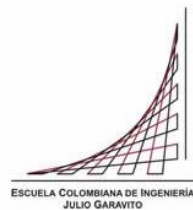


Maestría en Ingeniería Civil

**Evaluación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable del
Municipio de Cumaral – Meta**

Miguel Ángel Betancur Cruz

Bogotá, D.C., 20 de Enero de 2020



**Evaluación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable del
Municipio de Cumaral – Meta**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Ingeniería Ambiental**

Ing. Jairo Alberto Romero Rojas

Director

Bogotá, D.C., 20 de Enero de 2020



La tesis de maestría titulada “Evaluación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable en el Municipio de Cumaral – Meta”, presentada por Miguel Ángel Betancur Cruz, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Ambiental.

Director de la tesis

Ing. Jairo Alberto Romero Rojas

Jurado

Ing. María Paulina Villegas de Brigard

Jurado

Ing. Amalia Avendaño Sánchez

Bogotá, D.C., 20 de Enero de 2020 (fecha de aceptación del trabajo por parte del jurado)

Dedicatoria

A mi familia, esposa e hijos, por ser la motivación para obtener este logro.

Agradecimientos

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito y sus docentes, especialmente al Ingeniero Jairo Alberto Romero Rojas por sus valiosos aportes en el desarrollo del proyecto de grado.

RESUMEN

El tratamiento para agua potable tiene como finalidad adaptar los valores de parámetros fisicoquímicos y microbiológicos naturales de una fuente de abastecimiento superficial o subterránea, a los valores de referencia establecidos en la norma legal vigente, Resolución 2115 de 2007 del Ministerio de Protección Social.

En este trabajo, se presenta la evaluación de la PTAP existente en Cumaral, Meta y los resultados del diagnóstico realizado a cada componente del sistema de tratamiento.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

OBJETIVOS

METODOLOGÍA

1	PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	16
1.1	Mezcla rápida.....	16
1.2	Floculación.....	18
1.3	Sedimentación	19
1.4	Filtración	21
1.5	Cloración.....	26
2	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EXISTENTE	31
2.1	Población, dotación y demanda	31
2.2	Cámara de quietamiento	32
2.3	Cámara de alivio	33
2.4	Canal de entrada.....	34
2.5	Canaleta Parshall.....	35
2.6	Floculador Alabama	36
2.7	Sedimentador.....	38
2.8	Filtros	41
2.9	Cloración.....	45
2.10	Almacenamiento.....	46
3	DIAGNÓSTICO HIDRÁULICO	47
3.1	Cámara de quietamiento	47
3.2	Canaleta Parshall.....	48
3.3	Floculador Alabama	49
3.4	Sedimentador.....	52
3.5	Diagnóstico hidráulico filtro	54
3.6	Dosificación de productos químicos	55
4	RENDIMIENTO OPERACIONAL DE LA PTAP	58
4.1	Fuente de abastecimiento	58
4.2	Calidad del agua cruda	58

4.3	Calidad del agua tratada	60
4.4	Eficiencia del sistema de tratamiento	61
4.5	Eficiencia remoción de color.....	61
4.6	Comportamiento del pH	62
4.7	Comportamiento de la conductividad	63
4.8	Eficiencia remoción de turbiedad	64
4.9	Eficiencia remoción de hierro	65
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	67
5.1	Cámara de aquietamiento	67
5.2	Mezcla rápida.....	67
5.3	Floculadores	67
5.4	Sedimentadores	68
5.5	Filtros	68
5.6	Tratamiento de lodos.....	69
5.7	Caracterización de agua cruda.....	69
5.8	Ensayos de laboratorio.....	69
5.9	Información en sistemas de potabilización	70

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estructuras sistema de tratamiento	31
Tabla 2 Población, dotación y demanda - Diseños iniciales	32
Tabla 3 Cámara de aquietamiento	33
Tabla 4 Cámara de alivio	34
Tabla 5 Canal de entrada	35
Tabla 6 Canaleta Parshall.....	36
Tabla 7 Distribución y dimensiones codos de floculación.....	37
Tabla 8 Floculador Alabama	38
Tabla 9 Sedimentador.....	40
Tabla 10 Transición entre floculador y sedimentador.....	40
Tabla 11 Múltiple de distribución.....	41
Tabla 12 Recolección agua sedimentada	41
Tabla 13 Filtros.....	44
Tabla 14 Drenaje filtración	44
Tabla 15 Características del sistema de lavado de filtros.....	45
Tabla 16 Resultados diagnóstico hidráulico cámara de aquietamiento	47
Tabla 17 Resultados diagnóstico hidráulico Canaleta Parshall	48
Tabla 18 Resultados diagnóstico Floculador Alabama.....	49
Tabla 19 Resultados diagnóstico hidráulico floculador Alabama Q= 50L/s	50
Tabla 20 Resultados diagnóstico hidráulico floculador Alabama Q= 75L/s	51
Tabla 21 Resultados diagnóstico hidráulico sedimentador.....	53
Tabla 22 Resultados diagnóstico hidráulico filtros.....	54
Tabla 23 Análisis fisicoquímico y microbiológico agua cruda Rio Guacavia	59
Tabla 24 Análisis fisicoquímico y microbiológico agua tratada	60
Tabla 25 Eficiencia sistema de tratamiento de agua potable.....	61
Tabla 26 Eficiencia de remoción de color.....	61
Tabla 27 Comportamiento del pH	62
Tabla 28 Comportamiento de la conductividad	63
Tabla 29 Eficiencia de remoción de turbiedad	64
Tabla 30 Eficiencia de remoción de hierro	65

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Cámara de aquietamiento.....	33
Ilustración 2 Canaleta Parshall	34
Ilustración 3 Canal de aproximación y canaleta Parshall	35
Ilustración 4 Acceso floculador	36
Ilustración 5 Floculador Alabama	37
Ilustración 6 Sedimentador	39
Ilustración 7 Sistema de recolección principal y secundaria y acceso a filtros	39
Ilustración 8 Filtros.....	42
Ilustración 9 Acceso a filtros	43
Ilustración 10 Canal de agua filtrada.....	43
Ilustración 11 Estación de cloración.....	45
Ilustración 12 Tanque de almacenamiento.....	46
Ilustración 13 Almacenamiento productos químicos	55
Ilustración 14 Equipo prueba de jarras.....	56
Ilustración 15 Equipos dosificación	56

INDICE DE IMAGENES

Imagen 1 Eficiencia de remoción de color.....	62
Imagen 2 Comportamiento del pH	63
Imagen 3 Comportamiento de la conductividad	64
Imagen 4 Eficiencia de remoción de turbiedad.....	65
Imagen 5 Eficiencia de remoción de hierro	66

ANEXOS

Anexo 1. Planos del sistema de tratamiento.

Anexo 2. Diagnóstico hidráulico sistema de tratamiento de agua potable.

Anexo 3. Resultados caracterización fisicoquímica y microbiológica del agua.

INTRODUCCIÓN

El comportamiento hidráulico y operacional de los sistemas de tratamiento de agua potable, es fundamental para el cumplimiento de los valores de referencia establecidos en la norma legal aplicable y en la bibliografía especializada en este campo.

En el capítulo 1 se definen los principios que rigen el tratamiento de agua potable.

En el capítulo 2 se describe el sistema de tratamiento de agua potable existente. En el capítulo 3 se presenta el diagnóstico hidráulico de cada una de las estructuras existentes y del componente operacional.

En el capítulo 4 se determina el rendimiento operacional de la PTAP con base en los resultados obtenidos en la caracterización fisicoquímica y microbiológica del agua cruda, tratada y en cada una de sus operaciones.

En el capítulo 5 se presentan las recomendaciones pertinentes para el sistema de tratamiento existente.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Elaborar diagnóstico hidráulico y operacional de la planta de tratamiento de agua potable del Municipio de Cumaral – Meta.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros de diseño y condiciones hidráulicas de cada uno de los procesos desarrollados en la planta de tratamiento de agua potable.
- Determinar la eficiencia del sistema de tratamiento de agua potable en cada de las operaciones y el cumplimiento de la normatividad legal vigente en cuanto a la calidad del agua.
- Evaluar el componente operacional de la planta de tratamiento.
- Formular recomendaciones para el mejoramiento de las condiciones hidráulicas y operativas del sistema de tratamiento.

METODOLOGÍA

El proyecto se desarrolló bajo la siguiente metodología:

- Etapa 1: Descripción del sistema de tratamiento de agua potable existente.
- Etapa 2: Diagnóstico hidráulico de cada una de las estructuras existentes y del componente operacional.
- Etapa 3: Determinación del rendimiento operacional de la PTAP con base en los resultados obtenidos en la caracterización fisicoquímica y microbiológica del agua cruda, tratada y en cada una de sus operaciones.
- Etapa 4: Recomendaciones pertinentes para el sistema de tratamiento existente.

1 PRINCIPIOS DEL TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

El conocimiento de las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua superficial o subterránea a tratar es fundamental para adoptar las operaciones de tratamiento; dentro de ellas se resaltan la aireación, coagulación, floculación, sedimentación y filtración. En ocasiones, es suficiente implementar procesos de filtración acompañados con ajuste de pH como alternativa de tratamiento, basados en fuentes de abastecimiento de óptima calidad.

1.1 Mezcla rápida

La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases. En plantas de purificación de agua, el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua.

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como: resaltos hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida.

