.5
TIRANTE DESPUÉS RESALTO ( $h_2$ )	m	$h_2 = d_2 = a d_1$	0.274
VELOCIDAD EN LA SECCIÓN 2 $V_2$	m/s	$V_2 = q/h_2$	0.41
LONGITUD DEL RESALTO ( $L_j$ )	m	$L_j = 6(h_2 - h_1)$	2.10
PERDIDA DE CARGA EN EL SALTO	m	$h_p = (h_2 - h_1)^3 / (4h_1 * h_2)$	0.294
VOLUMEN DEL RESALTO ( $Vol$ )	m <sup>3</sup>	$Vol = (h_1 + h_2) / 2 * L * B$	0.26
GRADIENTE DE VELOCIDAD (G)	s <sup>-1</sup>	$G = (\lambda/\mu)^{0.5} * (Q * h_p / Vol)^{0.5}$	986
TIEMPO DE MEZCLA (T)	s	$T = Vol/Q$	2.93
GRADA AL FINAL DEL RESALTO (h)	m	$h = h_2/6$	0.05
COMPROBACIÓN DE ENERGÍAS	-	$P + H_3 = h_p + h_2$	1.04   0.57

Fuente: elaboración propia

**Tabla 4. 31 Comprobación de las condiciones de mezcla**

canal rectangular con cambio de pendiente				
parámetros	Unidades		comprobación	norma
Número de Froude (F1)	adimensional	4.5	cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Tiempo de mezcla (T)	s	2.93	no cumple	
Gradiente de velocidad (G)	s-1	986	no cumple	

Comprobación de energías	-	$1.04 = 0.57$	no cumple	
--------------------------	---	---------------	-----------	--

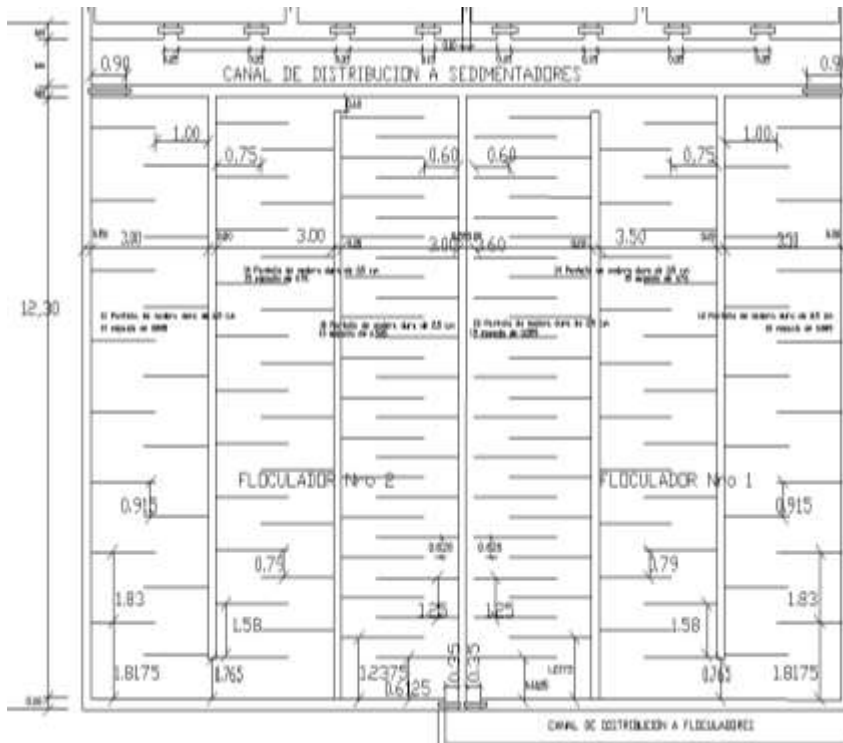
Fuente: elaboración propia

#### 4.1.4 Evaluación del proceso de floculación

##### 4.1.4.1 Geometría de la unidad

La floculación se realiza en dos floculadores hidráulicos de flujo horizontal, éste cuenta con tres cámaras en donde el espaciamiento entre tabiques varía, buscando reducir la velocidad del agua y llegar a una agitación constante que favorezca la formación de flóculos grandes y pesados para que se precipiten al fondo en el menor tiempo posible. Un esquema de la misma se presenta en la figura 4.21:

Figura 4. 21 floculador hidráulico de flujo horizontal



Fuente: elaboración propia

#### 4.1.4.2 Determinación de los parámetros de floculación

Para la determinación de los parámetros se identificaron y midieron las variables que intervienen en el funcionamiento hidráulico como: el ancho de cada compartimento, el espesor de pantallas, espaciamiento entre pantallas, separación entre extremo de pantallas y muros, altura útil del agua a través de una regla métrica, flexómetro y termómetro, una vez obtenidos las variable por medio de cálculos de diseños se determinó y comparó los parámetros de operación actuales con los que están establecidos en la norma. En la tabla 4.32 y 4.33 se muestran los cálculos hidráulicos de cada floculador.

**Tabla 4. 32 Parámetros del floculador hidráulico (1) de flujo horizontal**

variables	unidades	formula	sección		
			I	II	III
CAUDAL DE OPERACIÓN (Q)	m <sup>3</sup> /s		0.05		
PROFUNDIDAD DE AGUA (H)	m		0.80	1.04	1.04
LARGO DEL TANQUE (L)	m		12.30		
VISCOSIDAD DINÁMICA (μ)	kg/m s		0.00101		
DENSIDAD DEL AGUA (ρ)	kg/m <sup>3</sup>		998.20		
COEF. FRICCIÓN BAFFLES (f)	-		0.30		
COEF. PERDIDA MANNING n	-		0.012		
COEF. PERDIDA VUELTAS K	-		3.00		
NUMERO DE BAFFLES (ni)			18	14	12
SEPARACIÓN ENTRE PARED Y EXTREMO DE CADA BAFFLE (d)	m		0.60	0.75	1.00
LONGITUD DE BAFFLES (Lv)		m	3.00	2.75	2.50
ESPACIO ENTRE BAFFLES (Si)	m		0.60	0.76	0.89
ANCHO TOTAL FLOCULADOR (W)	m		10.60		
ESPESOR DEL TABIQUE (EspT)			0.03		
ANCHO de c/ seccion(Wc)	m		3.60	3.50	3.50
parámetro	unidades	formula	sección		
			I	II	III
VOLUMEN TOTAL FLOCULADOR (V)	m <sup>3</sup>	$Vol = H * L * W$	124.97		
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)		$T = Vol/Q$	2499.36		
VOLUMEN DE C/ SECCIÓN (Vc)		$Vol = H_i * L_i * W_i$	35.42	44.77	44.77

TIEMPO DE FLOCULACIÓN C/ SECCIÓN (Tc)	seg	$T = Vol_i / Q_i$	787.20	994.93	994.93
VELOCIDAD DEL FLUJO (Vi)	m/s	$V_i = Q_i / A_i = Q_i / (S_i * H_i)$	0.09	0.06	0.05
RADIO HIDRÁULICO (R)	m	$R_i = S_i * H_i / (S_i + 2H_i)$	0.22	0.28	0.31
PERDIDA CARGA SECCIÓN h1	m	$h1 = (n * V_i / R^{2/3})^2 * L$	0.00	0.00	0.00
PERDIDA CARGA VUELTA h2	m	$h2 = K(V_i^2 / 2g) * N$	0.02	0.01	0.01
PERDIDA CARGA TOTAL SECC.	m	$hf = h1 + h2$	0.03	0.01	0.01
COMPROBACIÓN	m	$Wc - 2*d > Wc/3$	OK	OK	OK
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)	seg	$T_i = \frac{H_i * L_i * W_i - n * H_i * L_i * espT}{Q}$	762.82	972.32	977.33
GRADIENTE HIDRÁULICO (G)	SEG-1	$G = \sqrt{\frac{\lambda}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$	18	8	7
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)	min		13	16	16

Fuente: elaboración propia

Tabla 4. 33 Parámetros del floculador hidráulico (2) de flujo horizontal

variables	unidades	formula	sección		
			I	II	III
CAUDAL DE OPERACIÓN (Q)	m <sup>3</sup> /s		0.05		
PROFUNDIDAD DE AGUA (H)	m		0.80	1.04	1.04
LARGO DEL TANQUE (L)	m		12.30		
VISCOSIDAD DINÁMICA (μ)	kg/m s		0.00101		
DENSIDAD DEL AGUA (ρ)	kg/m <sup>3</sup>		998.20		
COEF. FRICCIÓN BAFFLES (f)	-		0.30		
COEF. PERDIDA MANNING n	-		0.012		
COEF. PERDIDA VUELTAS K	-		2.00		
NUMERO DE BAFFLES (ni)	-		18	14	12
SEPARACIÓN ENTRE PARED Y EXTREMO DE CADA BAFFLE (d)	m		0.60	0.75	1.00
LONGITUD DE BAFFLES (Lv)	m		2.40	2.25	2.00
ESPACIO ENTRE BAFFLES (Si)	m		0.60	0.76	0.89
ANCHO TOTAL FLOCULADOR (W)	m		9.00		
ESPELOR DEL TABIQUE (EspT)			0.03		
ANCHO de c/ sección(Wc)	m		3.00	3.00	3.00
parámetro	unidades	formula	sección		
			I	II	III
VOLUMEN TOTAL FLOCULADOR	m <sup>3</sup>	$Vol = H * L * W$	106.27		
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)	seg	$T = Vol / Q$	2361.60		
VOLUMEN DE C/ SECCIÓN (Vc)	m <sup>3</sup>	$Vol = H_i * L_i * W_i$	29.52	38.38	38.38