En los mezcladores hidráulicos la mezcla es ejecutada como resultado de la turbulencia que existe en el régimen del flujo; en los mecánicos la mezcla es inducida a través de impulsores rotatorios del tipo de hélice o turbina. Los de hélice, semejantes a hélices de barco, generan corrientes axiales fuertes que crean gran intensidad de la mezcla y sean usados para mezcla de alta velocidad con rotaciones de hasta 2000 revoluciones por minuto. Los impulsores de paletas generan principalmente corrientes radiales y tangenciales y son más usados en floculación con velocidades rotacionales bajas, 2-150 RPM, debido a la mayor área expuesta al agua.

El termino turbina se aplica, indistintamente, a una gran variedad de formas de impulsores; generalmente consiste en varias aletas rectas montadas verticalmente sobre un placa plana, aunque también se usan las aletas curvas. La rotación se hace a velocidades moderadas y las corrientes generadas son principalmente de dirección radial y tangencial. Los impulsores de flujo radial descargan el líquido desde el impulsor, a lo

largo de un radio, en ángulo recto a su eje; en los de flujo axial el líquido entra al impulsor y es descargado desde el, en forma paralela a su eje (Romero Rojas, 1999).

Mezcladores rápidos mecánicos

Los tanques de mezcla rápida se proyectan generalmente de sección circular o cuadrada. Los mezcladores mecánicos son fabricados por una cantidad de industrias; en general consisten en hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz cualquiera. Los ejes giran a un número alto de revoluciones lo cual agita el agua en forma violenta y propicia la mezcla rápida y uniforme del coagulante.

Las turbinas de flujo axial mueven el líquido paralelamente al eje del impulsor; las de flujo radial mueven perpendicularmente al eje de rotación. En general, se pueden visualizar tres clases de componentes de flujo inducidas por un impulsor rotatorio.

Las componentes axial y radial son buenas para mezcla; la componente tangencial puede limitar la magnitud de la mezcla al causar vórtice. En la práctica, la mezcla es el resultado de una combinación de las tres componentes. El vórtice o remolino másico del fluido debe restringirse en todos los tipos de impulsores pues causa una reducción en la diferencia entre la velocidad del fluido y el impulsor, disminuyendo la efectividad de la mezcla. Cuando el tanque de mezcla es pequeño, el vórtice puede prevenirse montando el impulsor desplazado del eje central o en ángulo con la vertical, o las dos cosas.

El método usual consiste en instalar cuatro o más pantallas, de un ancho igual a 1/10 del diámetro del tanque, para romper el movimiento másico y rotatorio y promover la mezcla vertical; sin embargo, en tanques de concreto cuadrado, los baffles se omiten a menudo (Romero Rojas, 1999).

Mezcladores rápidos hidráulicos

Los mezcladores rápidos hidráulicos se utilizan cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. En general se utilizan resaltos hidráulicos, canaletas Parshall, tubos Venturi, dispersores de tubos perforados y tanques con baffles, para disipar energía en turbulencias aprovecharla para la mezcla del coagulante. El mezclador hidráulico tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico, consideración muy importante

en el diseño de plantas en los que no se dispone de personal capacitado para mantenimiento no de suministro apropiado de repuestos (Romero Rojas, 1999).

1.2 Floculación

El termino floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados.

De la misma manera que la coagulación, la floculación es influenciada por fuerzas químicas y físicas tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración del floculo, el pH, la temperatura del agua y la concentración de los electrolitos. En partículas muy pequeñas el movimiento browniano provee cierto grado de transporte de ellas creando la floculación pericinetica, pero en partículas grandes el movimiento browniano es muy lento y se requiere algún mecanismo de transporte que induzca la colisión de las partículas creando la floculación ortocinetica.

Teniendo en cuenta que la influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores que participan en la floculación no están aún definidas exactamente, es importante conocer el comportamiento del agua mediante ensayos de jarras o experiencias previas en las plantas de tratamiento.

En la floculación, una vez inducido y mezclado el coagulante, las partículas diminutas coaguladas son puestas en contacto una con otra y con las demás partículas presentes, mediante agitación lenta prolongada, floculación, durante la cual las partículas se aglomeran, incrementan su tamaño y adquieren mayor densidad. El floculador es, por lo tanto, un tanque con algún medio de mezcla suave y lenta, con un tiempo de retención relativamente prolongado (Romero Rojas, 1999).

Tipos de floculadores

La mezcla lenta para floculación puede efectuarse mecánicamente, usando rotores de paletas, o hidráulicamente, como resultado del movimiento del agua. Los floculadores hidráulicos más comunes son los de flujo horizontal y flujo vertical. El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque en concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuestos en tal forma que el agua haga un recorrido

de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques. En el floculador de flujo vertical el agua fluye hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, pantallas o baffles que dividen el tanque. En general, los floculadores hidráulicos, con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de baffles para asegurar suficientes curvas, proveen una floculación efectiva.

En la práctica, los floculadores hidráulicos de flujo horizontal se usan para plantas pequeñas, caudales menores de 50 L/s; los de flujo vertical, que se construyen más profundos, (2-3m) para plantas grandes. En comparación con los floculadores mecánicos, se pueden señalar como desventajas de los floculadores hidráulicos, la alta pérdida de carga (30-150m) y la poca flexibilidad de control en el grado de mezcla para caudales variables. Entre las ventajas se hace notar la inexistencia de equipo mecánico y el mantenimiento mínimo.

En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas, ya sean de eje horizontal o vertical, los cuales imparten un movimiento rotatorio al agua así como cierta turbulencia interna. También existen impulsores de turbina y de flujo axial. Como el grado de mezcla óptimo es variable, según la calidad del agua, se recomienda que el equipo agitador mecánico sea de velocidad variable (Romero Rojas, 1999).

1.3 Sedimentación

Es la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación; en esos casos se le conoce como pre sedimentación. La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal.

La sedimentación puede ser precedida por pre sedimentación y aireación; generalmente va seguida de la filtración. En el tratamiento de aguas residuales, la sedimentación se usa principalmente para remover sólidos suspendidos sedimentables, tratamiento primario, y para la remoción de material orgánico y biomasa preformada en los sistemas de tratamiento secundario y para espesamiento de lodos (Romero Rojas, 1999).

Tipos de Sedimentación

La sedimentación ocurre de maneras diferentes, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y grado de floculación. En el agua se pueden encontrar partículas llamadas discretas, las cuales no cambian su tamaño, forma o peso cuando se sedimentan y partículas floculentas y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia a medida que ellas se adhieren unas con otras mediante mecanismos de floculación, precipitación, arrastre o barrido. La existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas hace que sea necesario considerar tipos desiguales de sedimentación, de acuerdo con la clase de concentración de partículas. Dichos tipos de sedimentación son:

- Sedimentación tipo 1: Se refiere a la remoción de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida. En estas condiciones se dice que la sedimentación es no interferida y es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula. Es el tipo de sedimentación que ocurre con partículas de características floculentas mínimas en suspensión diluidas, como será el caso de sedimentación de materiales pesados inertes.
- Sedimentación tipo 2: Se refiere a la sedimentación de suspensiones diluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento de las partículas. Ocurre generalmente en el tratamiento de aguas residuales, dada la naturaleza de los sólidos en ellas presentes, y en la purificación de aguas potables cuando los sedimentadores están precedidos de floculadores y coagulación.
- Sedimentación zonal: Describe la sedimentación másica y se refiere al proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas. Dicha cercanía permite a las partículas, gracias a las fuerzas entre ellas, tener una posición relativa fija de unas con otras; se forma una matriz porosa

soportada por el fluido que desplazan, y como resultado la masa de partículas se desplaza hacia el fondo como un solo bloque, creando una interface clara de separación entre el sobrenadante clarificado y el lodo, en un régimen descrito como sedimentación zonal.

- **Compresión:** Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación; su peso es soportado por la estructura de la masa en compactación y el asentamiento es función de la deformación de las partículas o floculos. En la práctica, durante una operación de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo y es posible que coincidan todos los cuatro tipos (Romero Rojas, 1999).

Tanques de sedimentación

En general los tanques de sedimentación son estanques rectangulares o circulares de aproximadamente 3 metros de profundidad, con pantallas de entrada y vertederos efluentes. Recientemente se han introducido, con mucha frecuencia, los sedimentadores de placas planas, de tubos, de flujo ascensional, y otros tipos de sedimentadores de tasa alta, con el objeto de obtener el mismo grado de clarificación que en sedimentadores convencionales, pero con menor uso de terreno.

Los sedimentadores convencionales usados en purificación de aguas son generalmente rectangulares, circulares o cuadrados. En tanques rectangulares, el flujo va esencialmente en una dirección, paralelo a la longitud del estanque, y se llama flujo rectilíneo. En tanques circulares de dosificación central, el agua fluye radialmente desde el centro al perímetro externo; esto se conoce como flujo radial. Otros tanques circulares tienen dosificación perimetral con flujo en espiral o flujo radial (Romero Rojas, 1999).

1.4 Filtración

Generalmente se piensa de los filtros como de un tamiz o microcriba que atrapa el material suspendido entre los granos del medio filtrante. Sin embargo, la acción de colar, cribar o tamizar el agua es la menos importante en el proceso de filtración, puesto que la

mayoría de las partículas suspendidas pueden pasar fácilmente a través de los espacios existentes entre los granos del medio filtrante.