TIEMPO DE FLOCULACIÓN C/ SECCIÓN ( $T_c$ )	seg	$T = Vol_i/Q_i$	656.00	852.80	852.80
VELOCIDAD DEL FLUJO ( $V_i$ )		$V_i = Q_i/A_i = Q_i/(S_i * H_i)$	0.09	0.06	0.05
RADIO HIDRÁULICO (R)	m	$R_i = S_i * H_i/(S_i + 2H_i)$	0.22	0.28	0.31
PÉRDIDA CARGA SECCIÓN h1	m	$h1 = (n * V_i / R^{2/3})^2 * L$	0.00	0.00	0.00
PÉRDIDA CARGA VUELTA h2	m	$h2 = K(V_i^2/2g) * N$	0.02	0.00	0.00
PÉRDIDA CARGA TOTAL SECC.	m	$hf = h1+h2$	0.02	0.00	0.00
COMPROBACIÓN	m	$Wc - 2*d > Wc/3$	OK	OK	OK
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)	seg	$T_i = \frac{H_i * L_i * W_i - n * H_i * L_i * espT}{Q}$	636.49	834.31	838.71
GRADIENTE HIDRÁULICO (G)	SEG-1	$G = \frac{\sqrt{\lambda}}{\sqrt{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$	16	7	6
TIEMPO DE FLOCULACIÓN (T)	min		11	14	14

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.34 se muestra la comprobación de la condiciones de floculador (1), a través de una comparación estos parámetros obtenidos con los establecidos en la norma

**Tabla 4. 34 Comprobación de las condiciones de floculación**

floculador hidráulico de flujo horizontal (1)					
parámetros	unidades		comprobación	norma	
<b>tiempo de retención</b>					
total	min.	39	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua	
<b>gradiente hidráulico</b>					
cámara 1	SEG-1	18	no cumple		
cámara 2	SEG-1	8	no cumple		
cámara 3	SEG-1	7	no cumple		
<b>Velocidades</b>					
cámara 1	m/s	0.09	cumple		
cámara 2	m/s	0.06	no cumple		
cámara 3	m/s	0.05	no cumple		

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.35 se muestra la comprobación de las condiciones del floculador (2)

**Tabla 4. 35 Comprobación de las condiciones de floculación**

Floculador hidráulico de flujo horizontal (2)
---

parámetros	unidades		comprobación	norma
<b>tiempo de retención</b>				NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
total	min.	38	no cumple	
<b>gradiente hidráulico</b>				
cámara 1	SEG-1	16	no cumple	
cámara 2	SEG-1	7	no cumple	
cámara 3	SEG-1	6	no cumple	
<b>Velocidades</b>				
cámara 1	m/s	0.09	no cumple	
cámara 2	m/s	0.06	no cumple	
cámara 3	m/s	0.05	no cumple	

Fuente: elaboración propia

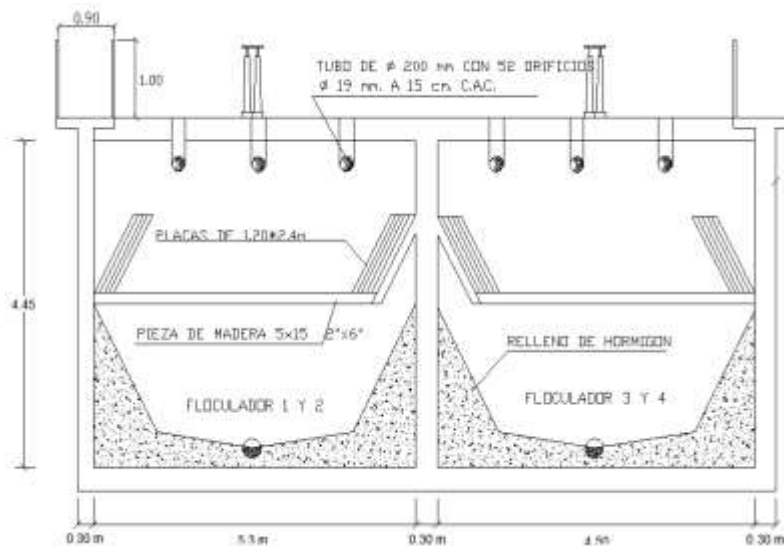
#### 4.1.5 Evaluación del proceso de sedimentación

##### 4.1.5.1 Geometría de la unidad

El proceso de sedimentación de la planta consta de 4 sedimentadores de alta tasa de flujo ascendente con placas inclinadas a  $60^\circ$  respecto a la horizontal y tubos perforados que recolectan el agua sedimentada hasta el canal de recolección. Un esquema del mismo se presenta en la figura 4.22.



**Figura 4. 22 Sedimentador de alta tasa de flujo ascendente**



Fuente: elaboración propia

#### 4.1.5.2 Determinación de los parámetros de sedimentación

Para la determinación de los parámetros se identificaron y midieron las variables que intervienen en el funcionamiento hidráulico como el espesor de placas, espaciamiento entre placas, temperatura, las dimensiones de las placas y del sedimentador, usando una regla métrica, flexómetro y termómetro, una vez obtenidas las variables por medio de cálculos de diseños se determinó y comparó los parámetros de operación actuales con los que están establecidos en la norma. En la tabla 4.36 se muestran los cálculos hidráulicos de los sedimentadores 1 y 2.

**Tabla 4. 36 Parámetros de sedimentadores de alta tasa de flujo ascendente (1 y 2)**

variables	unidades	formula	valor
CAUDAL DE OPERACIÓN	m/seg		0.0225
SEPARACIÓN HORIZONTAL DE LÁMINAS	m		0.05

ESPESOR DE LÁMINAS	m		0.008
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LÁMINAS	(°)		60
LONGITUD DE MÓDULO DE LÁMINAS	m		2.4
ANCHO DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	m		2.4
LARGO DEL SEDIMENTADOR	m		5.3
ANCHO DEL MÓDULO DE LÁMINA	m		1.2
NÚMERO DE PLACAS POR MÓDULO	-		71
ÁREA SUPERFICIAL EN EL MÓDULO	m <sup>2</sup>		12.72
ÁREA SUPERFICIAL DE LA UNIDAD	m <sup>2</sup>		38.16
TEMPERATURA	°C		20
VISCOSIDAD CINEMÁTICA	m	$\nu = 497 \cdot 10^{-6} / (T + 42.5)^{1.5}$	1.00586E-06
<b>Parámetros</b>	<b>unidades</b>	<b>formula</b>	<b>valor</b>
CARGA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA. $V_o$	m/seg	$V_o = \frac{Q}{A_s \cdot \text{sen}\theta}$	0.001
CARGA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA. $V_o$	m/día		58.824
CARGA SUPERFICIAL DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA $V_{sc}$	m/día	$V_{sc} = \frac{S_c \cdot V_o}{\text{sen}\theta + Lc \cdot \text{cos}\theta}$	4.572
NÚMERO DE REYNOLDS	-	$Re = \frac{V_o \cdot d}{\nu}$	33.844
TIEMPO DE RETENCIÓN	min	$T = \frac{l}{V_o}$	29.376

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.37 se muestran los cálculos hidráulicos de los sedimentadores 3 y 4

**Tabla 4. 37 Parámetros de sedimentadores de alta tasa de flujo ascendente (3 y 4)**

variables	unidades	formula	valor
CAUDAL DE OPERACIÓN	m/s		0.0225
SEPARACIÓN HORIZONTAL DE LÁMINAS	m		0.05

ESPESOR DE LÁMINAS	m		0.008
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LÁMINAS	(°)		60
LONGITUD DE MÓDULO DE LÁMINAS	m		2.4
ANCHO DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN	m		2.4
LARGO DEL SEDIMENTADOR	m		4.5
ANCHO DEL MÓDULO DE LÁMINA	m		1.2
NÚMERO DE PLACAS POR MÓDULO	-		58
ÁREA SUPERFICIAL EN EL MÓDULO	m <sup>2</sup>		10.8
ÁREA SUPERFICIAL DE LA UNIDAD	m <sup>2</sup>		32.4
TEMPERATURA	°C		20
VISCOSIDAD CINEMÁTICA	m	$v = 497 \cdot 10^{-6} / (T + 42.5)^{1.5}$	1.0059E-06
<b>parámetros</b>	<b>unidades</b>	<b>formula</b>	<b>valor</b>
CARGA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA. $V_o$	m/s	$V_o = \frac{Q}{A_s * \text{sen}\theta}$	0.001
CARGA SUPERFICIAL EN EL ÁREA DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA. $V_o$	m/día		69.282
CARGA SUPERFICIAL DE SEDIMENTACIÓN DE ALTA TASA $V_{sc}$	m/día	$V_{sc} = \frac{S_c * V_o}{\text{sen}\theta + L_c * \text{cos}\theta}$	5.385
NÚMERO DE REYNOLDS	-	$Re = \frac{V_o * d}{v}$	39.860
TIEMPO DE RETENCIÓN	min	$T = \frac{l}{V_o}$	24.942

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.38 se muestra la comprobación de las condiciones del sedimentador (1) y (2), a través de una comparación estos parámetros obtenidos con los establecidos en la norma.