El mecanismo por el cual un filtro retiene y remueve el material suspendido ha sido explicado de diferentes maneras por diferentes autores. Posiblemente el fenómeno es el resultado de la acción conjunta de diferentes acciones físicas, químicas y biológicas ocurrientes en el filtro con mayor o menor intensidad según el tipo de filtro y la calidad del agua filtrada. La filtración depende de una combinación compleja de mecanismos físicos y químicos; en aguas de consumo la adsorción juega el papel más importante ya que a medida que el agua pasa a través del lecho del filtro las partículas suspendidas hacen contacto y son absorbidas sobre la superficie de los granos del medio o sobre material previamente depositado. Las fuerzas que atraen y retienen las partículas sobre los granos son las mismas que en la coagulación y floculación y, por lo tanto, es muy importante obtener una buena coagulación antes de la filtración (Romero Rojas, 1999).

El filtro rápido por gravedad es el tipo de filtro más usado en tratamiento de aguas. La operación de filtración supone dos etapas: filtración y lavado. En un filtro rápido convencional, el final de la etapa de filtración o carrera del filtro se alcanza cuando los sólidos suspendidos (turbiedad) en el efluente comienzan a aumentar; cuando la pérdida de carga es tan alta que el filtro ya no produce agua a la tasa deseada, usualmente 2.4m de pérdida, o cuando la carrera del filtro es de 36 horas o más. Generalmente, cuando una de las condiciones anteriores se presenta, se procede a lavar el filtro para remover el material suspendido acumulado dentro del lecho filtrante y para recuperar su capacidad de filtración. Usualmente el lavado se hace invirtiendo el flujo a través del filtro, aplicando un flujo suficiente de agua para fluidizar el medio filtrante y producir el frote entre los granos del mismo, y desechando el material removido a través de las canaletas de lavado (Romero Rojas, 1999).

Muchos son los sistemas de filtración propuestos y construidos; sin embargo, se puede hacer una clasificación de acuerdo con la dirección de flujo, el tipo de lecho filtrante, la fuerza impulsora, la tasa de filtración y el método de control de la tasa de filtración.

- **Dirección de flujo:** De acuerdo con la dirección de flujo, los filtros pueden ser de flujo hacia abajo, hacia arriba, o de flujo dual.

- **Tipo de lecho filtrante:** Los filtros utilizan generalmente un solo medio, arena o antracita; un medio dual, arena y antracita; o un lecho mezclado: arena, antracita y granate o ilmenita.
- **Fuerza impulsora:** De acuerdo con la fuerza impulsora utilizada para vencer la resistencia friccional ofrecida por el lecho filtrante, los filtros se clasifican como filtros de gravedad o presión. El filtro por gravedad es el filtro más usado en plantas de purificación de agua. El filtro a presión se ha usado principalmente en la filtración de aguas para piscinas y en pequeñas plantas donde su instalación es ventajosa.
- **Tasa de filtración:** Los primeros filtros usados para tratamiento de aguas fueron los filtros lentos, los cuales utilizan una capa de arena fina de 1m soportada sobre un lecho de grava aproximadamente 0.30m. Estos filtros fueron luego reemplazados por los filtros rápidos, filtros de arena, generalmente con lavado ascensional, con tasas de filtración mucho mayores y, por consiguiente, con requerimientos de área mucho menores. Posteriormente, con el uso de medios filtrantes duales o lechos mezclados, se lograron diseños mucho más económicos en área, al usar tasas de filtración todavía mayores que las de los filtros rápidos convencionales. La tasa de filtración puede expresarse así:

$$Tasa\ de\ filtracion = \frac{Fuerza\ impulsora}{Resistencia\ del\ fluido}$$

En la ecuación anterior la fuerza impulsora representa la pérdida de presión en el filtro, la cual empuja el agua a través del filtro. Al comenzar la carrera de filtración, el filtro está limpio; la fuerza impulsora requerida es mínima pues solo se requiere vencer la resistencia del lecho filtrante limpio y del sistema de drenaje. A medida que se efectúa la filtración, los sólidos suspendidos removidos se acumulan dentro del medio filtrante; la fuerza impulsora debe vencer la resistencia ofrecida por el lecho taponado y el sistema de drenaje. Por lo tanto, si se desea mantener una tasa constante de filtración, la fuerza impulsora debe aumentar proporcionalmente al aumento en la resistencia del filtro; de lo contrario, el caudal a través del filtro declina y la filtración será de tasa declinante. Los principales métodos usados para controlar la tasa de filtración son los siguientes:

1. **Perdida de carga constante, filtración de tasa constante:** Es el tipo de control que se pretende en los filtros rápidos convencionales con controlador de flujo. El

controlador variable mantiene una pérdida de carga constante al abrirse gradualmente a medida que el lecho filtrante se tapona. Al comienzo de la carrera del filtro, este se halla limpio y tiene poca resistencia. Si la fuerza impulsora se aplicara totalmente al filtro, el caudal sería muy grande. Para mantener constante la tasa de filtración o un nivel del agua, parte de la fuerza impulsora se consume por una válvula de control de caudal efluente. Al iniciar la carrera la válvula de control está casi cerrada para proveer la resistencia adicional requerida para mantener el caudal o el nivel de agua deseado; a medida que la filtración procede y aumenta la resistencia, la válvula se abre lentamente. Cuando la válvula está abierta completamente se debe terminar la carrera puesto que cualquier incremento en pérdida de carga no puede balancearse con la correspondiente disminución en la oposición del controlador. Como desventajas principales de este sistema de control se señalan los costos altos de capital y operación de los controladores, los daños continuos en dichos aparatos y los requerimientos de mantenimiento. Además, el funcionamiento defectuoso de los controladores causa cambios súbitos en la tasa de filtración lo cual produce deterioro de la calidad del agua filtrada.

2. **Perdida de carga variable, filtración de nivel constante:** Este tipo de filtro requiere el uso de un aditamento hidráulico, sifón, o una válvula de mariposa operada por un flotador, para mantener un nivel constante de agua en el filtro. Se requiere un orificio y otra restricción a la salida del filtro para prevenir las velocidades excesivas de filtración al comienzo de la carrera del filtro. La pérdida de carga en el orificio debe ser igual a la diferencia entre la pérdida de carga en el filtro limpio y el nivel de operación establecido sobre el filtro.
3. **Filtración con afluente igualmente distribuido:** En estos filtros, el caudal es distribuido por igual mediante un orificio o vertedero de entrada sobre cada filtro. Las ventajas de este sistema son:
 - Se obtiene filtración de tasa constante sin controladores de caudal, si el caudal total de la planta permanece constante.
 - Cuando se saca un filtro de servicio para lavado o se reincorpora a servicio después de lavado, el nivel del agua sube o baja gradualmente en los filtros en operación hasta que se obtiene la energía requerida para impulsar el flujo por lo tanto, los cambios en la tasa de filtración son muy suaves y no se disturba la operación del filtro ni se daña la calidad del efluente

- La pérdida de energía en cada filtro es evidente por simple observación del nivel del agua en la caja de filtración. Cuando el agua alcanza un nivel máximo deseado el filtro debe lavarse.
 - El vertedero de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desagüe accidental del filtro. De esta manera, se elimina la posibilidad de presiones negativas en el filtro y el reconocido problema de entrapamiento de aire debido a los gases que se escapan de la solución. Estos filtros tienen como desventaja la de requerir una profundidad mayor para permitir la descarga sobre el vertedero de control; además, la altura del filtro sobre dicho vertedero debe ser suficiente para proveer una energía de filtración adecuada.
4. **Perdida de carga variable, nivel variable, tasa declinante con vertedero de control:** El afluente entra al filtro por debajo del nivel de la canaleta de lavado. Cuando el nivel del agua en los filtros es inferior al nivel de la canaleta de lavado, la instalación opera como la de efluente igualmente distribuido. Cuando el nivel del agua es superior al nivel de la canaleta de lavado la instalación es de tasa declinante. En general, el nivel del agua solo estará por debajo de la canaleta de lavado cuando se laven todos los filtros en secuencia rápida o cuando la planta haya sido sacada de servicio y se haya suspendido el afluente. En la mayoría de los casos, la pérdida de energía en la tubería, el medio y el drenaje, será del orden de 0.9 a 1.2m y mantendrá el nivel mínimo del agua por encima de la canaleta de lavado. El nivel del agua es, esencialmente, el mismo en todos los filtros, para lo cual se provee una tubería o canal afluente común a todos ellos, con pérdida de carga despreciable, o sea sin restricciones de entrada. La tubería, o canal y válvula afluente, deberá ser capaz de entregar el caudal que cada filtro pueda tomar en cualquier momento. Se recomienda colocar un orificio o válvula sobre la tubería efluente para prevenir las altas tasas de filtración que ocurrirían cuando el filtro está limpio; dicho orificio se calcula para que no deje pasar un caudal mayor del promedio deseado. Cada filtro acepta, en cualquier momento, la proporción del caudal total que el nivel común del agua sobre todos los filtros le permite manejar. A medida que la filtración procede, el flujo a través del filtro más sucio tiende a disminuir más rápidamente. Esto hace que el caudal se redistribuya automáticamente y los filtros más limpios acepten la capacidad perdida por los filtros más sucios.

La redistribución de caudal eleva ligeramente el nivel del agua para proveer la energía

adicional necesaria para impulsar en los filtros más limpios el caudal disminuido de los filtros más sucios. El filtro más limpio acepta el mayor incremento de caudal en la redistribución. A medida que el nivel del agua se eleva, se afecta parcialmente el caudal disminuido de los filtros más sucios y, como resultado, el caudal no disminuye tan rápidamente como era de esperarse.