**Tabla 4. 38 Comprobación de las condiciones de sedimentación (1 y 2)**

Parámetros	unidades	Valor	Comprobación	Norma
------------	----------	-------	--------------	-------

Carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa. $V_o$	m/día	58.824	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Carga superficial de sedimentación de alta tasa $V_{sc}$	m/día	4.572	cumple	
Número de Reynolds	-	33.844	cumple	
Tiempo de retención	min	29.376	no cumple	

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.39 se muestra la comprobación de las condiciones del sedimentador (1) y (2),

**Tabla 4. 39 Comprobación de las condiciones de sedimentación (3 y 4)**

Parámetros	unidades	Valor	Comprobación	Norma
Carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa. $V_o$	m/día	69.282	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
carga superficial de sedimentación de alta tasa $V_{sc}$	m/día	5.385	cumple	
Numero de Reynolds	-	39.860	cumple	
Tiempo de retención en placas	min	24.942	cumple	

Fuente: elaboración propia

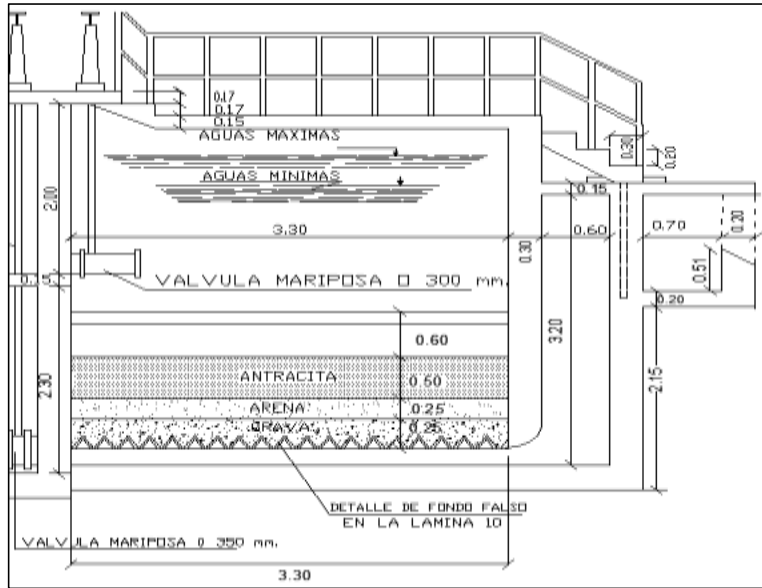
#### 4.1.6 Evaluación del proceso de filtración.

##### 4.1.6.1 Geometría de la unidad

La unidad de filtración está compuesta por 6 filtros rápidos de tasa declinante, 2 son de 4.5 m de ancho, 4.15 m de largo los otros 4 son de 2.5 m de ancho, 4.15 m de largo, el

agua sedimentada atraviesa una capa de antracita en un espesor de 50 cm, luego una capa de arena de 25 cm. de espesor, seguido de una capa de grava de 25 cm.

**Figura 4. 23 Filtro rápido de tasa declinante**



Fuente: elaboración propia

**4.1.6.2 Determinación de los parámetros de sedimentación**

Para la determinación de los parámetros se identificaron y midieron las variables que intervienen en el funcionamiento hidráulico como las dimensiones de la baterías de filtros, usando una regla métrica, flexómetro y termómetro, una vez obtenidas las variables por medio de cálculos de diseños se determinó y comparó los parámetros de operación actuales con los que están establecidos en la norma. En la tabla 4.40 se muestran los cálculos hidráulicos de toda la unidad de filtración.

**Tabla 4. 40 Parámetros de Filtros rápidos de tasa declinante**

variables	unidades	fórmula	filtro 1-2-3-4	filtro 5-6
-----------	----------	---------	----------------	------------

CAUDAL DE OPERACIÓN DE TODO LOS FILTROS	m/seg		0.09	
NUMERO DE FILTROS	-		4	2
ANCHO DE CADA FILTRO	m		2.5	4.5
LARGO DE CADA FILTRO	m		4.15	4.15
ÁREA DE CADA FILTRO	m		10.375	18.675
ÁREA TOTAL	m <sup>2</sup>		78.85	
<b>Parámetros</b>	<b>unidades</b>	<b>fórmula</b>	<b>filtro 1-2-3-4</b>	<b>filtro 5-6</b>
TASA DE FILTRACIÓN	m/seg	$Vf = \frac{Q}{At}$	0.001	
TASA DE FILTRACIÓN VF	m/día	$Vf = \frac{Q*86400}{At}$	98.617	
TASA DE LAVADO V	m/min	$Vl = \frac{Q*60}{Af}$	0.520	0.289

Fuente: elaboración propia

En la tabla 4.41 se muestra la comprobación de las condiciones del sedimentador (1) y (2), a través de una comparación estos parámetros obtenidos con los establecidos en la norma.

**Tabla 4. 41 Comprobación de las condiciones de filtración**

Parámetros	unidades	Valor	comprobación	Norma
Tasa de filtración Vf	m/día	98.6176	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Tasa de lavado VI	m/día	0.52048	no cumple	

Fuente: elaboración propia

No se realizó la evaluación de la etapa de desinfección debido a que no está en los alcances del presente proyecto

## 4.2 Análisis de resultados

### 4.2.1 Estudio de población y demanda de agua

**Tabla 4. 42 Producción y demanda (m3/s)**

Año	Producción Actual Total de la planta (m3/s)	Producción Actual Total (m3/s)	Demanda (m3/s)
2017	3089133	2613262	2605568.36
2023	3089133	2613262	3143383.60
2037	3089133	2613262	4870260.33

Fuente: elaboración propia

**Tabla 4. 43 Producción y demanda (L/s)**

Año	Producción Actual Total 2 plantas (L/s)	Producción Actual Total de la planta estudio (L/s)	Demanda (L/s)
2017	99.32	84.02	82.62
2023	99.32	84.02	99.68
2037	99.32	84.02	154.43

Fuente: elaboración propia

### Análisis de resultados

De acuerdo a la tabla anterior, la demanda actual de agua de la ciudad de Bermejo es de 2605568.36 m<sup>3</sup>/año, y la producción actual es de 3089133 m<sup>3</sup>/año, lo cual indica que se tiene la capacidad de abastecer de agua potable a toda la población, cabe destacar que sin tomar en cuenta la producción de agua de la planta antigua ubicada en el barrio Víctor Paz, solo la planta del barrio municipal tiene la capacidad de abastecer a toda la población de Bermejo en sus condiciones actuales.

En el periodo que se cumple la vida útil de la planta, dentro de 6 años se estima que la demanda de agua será de 3143383.60 m<sup>3</sup>/año, lo cual indica que en esa fecha no se tendrá la capacidad de abastecer de agua potable a toda la población con la producción actual de 3089133 m<sup>3</sup>/año, y si no se toma en cuenta la producción de agua de la planta

antigua, la planta del barrio municipal (nueva), en estas condiciones no tendrá la capacidad de abastecer a la población de Bermejo.

A partir del año 2023, hasta el año 2037 el cual se estima una demanda de 4870260.33 m<sup>3</sup>/año, no se tendrá la capacidad de abastecer de agua potable a la población si las dos plantas siguen trabajando en sus condiciones actuales. Considerando que la planta del barrio municipal llegue a producir el caudal para el cual fue diseñado, tendría la capacidad de abastecer a la población hasta el año 2044, sólo la planta nueva del barrio municipal.

#### 4.2.2 Evaluación del tren de tratamiento existente de la planta

En la tabla 4.44 se puede observar si los procesos que componen la planta cumplen o no, con los criterios de selección de tratamiento según la calidad de su afluente que establece la norma Boliviana NB-689.