Las ventajas señaladas para la operación de filtros en tasa declinante son las siguientes:

- Para aguas que muestran tendencia a deteriorar su calidad al final de la carrera de filtración, los filtros de tasa declinante proveen un efluente mejor que los de tasa constante.
- Los filtros de tasa declinante requieren menos pérdida de carga que los de tasa constante porque el caudal a través del filtro es menor hacia el final de la carrera de filtración. La pérdida de carga en el drenaje y en la tubería efluente disminuye (es proporcional al cuadrado del caudal) y la disminución soporta un periodo adicional de carrera, lo cual no es posible con los de tasa constante. De la misma manera, la pérdida de carga a través del lecho taponado disminuye linealmente con el caudal decreciente.

En resumen se puede decir que todos los sistemas de control de filtros tienen por objeto minimizar las variaciones bruscas en la tasa de filtración y prevenir las altas velocidades de flujo al inicio de la carrera de los filtros, para impedir las fugas de turbiedad y la consecuente pérdida de calidad en el efluente. Por otra parte, el costo y la dificultad de mantenimiento de los controladores convencionales de tasa de filtración han hecho que se impulse la utilización de filtros de tasa declinante (Romero Rojas, 1999).

1.5 Cloración

La desinfección del agua se refiere a la destrucción de los organismos causantes de enfermedades o patógenos presentes en ella. Las condiciones que debe tener un desinfectante ideal para poder ser usado en las plantas de purificación son:

- Debe ser capaz de destruir los organismos causantes de enfermedades.
- Debe realizar esta labor a la temperatura del lugar y en un tiempo adecuado.
- No debe hacer el agua toxica peligrosa para la salud o de sabor desagradable.
- Debe ser de fácil obtención, sencillo manejo y bajo costo.

- Su concentración en el agua debe poderse determinar prontamente.
- Debe dejar un efecto residual, para que proteja el agua contra posteriores contaminaciones.

La efectividad de un proceso de desinfección se mide por el porcentaje de organismos muertos dentro de un tiempo, una temperatura u un pH prefijados. La resistencia de estos microorganismos varia, sin embargo, según sus características morfológicas.

Factores que influyen en la desinfección

Por ser la desinfección una reacción, depende de los siguientes factores:

- **Relación concentración tiempo:** La eficiencia de la desinfección depende de la relación entre el tiempo de contacto y la cantidad de desinfectante dosificado. Una alta concentración necesitará menos tiempo para matar el 100% de los organismos que una concentración débil. Según sea el desinfectante decrecerá más o menos rápidamente el poder bactericida, a medida que se va disminuyendo la concentración. El tiempo de contacto t necesario para matar un determinado número de organismos viene dado por la expresión de Watson:

$$t = \frac{K}{C^n}$$

Dónde:

K= Constante de la desinfección.

C= Concentración del desinfectante, en mg/l.

n= Coeficiente que expresa la eficiencia bactericida del desinfectante y que se conoce como el coeficiente de disolución.

El valor de K ha sido evaluado para distintos microorganismos y desinfectantes, lo que permite conocer la relación concentración – tiempo necesario para realizar la desinfección.

- **Temperatura:** Las bacterias pueden vivir solo a determinadas temperaturas, generalmente entre 5°C y 80°C. Igualmente, estas influyen en la rapidez con que una sustancia reacciona. Es lógico, por tanto, que la desinfección sea afectada por este factor. En términos generales, cuanto más caliente este el agua tanto más eficiente y

rápida será la desinfección, y por lo tanto la constante K aumentará. Se ha encontrado la siguiente expresión para relacionar la constante K a la temperatura considerada, con el valor de la misma a 20°C.

$$K = K_{20}(1 + \theta)^{T-20}$$

Dónde:

K= Constante de la desinfección a T°C.

K₂₀= Constante a 20°C.

T= Temperatura en °C.

θ= Factor que varía entre 0.06 y 0.08.

- **Potencial hidrógeno – pH:** Las bacterias son altamente susceptibles al pH como a la temperatura. Los potenciales muy altos o muy bajos le son fatales. La E. Coli a pH= 12 y la Salmonella a pH= 11, sobreviven menos de 8 horas. Los virus a un pH menos a 4 y mayor a 10 sobreviven solamente horas. El pH óptimo de los microorganismos esta alrededor de 7. En igual forma, la actividad de los desinfectantes químicos depende del pH del agua. Generalmente cada desinfectante presenta un rango de pH en el cual tiene su máxima efectividad, lo cual constituye su característica. A partir de este punto la eficiencia decrece para una misma dosis, un mismo tiempo de contacto y una misma temperatura.
- **Número y tipo de organismos:** El número de organismos presentes en el agua no afecta el proceso de desinfección. La misma concentración y tiempo de contacto del desinfectante se necesitan para matar una gran cantidad de microorganismos que una pequeña, siempre y cuando la temperatura y el pH sean los mismos. El tipo de microorganismos en cambio sí influye notablemente en los resultados, pues la sensibilidad de cada especie varía según el desinfectante.

Modos de desinfección del agua

La desinfección la podemos dividir en natural y artificial.

La primera se refiere a la muerte progresiva de las bacterias, producida por agentes naturales tales como la luz solar, la sedimentación, la filtración en las capas arenosas del suelo, o la estabilización de la materia orgánica que disminuye la reserva de alimento para

los microorganismos. La desinfección artificial puede realizarse mediante agentes físicos o químicos. Los agentes físicos más importantes son: El calor y los rayos ultravioletas. Los agentes químicos más importantes son: Los halógenos (cloro, bromo y yodo), la plata ionizada y el ozono.

Desinfectantes físicos

- **Rayos ultravioletas:** Se hace pasando una lámina de agua delgada bajo una fuente de rayos ultravioleta. La penetración de los rayos, así como la eficiencia de la desinfección, depende de la turbiedad del líquido. Se usa principalmente en piscinas. No deja efecto residual, ni se puede determinar en el agua la cantidad aplicada en forma fácil. No es aconsejable para acueductos.
- **Calor:** Es principalmente un sistema de desinfección doméstico no aplicable a plantas de purificación. Quince o veinte minutos a temperatura de ebullición son suficientes para destruir cualquier microorganismo patógeno. El agua, sin embargo, adquiere un sabor peculiar debido a la expulsión de los gases por el incremento de temperatura.

Desinfectantes químicos

Los desinfectantes químicos más importantes son los halógenos, la plata ionizada y el ozono. Entre los halógenos el más conocido de todos es el cloro.

- **Desinfección con cloro:** La cloración es el proceso de desinfección que hasta el presente reúne las mayores ventajas: es eficiente, fácil de aplicar y deja efecto residual que se puede medir por sistemas muy simples y al alcance de todos. Tiene, en cambio, la desventaja de ser corrosivo y especialmente, en algunos casos, formar subproductos posiblemente peligrosos para la salud y producir sabor desagradable en el agua. El cloro que es el elemento número 17, es un poderoso oxidante. Fue descubierto por Scheele en 1774 y empleado por primera vez en América como desinfectante del agua en 1908 por Johnson y Leal en Nueva Jersey. En condiciones normales de presión (1.033 kg/cm^2) y temperatura (0°C), el cloro es un gas verde, dos y media veces más pesado que el aire por lo cual se deposita en las partes bajas de las habitaciones.

Se produce en forma gaseosa desintegrando por electrolisis el cloruro de sodio NaCl (sal común) en sodio y cloro. Este último se comprime a 1.74 atm se enfría a -4 ó -18°C hasta licuarlo, hecho esto se envasa en cilindros metálicos resistentes de 100, 150 y 2000 libras que lo conserven en alta presión. Al abrir la válvula del cilindro la presión disminuye, parte del cloro liquido vuelve a su estado gaseoso y en esta forma es succionado por los aparatos llamados cloradores e inyectado al agua en la solución. La presión en el recipiente depende de la temperatura y de la cantidad de cloro que contenga.

El cloro puede aplicarse también utilizado algunas de sus sales. Las más conocidas de estas son el hipoclorito de sodio y el hipoclorito de calcio que se expanden en polvo o en solución con concentraciones entre 12 y 70%. El cloro y los hipocloritos producen reacciones similares en el agua y su eficiencia bactericida es idéntica. La única diferencia es que el cloro baja el pH y el hipoclorito lo sube ligeramente. El cloro se emplea principalmente en plantas medianas y grandes. El hipoclorito en plantas pequeñas, piscinas y pozos, pues los hipocloradores son más sencillos de manejar. El costo de la hipocloración, sin embargo, es más alto que el de la cloración con cloro gaseoso (Arboleda Valencia, 2000).

2 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EXISTENTE

La Empresa de Servicios Públicos del Meta S.A. E.S.P. EDESA S.A. E.S.P., Gestora del Plan Departamental de Aguas del Meta y operadora de los servicios públicos de acueducto, alcantarillado y aseo en el casco urbano del Municipio de Cumaral – Meta, elaboró los estudios y diseños a través del consultor Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez de la PTAP para este municipio en el año 2009. Con estos diseños, se construyó el sistema actual en el mismo año. Inicialmente, la planta se diseñó para un caudal de 75 L/s, pero se construyó un módulo de tratamiento de 50 L/s, permitiendo a futuro la ampliación del sistema mediante la construcción de otro módulo de 25 L/s, de acuerdo con la demanda del municipio. Estos datos son relevantes, dado que el diagnóstico hidráulico se realizará bajo estos dos escenarios.

El sistema está compuesto por las estructuras indicadas en la Tabla 1:

Tabla 1 Estructuras sistema de tratamiento

ESTRUCTURA	CANTIDAD	UNIDADES
Cámara de quietamiento	1	1
Aforo y mezcla rápida (Canaleta Parshall)	1	1
Floculador (Tipo Alabama)	1	2
Sedimentador de alta tasa	1	2
Batería de filtración	1	4

Fuente: El estudio.