**Tabla 4. 44 Comprobación de los criterios de selección del tratamiento actual según la calidad del afluente de la planta**

Tipo de planta	Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptables.		calidad de agua cruda en la planta	norma NB-689
FILTRACIÓN RÁPIDA (PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS)	completa:	90 % DEL TIEMPO	To ≤ 1 000 UNT	To =1500	no cumple
			Co ≤ 150 UC	Co = 8416	no cumple
	coagulación + decantación +	80 % DEL TIEMPO	To ≤ 800 UNT	To =759	si cumple
			Co ≤ 70 UC.	Co = 4202	no cumple
filtración rápida Descendente.	ESPORADICAMENTE	To Max ≤ 1 500 UNT	To Max = 15939	no cumple	
		Si To > 1 500 UNT añadir presedimentador	To = 1604	si cumple añadir preedimentador	

Fuente: elaboración propia



**Análisis de resultados**

De acuerdo a los resultados descritos anteriormente se puede observar que la planta trabaja el 90 % del tiempo con turbiedades menores 1500 UNT, y con color menor a 8416 UCV, lo cual no cumple con los criterios de selección que indica la norma para adoptar por el tren de tratamiento completo sin presedimentador.

La planta trabaja el 80 % del tiempo con turbiedades menores 759 UNT encontrándose de los rango de menores a 800 cumple con el criterio que establece la norma, pero no cumple con los valores máximos establecidos de color ya que trabaja el 80% con 4202 UCV, valor que se encuentra por encima del rango menor a 150 UCV. El valor máximo de turbidez que se presentó en la planta fue de 15939 UNT en el mes de noviembre, encontrándose por encima del valor 1500 UNT recomendado. La planta trabaja esporádicamente con turbiedades mayores a 1500 UNT lo cual indica que es necesario añadir un presedimentador, por tanto los procesos que componen la planta no son los adecuados para tratar un afluente de esas características, debido que falta un componente más previo al tratamiento que ayude a remover materia en estado de suspensión, especialmente en las épocas de crecidas.

### 4.2.3 Calidad del agua a la salida de la planta

Tabla 4. 45 Calidad del agua de entrada y salida en la planta promedio

MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	REFERENCIA NBS12
Turbiedad [FTU] salida	0.3	0.2	1.5	0.6	0.9	2.6	1.0	0.9	1.7	4.5	4.6	4.1	5
Turbiedad [FTU] entrada	1604.8	1228.0	123.5	226.2	16.6	6.0	4.1	5.8	19.0	821.6	1313.0	533.0	
Color [UCV] salida	2.1	0.9	7.2	3.7	6.9	12.4	10.8	9.8	10.8	14.4	14.4	13.7	15
Color [UCV] entrada	9005.5	6476	717.1	1249	87.61	29.79	21.9	32.31	102.3	4523	7231	5501	
pH salida	6.5	6.3	6.5	6.5	6.6	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6,5 - 9
pH entrada	7.49	7.503	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	
Temperatura [°C] salida	24.8	24.5	21.1	21.4	15.9	16.8	17.8	16.3	16.0	20.2	24.7	27.3	
Temperatura [°C] entrada	24.44	24.33	21.04	21.34	15.88	0	0	0	16.36	0	0	21.75	
Cloro residual [mg/l]	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.5	0.4	0.4	0.3	0.2	0.2	> 0,2
Sólidos totales disueltos [mg/l] salida	72.3	79.1	77.4	89.4	107.8	121.0	100.1	100.7	98.2	97.2	89.2	88.8	1000
Sólidos totales disueltos [mg/l] entrada	70.7	72.73	76.65	90.25	95.04	0	0	0	104.1	0	0	80.93	
Conductividad [µs/cm] salida	144.7	158.2	154.8	178.1	215.6	242.0	200.2	201.4	196.4	194.4	178.5	177.6	1500
Conductividad [µs/cm] entrada	137.28	144.6	153.7	183.2	194.1	0	0	0	227.4	0	0	159.4	

Fuente: elaboración propia

#### Análisis de resultados

Se puede observar que los datos de calidad del afluente tienen valores muy por encima que del efluente, y que los mismos cumplen con los requisitos de la norma. Al comparar los datos de calidad de salida de la planta con los de entrada se puede observar que no

conducen con los análisis de calidad del afluente, porque no reflejan las verdaderas condiciones actuales en las que trabaja la planta en épocas de crecida.

Los resultados de la muestra tomada cumplían con los requisitos de la norma NB-512, excepto los nitritos, sin embargo por ser solo una muestra y de época de primavera no es muy representativa.

#### 4.2.4 Evaluación del mezclador de resalto hidráulico

**Tabla 4. 46 Relación de caudales de aforo de molinete-reglilla de medición**

<b>Caudal molinete (L/s)</b>	31.25	74.52	88.3	111.16	129.27	135.04
<b>Caudal reglilla (L/s)</b>	30.7	62.1	73.4	88.5	102.8	104.4

Fuente: elaboración propia

**Tabla 4. 47 Comprobación de las condiciones de mezcla**

canal rectangular con cambio de pendiente				
parámetros	Unidades		comprobación	norma
Número de Froude (F1)	adimensional	4.5	cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Tiempo de mezcla (T)	Seg	2.93	no cumple	
Gradiente de velocidad (G)	s-1	986	no cumple	
Comprobación de energías	-	$1.04 = 0.57$	no cumple	

Fuente: elaboración propia

#### Análisis de resultados

De la calibración de la estructura de medición se observa un gran desfase entre el valor real medido en la planta respecto al valor de caudal tomado por la reglilla de medición la diferencia del caudal entre el valor medido y valor real oscila en un 16.47 % de variación.

Actualmente la cresta del vertedero presenta desgaste y fisuras debido a la calidad del agua que trata en épocas de lluvia y a que lleva 14 años en funcionamiento. Lo cual influye en los datos de la ecuación utilizada para la determinación de los caudales dados por la reglilla.

Se determinó que el tiempo de mezcla es de 2.93 s, el cual cumple con la normativa de tiempos óptimos de acuerdo a la coagulación de barrido se completa hasta en 7 s, sin embargo se necesita más tiempo de mezcla para ese tipo calidad de agua que recibe la planta ya que en la coagulación de barrido influye más los aspectos químicos que la intensidad y el tiempo de mezcla.

En la determinación de la intensidad de mezcla, se calcula el gradiente de velocidad en la unidad, con relación a lo recomendado el gradiente es de 975 s<sup>-1</sup>, encontrándose por encima del rango óptimo que recomienda la Norma para mezcladores hidráulicos que esta entre 400 s<sup>-1</sup> y 800 s<sup>-1</sup> para aguas que coagulan por mecanismo de barrido,

Un número de Froude estable con valor adimensional igual a 4.5, se encuentra dentro del rango que recomienda la Norma de (4.5 a 9.0); sin embargo el resalto hidráulico no se produce al pie de la rampa, lugar donde se encuentran el aplicador del coagulante, haciendo que la aplicación del coagulante no se de en el punto óptimo de mayor turbulencia (inicio del resalto).

La grada que se coloca al final de la longitud de mezcla no tiene la altura suficiente para contribuir a contener el resalto, haciendo que éste no se dé al pie de la rampa.

El resultado de la verificación de igualdad de energías es:

Altura de la rampa + tirante de agua en el vertedero de coronación de la rampa = pérdida de carga + altura del tirante aguas abajo del resalto

$1.04=0.57$ , lo cual indica que la unidad no está funcionando correctamente debido a que la rampa no tiene la altura suficiente para contener el resalto.

#### 4.2.5 Evaluación del proceso de floculación

**Tabla 4. 48 Comprobación de las condiciones de floculación**

floculador hidráulico de flujo horizontal					
parámetros	unidades		comprobación	norma	
<b>tiempo de retención</b>					
total	min.	39	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua	
<b>gradiente hidráulico</b>					
cámara 1	SEG-1	18	no cumple		
cámara 2	SEG-1	8	no cumple		
cámara 3	SEG-1	7	no cumple		
<b>Velocidades</b>					
cámara 1	m/s	0.09	cumple		
cámara 2	m/s	0.06	no cumple		
cámara 3	m/s	0.05	no cumple		

Fuente: elaboración propia

**Tabla 4. 49 Comprobación de las condiciones de floculación**

Floculador hidráulico de flujo horizontal (2)					
parámetros	unidades		comprobación	norma	
<b>tiempo de retención</b>					
total	min.	38	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua	
<b>gradiente hidráulico</b>					
cámara 1	SEG-1	16	no cumple		
cámara 2	SEG-1	7	no cumple		
cámara 3	SEG-1	6	no cumple		
<b>Velocidades</b>					
cámara 1	m/s	0.09	no cumple		
cámara 2	m/s	0.06	no cumple		
cámara 3	m/s	0.05	no cumple		

Fuente: elaboración propia

#### Análisis de resultados

El tiempo de retención igual a 39 minutos no es óptimo al encontrarse por encima de los rangos de 15 a 30 minutos según la Norma NB-689, este tiempo corresponde a la suma de los tiempos que tarda el agua al hacer el recorrido por las tres secciones del

floculador. Esta situación hace que los flóculos empiecen a sedimentar en esta unidad porque están más del tiempo necesario para aglomerarse, lo cual genera problemas al reducir los periodos de limpieza.

El gradiente de velocidad en las tres secciones del floculador 1 son 18, 8, 7 y el del floculador 2 son 16, 7, 6, los cuales no son los adecuados al encontrarse por debajo de los rangos recomendados de 50 a 100  $s^{-1}$  en la cámara 1, con un valor, 20 a 50 en la cámara 2 y de 10 a 40 en la cámara 3, esto es tomado en base a las pérdidas de carga y la longitud de la trayectoria del flujo. Permitiendo que la intensidad de mezcla no sea la suficiente para que las partículas puedan aglomerarse. Ya que el proceso de la colisión entre partículas será bajo, porque al transportarse no chocarán con la intensidad necesaria para que se adhieran. Sin embargo el tiempo de retención es de 40 min el cual pueden llegar a adherirse hasta sedimentar en esta unidad.

La velocidad a través de las tres secciones del floculador 1 son 0.09, 0.06, y 0.05 m/s y las del floculador 2 son 0.09, 0.06 y 0.05 respectivamente, estas velocidades se encuentran por debajo del rango recomendado que es de 0.10 a 0.60 m/s, permitiendo una agitación constata y baja al hacer chocar las partículas para que se adhieran unas a otras y hacer crecer el floc., al punto que se empieza a sedimentar en esta unidad, ocasionando problemas al reducir los periodos de limpieza y deterioro de la estructura.

El caudal de 45 L/s para cada floculador es muy bajo, influye en los gradientes bajos y tiempos altos ya que cada floculador ha sido diseñado para tratar 80 L/s

#### 4.2.6 Evaluación del proceso de sedimentación

**Tabla 4. 50 Comprobación de las condiciones de sedimentación (1 y 2)**

Parámetros	Unidades	Valor	Comprobación	Norma
Carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa. $V_o$	m/día	58.824	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Carga superficial de sedimentación de alta tasa $V_{sc}$	m/día	4.572	cumple	
Número de Reynolds	-	33.844	cumple	
Tiempo de retención	min	29.376	no cumple	

Fuente: elaboración propia

**Tabla 4. 51 Comprobación de las condiciones de sedimentación (3 y 4)**

Parámetros	Unidades	Valor	Comprobación	Norma
Carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa. $V_o$	m/día	69.282	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
carga superficial de sedimentación de alta tasa $V_{sc}$	m/día	5.385	cumple	
Numero de Reynolds	-	39.860	cumple	
Tiempo de retención en placas	min	24.942	cumple	

Fuente: elaboración propia

#### Análisis de resultados

La carga superficial en el área de sedimentación ( $V_o$ ) = 58.824 en el sedimentador 1 y 2, 69.282 m/día en el sedimentador 3 y 4, se encuentra por debajo de los rangos de 120-185 m/día para que acarree el arrastre de los flóculos depositados, sin embargo está por encima de la carga superficial de sedimentación de alta tasa ( $V_{sc}$ ). Por lo tanto cualquier partícula con velocidad igual o mayor a la crítica será automáticamente removida.

La carga superficial de sedimentación de alta tasa ( $V_{sc}$ ) de los sedimentadores 1 y 2 es de 4.57 m/día y las de los sedimentadores 3 y 4 es de 5.385 m/día, están por debajo del rango establecido en la norma de 14 a 22 m/día

El número de Reynolds ( $N_r$ ) = 33 en el sedimentador 1 y 2, en el sedimentador 3 y 4 es de 39, lo cual cumple con lo recomendado en la norma por ser menor de 500 garantiza el flujo en transición.

El tiempo en retención en las placas es de 29.376 min en el sedimentador 1 y 2, 24.942 min en el sedimentador 3 y 4. El primero se encuentra fuera del rango establecido por la norma de 15 a 25 min, el segundo se encuentra dentro del rango.

#### 4.2.7 Evaluación del proceso de filtración.

**Tabla 4. 52 Comprobación de las condiciones de filtración**

Parámetros	unidades	Valor	comprobación	Norma
Tasa de filtración $V_f$	m/día	98.6176	no cumple	NB-689 Reglamento técnico de diseño para plantas potabilizadoras de agua
Tasa de lavado $V_l$	m/día	0.52048	no cumple	

Fuente: elaboración propia

#### Análisis de resultados

La Norma indica que la tasa promedio de filtración óptima depende de las características del lecho filtrante, las condiciones de operación de la planta y la calidad y cantidad del agua que se desea producir; para que la tasa promedio de filtración sea favorable esta debe estar en un rango de 240 a 360  $m^3/m^2 \cdot día$ ; por lo que 98.61  $m^3/m^2 \cdot día$  es una tasa que se encuentra por debajo de esas condiciones, sin embargo brinda buenos niveles en la calidad del agua, pero en épocas de crecidas tiene más dificultades.



## 5. PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

### 5.1. Identificación de los procesos que repercutirán en el mejoramiento de la planta

- **Mezcla rápida**

En esta unidad se evidencio que no se cumplen con los parámetros físicos tanto en el tiempo de mezcla y el gradiente, pero para las aguas que coagulan por el mecanismo de barrido son más importantes las condiciones químicas (dosis de coagulante) que los parámetros de mezcla, sin embargo para conseguir un comportamiento hidráulico óptimo en la unidad, es recomendable que se disponga de un juego de rampas al final de la longitud de mezcla en función al caudal de operación, de tal manera que pueda contribuir a contener el resalto, para que este se dé al pie de la rampa. Y por consiguiente el coagulante sea aplicado en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto).

Debido a esta situación se determinó la altura de la rampa al final del resalto para diferentes caudales desde 10 L/seg hasta 160 L/seg, a partir de la ecuación de energías para la comprobación de buen funcionamiento:

$$P+h_3=h_p+h_2 \quad (5.1)$$

Dónde:

$E_o$  = Altura de la cresta de vertedero

$h_3$  = Altura en la cresta de vertedero

$h_p$  = Perdida carga

$h_2$  = Tirante después del resalto

Como la rampa al final del resalto ( $h$ ) está dada por:

$$h = \frac{h_2}{6} \quad (5.2)$$

Despejando  $h_2$ :

$$h_2 = 6 * h \quad (5.3)$$

Sustituyendo en la ecuación 4.1:

$$P + h3 = hp + 6 * h \quad (5.4)$$

La rampa al final del resalto (h) está dada por:

$$h = \frac{P+H3-hp}{6} \quad (5.5)$$

Los resultados se encuentran en la tabla 5.1, la memoria de cálculo se encuentra en el Anexo I.

**Tabla 5. 1 Altura de la rampa al final del resalto**

Caudal de operación (m <sup>3</sup> /seg)	P (m)	Ho (m)	hp (m)	Altura de la rampa (h) (m)
0.01	0.88	0.04	0.07	0.14
0.02	0.88	0.06	0.11	0.14
0.03	0.88	0.08	0.14	0.14
0.04	0.88	0.09	0.17	0.13
0.05	0.88	0.11	0.20	0.13
0.06	0.88	0.12	0.22	0.13
0.07	0.88	0.13	0.25	0.13
0.08	0.88	0.14	0.27	0.13
0.09	0.88	0.16	0.29	0.12
0.10	0.88	0.17	0.31	0.12
0.11	0.88	0.18	0.34	0.12
0.12	0.88	0.19	0.36	0.12
0.13	0.88	0.20	0.38	0.12
0.14	0.88	0.21	0.39	0.12
0.15	0.88	0.22	0.41	0.11
0.16	0.88	0.23	0.43	0.11

**Fuente:** elaboración propia

De acuerdo a la tabla 5.1 se puede observar que para caudales de 0.01 m<sup>3</sup>/seg a 0.03 m<sup>3</sup>/seg se debe utilizar una altura rampa de 14cm, para caudales 0.04 m<sup>3</sup>/seg a 0.08 m<sup>3</sup>/seg se debe utilizar una altura de rampa de 13cm, para caudales de 0.09 m<sup>3</sup>/seg a 0.14 m<sup>3</sup>/seg se recomienda una altura de rampa de 12 cm, para caudales de 0.15 m<sup>3</sup>/seg a 0.16 m<sup>3</sup>/seg se recomienda una altura de rampa de 11 cm. en el Anexo G se encuentra la memoria de cálculo de las condiciones de mezcla rápida para distintos caudales de operación

- **Floculación**

En esta unidad se evidencio que no se cumple con el tiempo de floculación ya que es mayor al establecido y el gradiente de velocidad es muy bajo, debido a que los floculadores trabajan con caudales de 45 L/s, estando por debajo del caudal de diseño, Para conseguir un comportamiento hidráulico óptimo se propone que, cuando la planta trate caudales menores a los 90 L/s, trabaje de manera alterna con un floculador, dos sedimentadores y cuatro filtros pequeños, de esta manera la aumentará el gradiente de velocidad y disminuirá el tiempo de floculación.

Sin embargo se recomienda que se ajuste y reordene las pantallas, a través de un análisis de prueba de jarras que determine los parámetros óptimos de floculación, a partir de estos determinar el número de pantallas necesarias para tratar la calidad de agua de su afluente, además se debe realizar análisis de los granos depositados en el floculador en tiempo de crecidas para determinar si existen granos mayor a 0.2 mm, que en su caso se necesitaría un desarenador o se ve la posibilidad de mejorar el existente.