2.1 Población, dotación y demanda

En la Tabla 2 se presentan los parámetros de diseño correspondientes a población, dotación y demanda definidos para el diseño del sistema construido.

Tabla 2 Población, dotación y demanda - Diseños iniciales

ITEM	UNIDAD	VALOR
Periodo de diseño	Año	25
Población	Hab	19.611
Dotación neta	L/Hab-día	130
Corrección dotación neta por clima	%	20
Dotación neta corregida	L/Hab-día	156
Pérdidas técnicas	%	15
Dotación bruta	L/Hab-día	184
Caudal medio diario	L/s	42
Coficiente máximo de consumo K_1		1,2
Caudal máximo diario	L/s	50
Coficiente máximo de consumo K_2		1,5
Caudal máximo horario	L/s	75

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.2 Cámara de quietamiento

Ubicada al inicio del proceso de tratamiento, tiene las siguientes dimensiones: 1,3m de ancho, 1,3m de largo, 1,0m de profundidad hasta el borde libre del muro, 0,8m de profundidad hasta el vertedero que permite el paso hacia el canal de mezcla rápida y 0,9m hasta el vertedero de alivio.

Posteriormente, se tiene una cámara de evacuación de excesos con las siguientes dimensiones: 1,3m de ancho por 1,0m de largo y profundidad de 0,60m. diseñada para aliviar los excesos de caudal provenientes de la línea de conducción desde la captación. Dichos excesos son descargados hasta una fuente superficial ubicada cerca al sistema de tratamiento.

Ilustración 1 Cámara de aquietamiento



Fuente: El estudio.

En la Tabla 3 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño de la estructura construida.

Tabla 3 Cámara de aquietamiento

ITEM	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	L/s	75
Caudal máximo	L/s	100
Tiempo de retención	s	30 - 60
Velocidad ascensional	m/s	0,03
Ancho de la cámara	m	1,6
Longitud de la cámara	m	1,6
Velocidad de llegada a la cámara de aquietamiento	m/s	1
Volumen de la cámara de aquietamiento	m ³	3
Área de la cámara de aquietamiento	m ²	2,5
Profundidad de la cámara de aquietamiento	m	1,2
Altura del vertedero de salida hacia el canal de entrada	m	0,25
Ancho del vertedero hacia el canal de entrada	m	0,3

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.3 Cámara de alivio

En la Tabla 4 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida.

Tabla 4 Cámara de alivio

ITEM	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	L/s	75
Velocidad en el vertedero de salida hacia la cámara de alivio	m/s	0,0029
Profundidad de la cámara de alivio	m	0,27
Alcance horizontal en el vertedero de salida	m	0,6

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.4 Canal de entrada

A partir de la cámara de quietamiento, se tiene un canal de mezcla rápida de 1,3m de ancho y 22,7m de largo, en el que se encuentra la canaleta tipo Parshall de 12", utilizada como aforador y dispositivo sobre el cual se aplica el coagulante. La canaleta está diseñada para operar en un rango entre 3,11 y 455,6 L/s. Una vez el agua sale de este elemento, el agua es llevada hasta el floculador mediante un canal de aproximación de 1,3m de ancho y una profundidad de 0,6m.

Ilustración 2 Canaleta Parshall



Fuente: El estudio.

Ilustración 3 Canal de aproximación y canaleta Parshall



Fuente: El estudio.

En la Tabla 5 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida.

Tabla 5 Canal de entrada

ITEM	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	L/s	75
Ancho del canal	m	1,6
Velocidad de flujo	m	0,3
Profundidad del canal	m	0,15
Numero de Froude		0,25

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.5 Canaleta Parshall

En la Tabla 6 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida. El ancho de garganta corresponde a 12”.

Tabla 6 Canaleta Parshall

ITEM	UNIDAD	VALOR
Caudal de diseño	L/s	75
Ancho de la garganta (W)	m	0,15
Ancho de la garganta sección (D)	m	0,4
Altura del escalón (N)	m	0,11
Altura de la lámina de agua (h_o)	m	0,4
Ancho a la entrada en la sección D''	m	0,32
Velocidad en la sección D	m/s	0,09
Energía específica	m	0,55
Velocidad antes del resalto	m/s	2,47
Altura antes del resalto hidráulico	m	0,13
Numero de Froude		2,24
Altura después del resalto	m	0,26

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.6 Floculador Alabama

Transportada el agua coagulada desde la canaleta Parshall hasta el floculador, ingresa al floculador tipo Alabama constituido por 2 unidades, cada una con 10 cámaras de 2,4m de largo por ancho de 0,65m y una profundidad de 1,93m.

Ilustración 4 Acceso floculador



Fuente: El estudio.

Cada unidad está dividida por 5 zonas de floculación, con el fin de garantizar diferentes gradientes a lo largo del tránsito del agua en esta unidad. Para ello, se cuenta con codos

de floculación en concreto y sección cuadrada, 2 por cada zona de igual sección relacionados de la siguiente manera.

Ilustración 5 Floculador Alabama



Fuente: El estudio.

Tabla 7 Distribución y dimensiones codos de floculación

ZONA	CANTIDAD POR ZONA (un)	ANCHO (m) / LARGO (m)	LONGITUD (m)
1	2	0,24 / 0,24	1,0
2		0,25 / 0,25	
3		0,26 / 0,26	
4		0,27 / 0,27	
5		0,28 / 0,28	

Fuente: El estudio.

En la Tabla 8 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida.

Tabla 8 Floculador Alabama

FLOCULADOR ALABAMA		
ITEM	UNIDAD	VALOR
Numero de floculadores	un	2
Caudal por floculador	L/s	37,5
Tiempo de retención	s	1.500
Ancho promedio de cada cámara	m	0,65
Longitud de cada cámara	m	2,4
Profundidad de cada cámara	m	2,32
Volumen de cada cámara	m ³	4,9
Volumen del floculador	m ³	56,25
Tiempo de retención de cada cámara	s	125
Velocidad entre codos (Cámaras 1, 2 y 3)	m/s	0,58
Velocidad entre codos (Cámaras 4, 5 y 6)	m/s	0,5
Velocidad entre codos (Cámaras 7, 8 y 9)	m/s	0,46
Velocidad en codos (Cámaras 10, 11 y 12)	m/s	0,39
Gradiente 1 (Cámaras 1, 2 y 3)	s ⁻¹	83,27
Gradiente 2 (Cámaras 4, 5 y 6)	s ⁻¹	71,28
Gradiente 3 Cámaras (7, 8 y 9)	s ⁻¹	65,07
Gradiente 4 (Cámaras 10, 11 y 12)	s ⁻¹	44,61

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.7 Sedimentador

El paso del agua floculada hacia el sedimentador, se realiza mediante una compuerta de 10” de diámetro ubicada en la zona inferior de la cámara de floculación.

Existen 2 unidades de sedimentación de alta tasa de 4,92m de ancho por 3,95m de longitud y una profundidad de 4,0m; conformado por zonas de sedimentación con paneles de sedimentación acelerada y recolección de agua sedimentada.

La planta no cuenta con accesos laterales para el ingreso a las unidades de sedimentación, por lo que no fue posible detallar el múltiple de distribución, ni la zona de recolección de lodos, la cual posee tolvas de geometría definida para dirigir los lodos hacia una compuerta de 10” de diámetro. Se observa que para poder hacer mantenimiento en la parte inferior de la estructura, sería necesario desmontar los paneles de sedimentación.

Los paneles de sedimentación acelerada son de tipo colmena de 1,04m de alto sección hexagonal.

Ilustración 6 Sedimentador



Fuente: El estudio.

Ilustración 7 Sistema de recolección principal y secundaria y acceso a filtros



Fuente: El estudio.

La recolección de agua sedimentada se realiza a través de tuberías en polietileno de 6 pulgadas de diámetro, acondicionadas con orificios laterales de $\frac{3}{4}$ " , por los cuales ingresa el agua hasta ser descargada a un canal principal de 0,25m de ancho, 0,25m de alto y 3,95m de longitud.

En la Tabla 9 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida.

Tabla 9 Sedimentador

ITEM	UNIDAD	VALOR
Numero de módulos	Un	4
Caudal de diseño por modulo	L/s	19
Longitud del sedimentador	m	6
Ancho del sedimentador	m	2,2
Profundidad del sedimentador	m	3
Sección del cuadrado del modulo	m	0,05
Longitud del modulo	m	1,04
Carga superficial	m ³ /m ² -d	122,73
Longitud relativa del sedimentador	m	20
Longitud relativa de sedimentación para la región de transición	m	1,13
Longitud relativa corregida en la longitud de transición	m	18,87
Velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa	m/d	14,2
Numero de Reynolds		86,93
Tiempo de retención en las celdas	min	10,09
Tiempo de retención total en el tanque	min	35,2

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

La estructura de paso entre el floculador y sedimentador se realiza mediante un agujero cuadrado con las características mostradas en la Tabla 10.

Tabla 10 Transición entre floculador y sedimentador

ITEM	UNIDAD	VALOR
Altura del agujero	in	14
Ancho del agujero	in	14
Coefficiente de rugosidad		0,013
Perímetro mojado	m	1,42
Radio hidráulico del agujero	m	0,089
Velocidad	m/s	0,15
Gradiente de velocidad	s ⁻¹	11,27

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

En la Tabla 11 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para el múltiple de distribución de agua floculada en el sedimentador.

Tabla 11 Múltiple de distribución

ITEM	UNIDAD	VALOR
Numero de orificios en el múltiple	un	40
Altura del orificio	m	0,08
Ancho del orificio	m	0,08
Perímetro mojado	m	0,32
Radio hidráulico del orificio	m	0,02
Velocidad	m/s	0,12
Gradiente de velocidad	s ⁻¹	10,62
Perdidas en el múltiple	m	0,0011

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

En la Tabla 12 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para el sistema de recolección de agua sedimentada.

Tabla 12 Recolección agua sedimentada

ITEM	UNIDAD	VALOR
Numero de canaletas auxiliares	un	4
Máximo nivel de agua en las canaletas auxiliares	m	0,1
Numero de canaletas centrales	un	1
Máximo nivel de agua en la canaleta central	m	0,2
Ancho de las canaletas auxiliares	m	0,109
Ancho de la canaleta central	m	0,154

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.8 Filtros

El sistema de filtración está conformado por 4 filtros de sección rectangular y lecho mixto de arena, antracita y grava, los filtros presentan una longitud de 1,9m, ancho de 2,31m y una profundidad de 4,5m.

Existen 4 compuertas de 0,3m x 0,3m para la operación de los filtros, una de evacuación de aguas de lavado de 10" de diámetro, otra de aislamiento de 0,3m x 0,3m y otra de intercomunicación entre filtros.

Ilustración 8 Filtros



Fuente: El estudio.

Para la recolección de aguas de lavado, existe una canaleta de recolección de 0,4m de ancho y 0,4m de profundidad, la cual descarga estas aguas por una compuerta de 10" de diámetro. Una vez filtrada, el agua es conducida por un canal individual que entrega a un canal de agua filtrada a través de una compuerta. El canal individual a filtros tiene una sección de 2,3m de ancho por 0,6m de alto; la compuerta de paso al canal principal es de 0,3m por 0,3m y el canal principal cuenta con una longitud de 10,14m, un ancho de 0,75m y una profundidad de 2,3m.

Ilustración 9 Acceso a filtros



Fuente: El estudio.

Ilustración 10 Canal de agua filtrada



Fuente: El estudio.

En la Tabla 13 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para la estructura construida.

Tabla 13 Filtros

ITEM	UNIDAD	VALOR
Caudal por filtro	L/s	19
Numero de filtros	un	4
Ancho del vertedero	in	4
Profundidad del vertedero de entrada	m	0,148
Longitud del filtro	m	4
Ancho del filtro	m	2,5
Área superficial de cada filtro	m ²	10
Tasa de filtración de cada filtro	m ³ /m ² -d	129,6
Numero de Reynolds para la arena		0,748
Coeficiente de arrastre para la arena		35,905
Perdida de energía en el lecho de arena	m	0,1
Numero de Reynolds para la antracita		1,49
Coeficiente de arrastre para la antracita		1,41
Perdida de energía en el lecho de antracita	m	0,1
Numero de Reynolds para la grava		0,79
Coeficiente de arrastre para la grava		1,677
Perdida de energía en el lecho de grava	m	0,0046

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

Sistema de drenaje para filtros

En la Tabla 14 se presentan las dimensiones y parámetros de diseño definidos para drenaje de cada filtro.

Tabla 14 Drenaje filtración

ITEM	UNIDAD	VALOR
Diámetro de orificios	m	0,019
Distancia entre orificios	m	0,22
Área por orificio	m ²	0,003
Numero de orificios en la placa de fibra de vidrio	un	113,64
Beta β		0,00644

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

Características del sistema de lavado de filtros

En la Tabla 15 se presentan las características del sistema de lavado de filtros.

Tabla 15 Características del sistema de lavado de filtros

ITEM	UNIDAD	VALOR
Tasa de lavado	m/s	0,013
Perdida de carga a través del lecho de arena	m	0,15
Perdida de carga a través del lecho de antracita	m	0,14
Perdida de carga a través del lecho de grava	m	0,08
Perdida de carga a través del sistema de drenaje	m	0,53
Perdida de carga total	m	0,90

Fuente: Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral – Ingeniero Tito Alejandro Saavedra Ramírez.

2.9 Cloración

La caseta de cloración tiene 3,24m de largo y 2,24m de ancho, constituido en su interior por 3 cilindros de cloro de 68kg, donde se dosifica 5 kg/día para un consumo mensual de 2,3 cilindros al mes. Se utiliza una bomba centrífuga para el suministro de agua para la solución y se dosifica en el canal de agua filtrada. Para esta dosificación, no se evidenció balanza para el control del peso del cilindro ni para valorar el consumo diario.

Ilustración 11 Estación de cloración



Fuente: El estudio.

2.10 Almacenamiento

Construido en el año 2013, el tanque semienterrado de 16,5m de largo por 16,5m de ancho y 3,0m de profundidad, con un volumen de 700m^3 , ubicado en el mismo predio donde se encuentra construida la planta de tratamiento de agua potable. Cuenta con 2 módulos independientes entre sí. Cuenta con tuberías y compuertas de 16 pulgadas de diámetro, compuertas de lavado de 8 pulgadas de diámetro y tubería de rebose de 8 pulgadas de diámetro.

Ilustración 12 Tanque de almacenamiento



Fuente: El estudio.

3 DIAGNÓSTICO HIDRÁULICO

Como se ha mencionado previamente, la planta se diseñó para un caudal de 75 L/s, pero se construyó un módulo de tratamiento de 50 L/s, permitiendo a futuro la ampliación del sistema mediante la construcción de otro módulo de 25 L/s, de acuerdo con la demanda del municipio. Acorde a lo anterior, el diagnóstico hidráulico se realiza para el caudal de diseño de la infraestructura existente y para el caudal de diseño estimado para el final del periodo de diseño. En el Anexo 1 se presentan los planos esquemáticos del sistema de tratamiento. En el anexo 2 se presentan los cálculos hidráulicos para cada estructura.

3.1 Cámara de quietamiento

En la Tabla 16 se presentan los resultados del diagnóstico hidráulico.

Tabla 16 Resultados diagnóstico hidráulico cámara de quietamiento

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA (Lozano Rivas & Lozano Bravo, 2015)	CUMPLE
Velocidad ascensional Q= 50 L/s	m/s	0,03	0,04-0,1	No
Velocidad ascensional Q= 75 L/s	m/s	0,044	0,04-0,1	Si
Tiempo de retención Q= 50 L/s	s	29,73	30-60	No
Tiempo de retención Q= 75 L/s	s	20,38	30-60	No

Fuente: El estudio.

Diagnóstico cámara de quietamiento

1. La velocidad ascensional está definida en un rango entre 0,04 y 0,1 m/s. De acuerdo a los cálculos realizados, se obtiene que para un caudal de 50 L/s, este parámetro tiene un valor de 0,03m/s, es decir no cumple. Para el caudal de 75 L/s, el valor es de 0.045 m/s, cumpliendo con el rango requerido.
2. El tiempo de retención está definido en un rango entre 30 y 60 segundos. De acuerdo a los cálculos realizados, se obtiene que para un caudal de 50 L/s, esta parámetro tiene un valor de 29,73 segundos y para el caudal de 75 L/s, el valor es de 20,38 segundos, es decir, para ninguno de los dos escenarios se cumple con este parámetro de diseño.
3. Utilizando una velocidad máxima ascensional de 0,10m/s, se obtiene un caudal de 169 L/s, siendo este el caudal máximo de operación de la estructura.

4. Utilizando un tiempo de retención de 30 segundos, se obtiene un caudal máximo de operación de 45,07 L/s.

En cuanto a algunos aspectos constructivos se resaltan:

5. El ingreso de la línea de conducción a la cámara de aquietamiento se realiza por la parte superior, aspecto concebido como inadecuado, dado que este ingreso del agua debe ser ascendente, garantizando uniformidad en la distribución del flujo, así como la velocidad y tiempo de aquietamiento.

3.2 Canaleta Parshall

Los resultados del diagnóstico hidráulico se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17 Resultados diagnóstico hidráulico Canaleta Parshall

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPLE
Velocidad en la garganta Q= 50 L/s	m/s	0,42	>2 Título C RAS 2010	No
Velocidad del efluente Q= 50 L/s	m/s	0,62	>0,75 Título C RAS 2010	No
Número de Froude Q= 50 L/s		3,39	1,7-2,5 / 4,5-9,0 Título C RAS 2010	No
Relación h_o/W Q= 50 L/s		0,58	0,4-0,8 Título C RAS 2010	Si
Tiempo de retención Q= 50 L/s	s	1,53	<1 Resolución 0330/17	No
Gradiente de velocidad Q= 50 L/s	s ⁻¹	996,16	1.000-2.000 Resolución 0330/17	Si
Relación h_o/W Q= 75 L/s		0,76	0,4-0,8 Título C RAS 2010	Si
Velocidad en la garganta Q= 75 L/s	m/s	0,48	>2 Título C RAS 2010	No
Velocidad del efluente Q= 75 L/s	m/s	0,68	>0,75 Título C RAS 2010	No
Número de Froude Q= 75 L/s		2,86	1,7-2,5 / 4,5-9,0 Título C RAS 2010	No
Tiempo de retención Q= 75 L/s	s	1,35	<1 Resolución 0330/17	No
Gradiente de velocidad Q= 75 L/s	s ⁻¹	1.049,53	1.000-2.000 Resolución 0330/17	Si

Fuente: El estudio.