- **Sedimentación**

En esta unidad se evidenció que con el número de sedimentadores actuales se cubre la tasa de sedimentación. Debido a que se encuentra por debajo de las cuales fueron diseñadas, sin embargo se observó que faltan placas a algunos sedimentadores, haciendo que se baje la eficiencia de la unidad. Para conseguir mejorar la eficiencia en la unidad se propone la reposición de placas y de acuerdo a los caudales que trata, trabajar con menos unidades para lograr estar dentro del rango de 14-20 m/ día, y se produzca una eficiencia de remoción entre el 70% y el 98 %.(NB-689,2004)

- **Filtración**

En esta unidad se evidenció que, con el número de filtros actuales se cubre la tasa de filtración, sin embargo para mejorar la eficiencia del proceso se recomienda trabajar con 4 unidades cuando se disponga de caudales menores a 90 L/s y trabajar con 6 unidades cuando se disponga de caudales mayores a los 90 L/s.

- Al realizar el análisis de la calidad del afluente de la planta se comprobó que los procesos que componen la planta no son los adecuados para tratar la calidad de su afluente, debido a que le falta un componente previo al tren de tratamiento que ayude a reducir los sólidos en suspensión de distintos tamaños que traen consigo las aguas del río Bermejo, lo cual afecta la eficiencia de remoción, la producción continua de agua, además representa un funcionamiento antieconómico al adicionar gran cantidad de químicos y ocasiona el rápido deterioro de las estructuras existentes, disminuyendo su vida útil y su funcionamiento.

Debido a esta situación, es necesaria su remoción previa especialmente en temporada de lluvias, para lo cual se propone el diseño de un presedimentador que permita mejorar la eficiencia de remoción en la planta, por consiguiente reducirá la adición de químicos haciendo que el tratamiento sea más económico y tenga una producción continua de agua. Sin embargo es importante mencionar que existen otros tipos de tratamientos previos que pueden ayudar a optimizar el funcionamiento de la planta.

## **5.2 Presedimentador**

### **5.2.1 Fundamentos teóricos para el diseño y dimensionamiento de un presedimentador como tratamiento primario**

Los presedimentadores sirven principalmente al propósito de reducir la turbiedad y de eliminar las sustancias en suspensión que pueden separarse, en un tiempo razonable, por la sola acción de la gravedad.

Generalmente en épocas lluviosas la turbiedad normal del líquido a tratar, se incrementa lo que dificulta el proceso de potabilización.

Se deben efectuar pruebas de campo en probetas graduadas cuando ocurre esa situación.

Si el material en suspensión se asienta rápidamente, formándose una interface sólido-líquido, se considera que el líquido contiene material silíceo de tamaño reducido pero de masa específica elevada, que es la que produce ese fenómeno.

Generalmente las partículas discretas que sedimentan en ese corto tiempo, tienen un tamaño cercano a 0,01 mm y una masa específica aproximada de 2650 kg/m<sup>3</sup>, similar a la de la arena.

Al igual que los desarenadores, los tanques de sedimentación son bastante eficientes en la remoción de sólidos relativamente pesados y grandes, tales como son los granos de arena.

La materia inorgánica con tamaño mayor a 0,02 mm por lo general puede ser removida por sedimentación natural, sin el uso de coagulantes químicos.

Cuando predominan las partículas de tamaño mayor a 0,2 mm se diseñan los desarenadores. En cambio para valores menores es conveniente proyectar presedimentación en algunos casos como tratamiento previo a la filtración lenta de arena y en otros a un proceso de coagulación-floculación con el objeto de economizar coagulante.

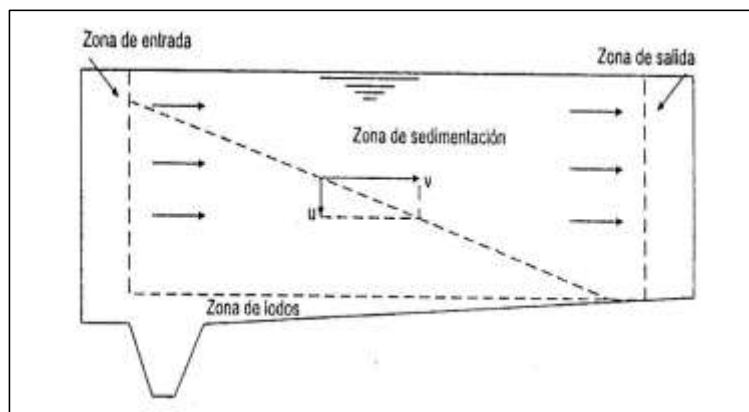
Los tanques de sedimentación pueden ser de forma rectangular, cuadrada o circular. En zonas donde no se tenga certeza de contar con personal capacitado para las tareas de operación y mantenimiento se recomienda el uso de tanques rectangulares de flujo horizontal, operados en forma continua.

Para el diseño de presedimentadores debe efectuarse previamente una prueba de sedimentabilidad empleando una columna de sedimentación con agua en reposo.

#### **5.2.1.1 Parámetros de diseño**

- Se toma en consideración en las partículas discretas la velocidad de sedimentación  $V_s$  velocidad de escurrimiento horizontal  $V_h$ . Detalles de la zona de entrada, zona de sedimentación, zona de salida y zona de lodos se muestran en la figura 5.1:

**Figura 5. 1 Zonas de un presedimentador**



Fuente: (Rojas, 2000)

- El diseño de los tanques de presedimentación está gobernado por 3 criterios: la cantidad de agua a ser tratada, la adecuada selección del tiempo de retención y la selección de la carga superficial.
- Considerando una profundidad  $H$  del presedimentador, una partícula sedimentará con una velocidad de caída constante  $V_s$  y alcanzará el fondo al cabo de un tiempo  $t$ .
- La velocidad horizontal debe ser menor a la velocidad de arrastre de las partículas.
- La Tabla 5.2 a continuación, señala valores que podrán adoptarse según criterios del proyectista y comprobarse con las pruebas que se realicen en campo o laboratorio; pruebas en columna de sedimentación o pruebas de jarras.

**Tabla 5.2 Parámetros de diseño**

Parámetro de diseño	Unidades	Valores
Tiempo de retención	Horas	1,5 - 3,0
Carga superficial	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d ( mm/s)	24,2 – 60,5 (0,28 – 0,70)
Velocidad horizontal	mm/s	<10
Carga lineal de vertederos	Litros/ m s	<10

Fuente: (NB -689, 2004)

### 5.2.1.2 Dimensionamiento

#### a) Superficie del presedimentador

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad A_s = B * L \quad (5.6)$$

Donde:

q = Carga superficial adoptada en m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>s

Q = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

B = Ancho del presedimentador en m

L = Largo del presedimentador en m

A<sub>s</sub> = Área superficial en m<sup>2</sup>

Relación largo – ancho: L/B = 4 a 8

#### b) Profundidad del presedimentador

$$H = \frac{Q * t}{A_s} \quad T = \frac{V}{Q} \quad V_H = \frac{100 * Q}{B * H} \quad (5.7)$$

Dónde:

H = Profundidad del presedimentador en m

Q = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

B = Ancho del presedimentador en m

$V_h$  = Velocidad de escurrimiento horizontal en m/s

$t$  = Tiempo de retención en segundos en s

$V$  = Volumen del presedimentador en  $m^3$

$A_s$  = Área superficial en  $m^2$

### c) Estructuras de entrada

Permiten distribuir el flujo de manera uniforme en el área transversal de la zona de sedimentación. Se constituyen en elementos que regulan el régimen hidráulico, proporcionando menores velocidades de escurrimiento a partir de la pérdida de energía debido a la pérdida de carga que se produce en sus dispositivos.

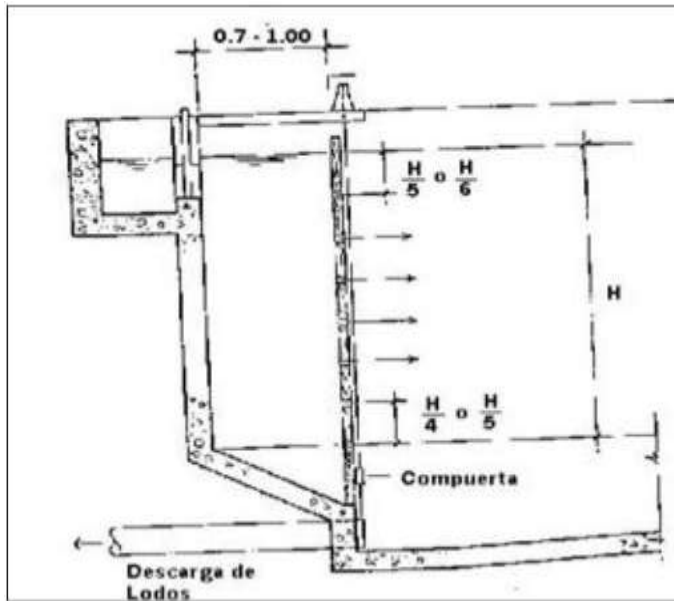
Consiste en un canal cuya longitud es igual al ancho del presedimentador y que tiene provisto en su base orificios de sección circular que permiten al flujo ingresar de forma vertical y de manera sumergida, con velocidades de 0,2 m/s a 0,3 m/s.

El canal de ingreso debe ser diseñado para una velocidad de 0,30 m/s con una sección mayor a por lo menos 1,5 a 2,0 veces el área total de los orificios.

A objeto de distribuir mejor el ingreso de agua, se podrá colocar una pantalla deflectora provista de orificios de sección circular a una distancia “d” de la pared de la zona de entrada distribuida sobre el 90% de la altura total y a lo largo del ancho del tanque. La separación y diámetro de los orificios se asumirán de tal manera que la variación del caudal entre los orificios superiores e inferiores sea menor al 5 %. Ver la figura 5.2 y 5.3:



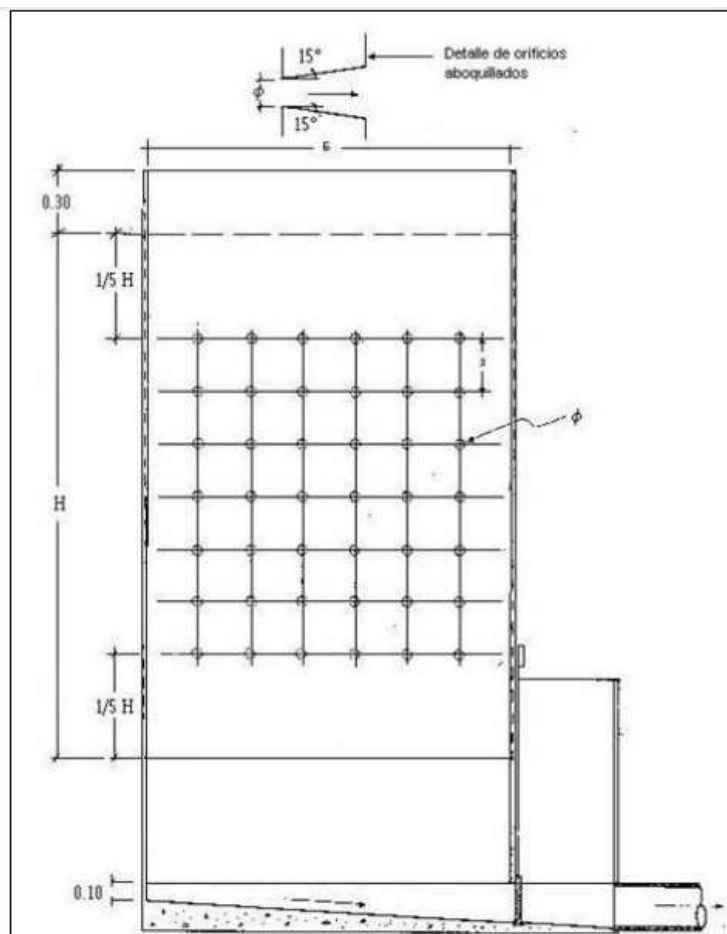
Figura 5. 2 Ubicación de la pantalla difusora desde la pared de entrada



Fuente: (Rojas, 2000).

- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a  $\frac{1}{5}$  o  $\frac{1}{6}$  de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre  $\frac{1}{4}$  o  $\frac{1}{5}$  de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

**Figura 5. 3 Ubicación de los orificios en la pantalla difusora**



Fuente: (Rojas, 2000).

#### **d) Estructuras de salida**

Tienen por objeto recolectar el agua de manera uniforme. Un mal diseño y construcción de estas estructuras podrán provocar la resuspensión en la zona próxima a la zona de salida. Se puede utilizar canaletas de rebose a las cuales se les practicará vertederos triangulares o rectangulares en número tal que evacuen el caudal de diseño y presenten

crestas de no más de 0,03 m para evitar la resuspensión de los sólidos en la zona de salida.

### 5.2.2 dimensionamiento del presedimentador

Para el diseño de presedimentadores debe efectuarse previamente una prueba de sedimentabilidad empleando una columna de sedimentación con agua en reposo, especialmente en épocas crecidas donde se presentan las situaciones más críticas, sin embargo por los cambios climáticos esto no fue posible, ya que se esperaba que por lo menos hasta fines de noviembre llegara a producir estas situaciones y no ocurrió, por lo tanto se dimensionó en base a los valores adoptados de velocidad de sedimentación de tablas establecidas en la Norma NB-689, los cuales serán datos aproximados y no reales.

En el dimensionamiento se tomó en cuenta el caudal de diseño de la toma de captación de 0.08 m<sup>3</sup>/s, la velocidad de sedimentación fue adoptada de acuerdo a la Norma Boliviana NB-689 con un valor más crítico de 0.028cm/s.

Por lo tanto:

V <sub>s</sub> =	0.005	0.00005 m/seg	velocidad de sedimentación o carga superficial adoptada.
Q=	0.08		caudal de diseño

Superficie de la zona de sedimentación:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad ; \quad A_s = B \cdot L \quad (5.8)$$

Donde:

q = Carga superficial adoptada en m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>s

Q = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

B = Ancho del presedimentador en m

L = Largo del presedimentador en m

A<sub>s</sub> = Área superficial en m<sup>2</sup>

$$A_s = \frac{0,08 \text{ m}^3/\text{s}}{0,00015 \text{ m}/\text{seg}}$$

$$As = 285.71 \text{ m}^2$$

Se asume un ancho de sedimentador y se determina la longitud de sedimentación

$$B = 7 \text{ m}$$

$$L2 = \frac{As}{B} = \frac{533.33 \text{ m}^2}{11 \text{ m}} \quad (5.9)$$

$$L2 = 40.81 \text{ m}$$

Se asume la entrada de separación entre la entrada y pantalla difusora (debe ser entre 0.7 a 1m) (CEPIS/OPS, 2005)

$$L1 \text{ asumido} = 1 \text{ m}$$

Entonces se tiene como longitud de la unidad

$$L = L1 + L2 \quad (5.10)$$

$$L = 41.81 \text{ m}$$

Se verifica si cumple el requisito de relación de L/B de los criterios de diseño

$$L/B = 5.97$$

(satisface el requisito L/B de 4 a 8) (NB-689, 2004)

La profundidad de la zona de sedimentación asumida será:

$$H = 1.5 \text{ m}$$

El tiempo de retención será:

$$t = \frac{As * H}{3600 * Q} \quad (5.11)$$

$$t = 1.5 \text{ hr}$$

Se determina la velocidad horizontal

$$V_H = \frac{100 * Q}{B * H} \quad (5.12)$$

$$V_H = \quad \quad \quad \mathbf{0.768 \text{ cm/seg}}$$

$$V_H = \quad \quad \quad \mathbf{7.68 \text{ mm/seg}}$$

(satisface el requisito  $< 10 \text{ mm/seg}$ ) (NB-689, 2004)

La velocidad de arrastre de las partículas en m/seg

$$V_a = \sqrt{40 * (\rho_s - \rho_w) * g * d / (3 * \rho_w)} \quad (5.13)$$

Donde:

$V_a$  = Velocidad de arrastre de las partículas en m/s

$g$  = Gravedad en m/s<sup>2</sup>

$\rho_s$  = Densidad de partículas en kg/m<sup>3</sup>

2650

$\rho_w$  = Densidad del agua en kg/m<sup>3</sup>

998.29

$d$  = Tamaño o diámetro de partícula en m

1E-05

$$V_a = \quad \quad \quad \mathbf{0.0589 \text{ m/seg}}$$

$$V_a \quad \quad \quad V_H$$

$$0.0589 \quad \quad > \quad \quad 0.00768$$

(satisface el requisito  $V_a > V_H$ ) (NB-689, 2004)

La pendiente puede variar de 5% a 10% en el fondo de la unidad se tiene como altura máxima:

$$H'' = H + 0,1H \quad (5.14)$$

$$H'' = \quad \quad \quad \mathbf{1.64 \text{ m}}$$

### Estructuras de entrada

Se asume la entrada de separación entre la entrada y pantalla difusora

$$L1 = 1 \text{ m}$$

Dimensionamiento de la pantalla difusora para producir la distribución uniforme del flujo en el ingreso a la zona de sedimentación.