Diagnóstico Canaleta Parshall

1. El valor de velocidad en la garganta mayor a 2 m/s, no se garantiza para los caudales de diseño, así como la velocidad en el efluente.
2. El Número de Froude para el caudal de 50 L/s es de 3,39 y para el caudal de 75 L/s es de 2,86. Estos dos valores están definidos como resaltos oscilantes que entran a la zona del fondo del salto, se amplían hacia la superficie y regresan sin periodicidad. Cada oscilación origina una onda de gran longitud y periodo irregular, que comúnmente se traslada a grandes distancias. Por la tanto, se concluye que para los caudales de diseño, la canaleta no cumple como dispositivo de mezcla rápida. Este valor debería estar entre 1,70 a 2,50, considerado como resalto débil o 4,50 a 9,0, considerado como resalto estable.
3. Para los dos caudales de diseño se garantiza la relación h_0/w en su rango de funcionamiento de 0,4 y 0,8.
4. El tiempo de retención para el caudal de 50 L/s es de 1,53 segundos y para el caudal de 75 L/s es de 1,35 segundos. Estos dos valores están por encima del valor mínimo recomendado de 1 segundo. Por lo tanto, no se cumple con este parámetro.
5. El gradiente de mezcla para el caudal de 50 L/s es de $996,16 \text{ s}^{-1}$ y para el caudal de 75 L/s es de $1.049,93 \text{ s}^{-1}$, se cumple, dado que el rango de este parámetro oscila entre 1.000 y 2.000 s^{-1} .

3.3 Floculador Alabama

El floculador tipo Alabama está constituido por 2 unidades, cada una con 10 cámaras de 2,4m de largo por 0,65m de ancho y profundidad de 1,93m. Existen 5 gradientes decrecientes. Los resultados del diagnóstico hidráulico general se presentan en la Tabla 18.

Tabla 18 Resultados diagnóstico Floculador Alabama

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPLE
Número de cámaras	un	10	9 Título C RAS 2010	Si
Longitud cámaras	m	2,40	0,75-1,5 Título C RAS 2010	No
Ancho cámaras	m	0,65	0,5-1,25 Título C RAS 2010	No

Fuente: El estudio.

En la tabla 19 se presentan los resultados del diagnóstico hidráulico para el caudal de diseño de 50 L/s.

Tabla 19 Resultados diagnóstico hidráulico floculador Alabama Q= 50L/s

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPLE
Velocidad en el codo Zona A	m/s	0,43	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Velocidad en el codo Zona B	m/s	0,40	0,2-0,4 Título C RAS 2010	Si
Velocidad en el codo Zona C	m/s	0,37	0,2-0,4 Título C RAS 2010	Si
Velocidad en el codo Zona D	m/s	0,34	0,2-0,4 Título C RAS 2010	Si
Velocidad en el codo Zona E	m/s	0.32	0,2-0,4 Título C RAS 2010	Si
Tiempo de retención	min	17,47	20-40 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona A	s ⁻¹	59,54	10-70 Resolución 0330/2017	Si
Gradiente Zona B	s ⁻¹	54	10-70 Resolución 0330/2017	Si
Gradiente Zona C	s ⁻¹	49,15	10-70 Resolución 0330/2017	Si
Gradiente Zona D	s ⁻¹	44,89	10-70 Resolución 0330/2017	Si
Gradiente Zona E	s ⁻¹	41,13	10-70 Resolución 0330/2017	Si
Carga superficial por cámara Zona A	L/s*m ²	17,08	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona B	L/s*m ²	16,53	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona C	L/s*m ²	16,03	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona D	L/s*m ²	15,55	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona E	L/s*m ²	15,10	25-50 Título C RAS 2010	No

Fuente: El estudio.

En la tabla 20 se presentan los resultados del diagnóstico hidráulico para el caudal de diseño de 75 L/s.

Tabla 20 Resultados diagnóstico hidráulico floculador Alabama Q= 75L/s

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPLE
Velocidad en el codo Zona A	m/s	0,65	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Velocidad en el codo Zona B	m/s	0,60	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Velocidad en el codo Zona C	m/s	0,55	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Velocidad en el codo Zona D	m/s	0,51	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Velocidad en el codo Zona E	m/s	0,48	0,2-0,4 Título C RAS 2010	No
Tiempo de retención	min	11,65	20-40 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona A	s ⁻¹	109,39	10-70 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona B	s ⁻¹	99,20	10-70 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona C	s ⁻¹	90,29	10-70 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona D	s ⁻¹	82,47	10-70 Resolución 0330/2017	No
Gradiente Zona E	s ⁻¹	75,57	10-70 Resolución 0330/2017	No
Carga superficial por cámara Zona A	L/s*m ²	25,61	25-50 Título C RAS 2010	Si
Carga superficial por cámara Zona B	L/s*m ²	24,80	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona C	L/s*m ²	24,04	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona D	L/s*m ²	23,32	25-50 Título C RAS 2010	No
Carga superficial por cámara Zona E	L/s*m ²	22,64	25-50 Título C RAS 2010	No

Fuente: El estudio.

Diagnóstico Floculador Alabama

1. Para el caudal de diseño de 50 L/s, la velocidad en los codos es aceptable para las zonas B hasta la D, las cuales oscilan entre 0,32 y 0,4 m/s. Para la zona A, este parámetro es de 0,43 m/s fuera del rango establecido entre 0,2 y 0,4 m/s. En cuanto al caudal de diseño de 75 L/s, ninguno de los codos de floculación cumplen con este parámetro.

2. El tiempo de retención para el caudal de diseño de 50 L/s es de 17,47 minutos y para el caudal de diseño de 75 L/s es de 11,65 minutos. Por lo tanto, no se cumple con este parámetro de diseño, dado que este valor debe oscilar entre 20 y 40 minutos.
3. Cada una de las unidades del floculador Alabama tiene 5 gradientes. Para el caudal de diseño de 50 L/s, en la zona A o inicial, el gradiente es de $59,54 \text{ s}^{-1}$, seguido de la zona B con 54 s^{-1} , zona C con $49,15 \text{ s}^{-1}$, zona D con $44,89 \text{ s}^{-1}$ y zona E o final con $41,13 \text{ s}^{-1}$. Dichos valores se encuentran ubicados entre el rango de 10 y 70 s^{-1} , por lo cual se consideran aceptables. Con respecto al caudal de 75 L/s, en la zona A o inicial, el gradiente es de $109,39 \text{ s}^{-1}$, seguido de la zona B con $99,20 \text{ s}^{-1}$, zona C con $90,29 \text{ s}^{-1}$, zona D con $82,47 \text{ s}^{-1}$ y zona E o final con $75,57 \text{ s}^{-1}$, valores que se encuentran fuera de los rangos de gradiente de la Resolución 0330 de 2017.
4. El parámetro de carga superficial se cumple únicamente para las cámaras de la zona A y caudal de 75 L/s con un valor de $25,61 \text{ L/s}\cdot\text{m}^2$, lo cual evidencia que el dimensionamiento de las cámaras no es el adecuado, de acuerdo a lo indicado en la Tabla 20.
5. La capacidad máxima de operación de la estructura para un tiempo de retención de 20 minutos corresponde a 43,68 L/s.

En cuanto a algunos aspectos constructivos se resaltan:

- El mal estado de las compuertas de lavado de los floculadores, evita que esta se pueda drenar para su respectivo mantenimiento.
- El ingreso del agua coagulada se realiza por la parte superior de la primera cámara del floculador, lo cual es incorrecto, dado que esta admisión se debe realizar por la parte inferior.

3.4 Sedimentador

La planta de tratamiento de agua potable cuenta con 2 unidades de sedimentación de 4,92m de ancho, 3,95m de longitud y profundidad de 4,0m. Cuenta con paneles de sedimentación acelerado tipo colmena con tubos de sección hexagonal de 4.92m de ancho, 3,95 m de longitud y 1,04m de altura.

Los resultados del diagnóstico hidráulico se presentan en la Tabla 21.

Tabla 21 Resultados diagnóstico hidráulico sedimentador

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPLE
Velocidad de flujo Q= 50 L/s	cm/s	0,18	<1 Resolución 0330 de 2017	Si
Carga superficial Q= 50 L/s	m ³ /m ² *día	131,1	120-185 Resolución 0330 de 2017	Si
Velocidad crítica de sedimentación Q= 50 L/s	cm/s	0,043	15-30 Resolución 0330 de 2017	No
Tiempo de retención tanque de sedimentación Q= 50 L/s	h	2 - 4	0,86 Resolución 0330 de 2017	No
Tiempo de retención en las celdas Q= 50 L/s	min	10-20	12 Resolución 0330 de 2017	Si
Carga superficial Q= 75 L/s	m ³ /m ² *día	196,6	120-185 Resolución 0330 de 2017	No
Velocidad de flujo Q= 75 L/s	cm/s	0,26	<1 Resolución 0330 de 2017	Si
Velocidad crítica de sedimentación Q= 75 L/s	cm/s	0,073	15-30 Resolución 0330 de 2017	No
Tiempo de retención tanque de sedimentación Q= 75 L/s	h	2 - 4	0,57 Resolución 0330 de 2017	No
Tiempo de retención en las celdas Q= 75 L/s	min	10-20	8 Resolución 0330 de 2017	No

Fuente: El estudio.