Se asume una velocidad de paso entre los orificios: la velocidad de orificios no debe ser mayor a 0.2 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación (NB-689, 2004)

$$V_o = 0.1 \text{ m/seg}$$

Se determina el área total de los orificios

$$A_o = \frac{Q}{V_o} \quad (5.15)$$

$$A_o = 0.8 \text{ m}^2$$

Se adopta un diámetro de orificio

$$d_o = 0.075 \text{ m}$$

Entonces se determina el área de cada orificio:

$$A_o = \frac{\pi}{4} d_o^2 \quad (5.16)$$

$$a_o = 0.004418 \text{ m}^2$$

Se determina el número de orificios

$$n = \frac{A_o}{a_o} \quad (5.17)$$

$$n = 181.083 = 182$$

Se determina la porción de altura de la pantalla difusora con orificios

$$h = H - \frac{2}{5} * H \quad (5.18)$$

$$h = 0.89 \text{ m}$$

Ya conociendo la parte que van a ocupar los orificios en la pantalla difusora y el número de orificios solo nos queda ubicarlos homogéneamente en esta zona (CEPIS/OPS,2005)

De forma que tenemos que asumir el número de filas y columnas que habrán en la pantalla difusora:

Se asume el número de filas de orificios  $n_f = 5$   
Entonces se tiene el número de columnas  $n_c = 36$

Se determina el espaciamiento entre filas

$$a_1 = \frac{h}{n_f} \quad (5.19)$$

$$a_1 = 0.18 \text{ m}$$

Se determina el espaciamiento entre columnas

$$a_2 = \frac{B - d_o * (n_c - 1)}{n_c - 1} \quad (5.20)$$

$$a_2 = 0.13 \text{ m}$$

El canal de ingreso debe ser diseñado para una velocidad de 0.2 a 0,30 m/s (NB-689)

Para el dimensionamiento del canal se utilizó el programa de Hcanales:

Lugar:	Barrero	Proyecto:	Presedimentador
Tiempo:		Revestimiento:	Hormigón

<b>Datos:</b>	
Caudal (Q):	0.08 m <sup>3</sup> /s
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.018
Pendiente (S):	0.0001 m/m

<b>Resultados:</b>			
Tirante (y):	0.4434 m	Ancho de solera (b):	0.8867 m
Perímetro (p):	1.7734 m	Área hidráulica (A):	0.3931 m <sup>2</sup>
Radio hidráulico (R):	0.2217 m	Espejo de agua (T):	0.8867 m
Velocidad (v):	0.2035 m/s	Número de Froude (F):	0.0976
Energía específica (E):	0.4455 m-Kg <sup>1/2</sup> /g	Tipo de flujo:	Subcrítico

Calcular	Limpia Pantalla	Imprimir	Menú Principal	Calculadora
----------	-----------------	----------	----------------	-------------

A través de los resultados mostrados en el programa se puede observar que la velocidad en el canal es de:

$$V=0.2035 \text{ m/seg}$$

(satisface el requisito de 2m/s a 3 m/s) (NB-689, 2004)

### Estructuras de salida

Con un vertedero de salida de longitud de cresta igual al ancho de la unidad se tiene como altura de agua sobre el vertedero:

$$H_2 = \left( \frac{Q}{1,84 * B} \right)^{2/3} \quad (5.21) \quad (5.19)$$

$$H_2= 0.02m$$

Satisface el requisito de < 0.02m para evitar la re suspensión de sólidos en la zona



de salida (NB-689).

Tiempo de vaciado del presedimentador:

$$t_1 = \frac{\text{Area sedim.} * \sqrt{H}}{4850 * S} \quad (5.22)$$

Donde=

S= sección del conducto de evacuación de los barros m<sup>2</sup>

Adoptando para este conducto un diámetro de 400 mm resulta:

$$S = 0.1257 \text{ m}^2$$

$$t_1 = \frac{7 * 41.81 \text{ m} * \sqrt{1.64 \text{ m}}}{4850 * 0.1257 \text{ m}^2}$$

$$t_1 = 0.61 \text{ hr}$$

A continuación se muestra un esquema de vista en planta del presedimentador

## 6. CONCLUSIONES

- Se realizó el diseño del presedimentador en base a los criterios establecidos norma Boliviana y como complemento de algunos detalles el Manual CEPIS (2005). Debido a que no se pudo realizar una prueba de velocidad sedimentación por que no se llegaron a presentar crecidas representativas hasta fines de diciembre se utilizó para el diseño, la velocidad de sedimentación teórica establecida por la Norma Boliviana NB-689, obteniéndose un presedimentador de 285.71 m<sup>2</sup>, profundidad de 1.64 m y tiempo de retención de 1.5 horas. Sin embargo al tener turbiedades altas se hace necesario una verificación y prueba de laboratorio para determinar la eficiencia de la misma.
- Al realizar el análisis de la demanda se evidenció que la planta en sus condiciones actuales tiene la capacidad para satisfacer la demanda actual de agua, hasta la demanda en el año 2023 en el que se cumple el periodo de vida útil de la planta. Sin embargo desde esa fecha no podrá satisfacer la demanda de la población futura si se sigue encontrándose en estas condiciones, como ahora se está implementando una fuente a tratar la planta tendrá la capacidad para satisfacer de agua a la población por más de 20 años.
- Al realizar el análisis de la calidad de agua del afluente de la planta se pudo determinar que los procesos que componen la planta no son los adecuados para tratar la calidad de su afluente, debido a los valores de alta turbidez con los que trabaja en las épocas crecidas. Por lo tanto es necesario incorporar un componente más, como proceso previo al tratamiento.
- Al comparar los datos de la calidad del agua del afluente con la del efluente de la planta, se pudo observar que no refleja lo que está pasando con la realidad de la planta, por tener turbiedades muy elevadas en la entrada y en la salida muy bajas, haciendo referencia de que la planta está en buen funcionamiento y no tiene problemas al tratar elevadas turbiedades, lo cual no concuerda con el análisis de la calidad del afluente que determina que la planta no está en las condiciones adecuadas para tratar este tipo de calidad de agua.

- El análisis físico – químico y bacteriológico del efluente de la planta, tomado en época de primavera, demostraron que los parámetros están dentro de los límites máximos permisibles para consumo humano, excepto los nitritos, sin embargo al ser un análisis puntual no es muy representativo para este tipo de estudio.
- De la calibración de la reglilla de medición se obtuvo un gran desfase entre las lecturas de caudales medidos por la reglilla y las realizadas por el aforo de calibración por molinete, siendo que la diferencia del caudal entre el valor medido y valor real oscila en un 16.47% de variación
- Al evaluar las unidades que conforman la planta, se determinó que las mismas no están funcionando con las condiciones hidráulicas óptimas, debido a que algunos parámetros de operación de las mismas no cumplen con los que están exigidos por la norma.
- De acuerdo al análisis de los resultados de la evaluación se logró elaborar una propuesta que consta de un presedimentador el cual permitirá mejorar el funcionamiento de la planta, garantizar la calidad, continuidad de la producción, y reducirá la adición de químicos haciendo que su tratamiento sea más económico. Debido a que hidráulicamente es más eficiente, más económico (costo operacional, energía, mantenimiento).
- No se contaron con todos los parámetros de las fuentes y del agua tratada según la Norma NB- 512 (requisitos), por lo que la validez de la evaluación se debe realizar cuando se cuente con dichos valores.

### Recomendaciones

- Se recomienda que se realice un proyecto de investigación similar para el diseño del presedimentador, pero realizando previamente una prueba de sedimentabilidad, con datos de muestras tomadas en épocas crecidas donde se presentan las situaciones más críticas, ya que esto será más relevante para el propósito de esta investigación. Debido a que es muy importante el diseño y construcción de un presedimentador, especialmente si se trata aguas superficiales con las características del río Bermejo, donde se tienen altos niveles de turbiedad en época de crecidas, además es necesario para optimizar las proporciones de aditivos químicos, y producir menos daños bombas cuando el agua cruda es impulsada.
- Se recomienda que se realice análisis físicos químicos y bacteriológicos, pero con datos de muestras tomadas en época de crecida ya que esos datos serán más relevantes para el propósito de esta investigación.
- Cuando la planta trabaje con caudales inferiores a 90 L/s se recomienda utilizar 1 floculador, 2 sedimentadores y 4 filtros pequeños de manera alterna, cuando trabaje con caudales entre 90 L/s y 120 L/s se recomienda usar 2 floculadores, 4 sedimentadores y 6 filtros y para caudales superiores a 120 l/s se recomienda usara toda la planta.
- Se recomienda realizar una nueva calibración de la reglilla de medición con más puntos de aforos para que sea más representativa.
- Se recomienda la reposición de las placas que faltan en los floculadores y sedimentadores ya que éstas afectan a la eficacia de las unidades y el mantenimiento del mismo debido a que ya están deteriorados por la cantidad de años que está en funcionamiento y la calidad de agua que trata. A través de pruebas de laboratorio que nos permitan determinar parámetros óptimos para tratar la calidad de su afluente.

- Se recomienda hacer por lo menos realizar una prueba al año de los parámetros que establece la norma NB-512 para determinar cómo varía la fuente en épocas de lluvias y de estiaje a sí mismo para realizar las correcciones en tratamiento.
- Se obtuvo una gran diferencia entre las lecturas de caudales medidos por la reglilla y las realizadas por el aforo de calibración por molinete, se recomienda recalibrar la reglilla de acuerdo a los resultados obtenidos en el aforo de caudales en la entrada de la planta.
- Se recomienda que se realicen análisis un ensayo que permita determinar la concentración de lodos ya que es muy importante para el diseño de un presedimentador