Diagnóstico sedimentador

1. La velocidad de flujo en el sedimentador se cumple para los caudales de diseño.
2. La carga superficial para el caudal de diseño de 50 L/s corresponde a 131,1 m³/m²*día y para el caudal al final del horizonte de diseño de 196,6 m³/m²*día. Acorde a lo anterior y según el rango de referencia para este parámetro el cual debe oscilar entre 120 y 185 m³/m²*día, para el caudal de 75 L/s no se cumple este parámetro.
3. La velocidad crítica de sedimentación para el caudal de diseño de 50 L/s corresponde a 0,043 cm/s y para el caudal al final del horizonte de diseño es de 0,073 cm/s. Acorde a lo anterior y según el rango de referencia para este parámetro el cual debe oscilar entre 15 y 30 cm/s, para ningún caudal se cumple este parámetro.
4. El tiempo de retención hidráulico no se cumple para los caudales de diseño evaluados.
5. El tiempo de retención en las celdas se cumple solo para el caudal de 50 L/s.
6. El caudal máximo de operación corresponde a 35,3 L/s por unidad, es decir, 70,6 L/s para todo el sistema, para una carga de 185 m³/m²*día.

En cuanto a algunos aspectos constructivos se resaltan:

- Los módulos de sedimentación tipo colmena se encuentran cristalizados y rotos en algunos sectores.
- La recolección de agua sedimentada no se realiza por los orificios laterales y superiores. Dicha recolección se realiza por infiltraciones entre la tubería y el canal en concreto principal.
- Las unidades no cuentan con accesos a su interior para mantenimiento en su parte inferior o zona de almacenamiento de lodos.
- Las compuertas se encuentran deterioradas, lo cual se evidencia en su estado físico y en la imposibilidad de su apertura.

3.5 Diagnóstico hidráulico filtro

Los resultados del diagnóstico hidráulico se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22 Resultados diagnóstico hidráulico filtros

PARÁMETRO	UNIDAD	DIAGNÓSTICO	VALOR DE REFERENCIA	CUMPL E
Tasa de filtración Q= 50 L/s	m ³ /m ² *día	246	180-350 Resolución 0330 de 2017	Si
Tasa de filtración Q= 75 L/s	m ³ /m ² *día	374	180-350 Resolución 0330 de 2017	No

Fuente: El estudio.

Diagnóstico filtración

1. La tasa de filtración para el caudal de diseño de 50 L/s corresponde a 246 m³/m²*día y para el caudal al final del horizonte de diseño es de 374 m³/m²*día. Acorde a lo anterior y según el rango de referencia para este parámetro el cual debe oscilar entre 180 – 350 m³/m²*día, para el caudal de 75 L/s no se cumple este parámetro.
2. Para una velocidad mínima de 0,60 m/min, se obtiene un caudal de lavado de 43,9 L/s, valor inferior al caudal de diseño.
3. El caudal máximo de operación corresponde a 15,24 L/s por unidad, es decir, 60,96 para todo el sistema; que supera una tasa máxima de filtración de 300 m³/m²*día, lo que evidencia que no se cuenta con la capacidad de tratar los 75 L/s al horizonte de diseño.

En cuanto a algunos aspectos constructivos se resaltan:

- Las compuertas de admisión a los filtros y de comunicación entre filtros, se encuentran deterioradas, lo cual se evidencia en su estado físico y la dificultad de su apertura.

3.6 Dosificación de productos químicos

La caseta de operación de la PTAP consta de un laboratorio, oficina, baño, cuarto para almacenamiento de productos químicos y un cuarto de dosificación de productos químicos. En este cuarto se almacena el sulfato de aluminio y cal, así como herramientas menores, accesorios de redes de acueducto y combustibles, por lo que no es de uso exclusivo. Dicho cuarto es demasiado pequeño y no garantiza su aprovisionamiento adecuado.

Ilustración 13 Almacenamiento productos químicos



Fuente: El estudio.

El laboratorio cuenta con un mesón enchapado con su respectiva poceta, sin gabinetes. Posee turbidímetro, balanza, test de cloro libre, test de color, test de jarras con sus respectivos beaker. Según información suministrada por el operador de la planta no se hacen ensayos de jarras. La dosificación de productos químicos se realiza con 2 dosificadores volumétricos en seco, de cal y sulfato de aluminio, en regular estado.

Ilustración 14 Equipo prueba de jarras



Fuente: El estudio.

Ilustración 15 Equipos dosificación



Fuente: El estudio.

El consumo promedio de productos químicos tanto de sulfato de aluminio como de cal es de 50 kg/d, para condiciones promedio de turbiedad. En cuanto al componente estructural, la edificación se encuentra en buen estado.

No se llevan registros de turbiedad, color, pH, cloro, a pesar de que estos parámetros son valorados para el agua cruda. Tampoco se realizan ensayos de jarras; la dosificación de coagulante se hace de forma empírica sin ningún sustento técnico, realizando pruebas de ensayo y error, de acuerdo a la turbiedad del agua cruda.

4 RENDIMIENTO OPERACIONAL DE LA PTAP

4.1 Fuente de abastecimiento

El sistema de acueducto del Municipio de Cumaral – Meta, se abastece del Río Guacavía. El sistema de captación se encuentra ubicado en las coordenadas 4° 20' 6.44"N y 73° 33' 14.37"O. La bocatoma es de tipo lateral con muro estabilizador, conformada por: cámara de contrapeso, cámara de captación lateral y muro estabilizador.

- Cámara de contrapeso: Consiste en una caja de concreto, rellena con material de excavación y piedra, con el fin de darle estabilidad a la estructura de la cámara de captación.
- Cámara de captación lateral: Posee una rejilla lateral en acero, ubicada y nivelada de tal forma que garantice la captación del agua en mínimas condiciones de verano. Está diseñada para recolectar lateralmente un caudal de 125 L/s, con el fin de retornar de forma inmediata al río un caudal estimado de 50 L/s, que corresponden al sistema de retrolavado, permitiendo el arrastre continuo de material granular y arenas que sobrepasen los espacios de la rejilla lateral y que saldrán de la cámara por una compuerta de 14 pulgadas. Los posibles excedentes que se presenten por elevación del nivel de aguas, serán evacuados mediante una ventana lateral. La salida hacia el desarenador es mediante una línea de conducción de 18 pulgadas de diámetro.
- Muro estabilizador: Tiene como función básica sostener el nivel de aguas mínimo de entrada a la rejilla lateral de captación, especialmente en la época de verano, contribuyendo a su vez al control de la medición del caudal del río teniendo en cuenta que este pasará por una sección determinada.

La altura de la estructura es de 5 m, 6,4 m de ancho, y 6 m de largo; la rejilla de captación 4 m de largo y 2 m ancho.

4.2 Calidad del agua cruda

Se tomaron muestras de agua en diferentes puntos de la planta de tratamiento el día 18 de Octubre de 2018, con el fin de verificar la eficiencia del sistema y de cada una de sus operaciones. En la Tabla 23 se presentan los resultados del análisis físicoquímicos y microbiológicos del agua cruda.

Tabla 23 Análisis fisicoquímico y microbiológico agua cruda Rio Guacavia

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDAD	RESOLUCIÓN 2115/2007
FISICOQUÍMICO			
Color	373	UPC	15 UPC
pH	7,3	un	6,5 – 9,0
Conductividad	143	µS/cm	1.000
Turbiedad	78.2	UNT	2
Cloro residual libre	< 0,10	mg/L	0,3 – 2,0
Cloro total	< 0,10	mg/L	2
Dureza total	71,2	mg/L	300
Calcio	14,2	mg/L	60
Magnesio	8,65	mg/L	36
Alcalinidad	35,6	mg/L	200
Nitratos	<4	mg/L	10 mg/L
Nitritos	<0,02	mg/L	0,1
Sulfatos	56	mg/L	250
Hierro	0,94	mg/L	0,3
Cloruros	<1	mg/L	250
Manganeso	<0.1	mg/L	0,1
MICROBIOLÓGICO			
E. Coli	17	ufc/100ml	0
Coliformes Totales	48	ufc/100ml	0

Fuente: Laboratorio de Análisis de Aguas y Alimentos.

De acuerdo con los resultados de laboratorio obtenidos para el agua cruda, se procede a clasificar la fuente de abastecimiento con base en la Tabla B.3.1 del Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. Para coliformes totales y pH, la fuente se clasifica como aceptable, ya que se obtuvo un valor de 48 ufc/100ml y el rango para esta clasificación oscila entre 0 y 50 ufc/100ml. Para pH, se obtuvo un valor de 7,3 y el rango para esta clasificación oscila entre 6,0 y 8,5.

Para turbiedad, el valor obtenido corresponde a 72,2 UNT, lo que significa que la fuente es clasificada como deficiente, dado que el rango de dicho parámetro oscila entre 40 y 150. El parámetro más sensible en este análisis es el color verdadero, el cual tiene un valor de 373 UPC, clasificando la fuente como muy deficiente, la cual está dada por valores mayores a 40 UPC. En términos generales, los parámetros de color, turbiedad, cloro residual libre, hierro, E. Coli y Coliformes totales, no cumplen con los límites admisibles de la Resolución 2115 de 2007, emitida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

4.3 Calidad del agua tratada

La caracterización del agua tratada se presenta en la Tabla 24.

Tabla 24 Análisis fisicoquímico y microbiológico agua tratada

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDAD	RESOLUCIÓN 215/2007
FISICOQUÍMICO			
Color	<5	UPC	15
pH	8,2	un	6,5 – 9,0
Conductividad	343	µS/cm	1.000
Turbiedad	0,37	UNT	2
Cloro residual libre	0,16	mg/L	0,3 – 2,0
Cloro total	0,21	mg/L	2
Dureza total	160,2	mg/L	300
Calcio	42,6	mg/L	60
Magnesio	12,98	mg/L	36
Alcalinidad	71,2	mg/L	200
Nitratos	<4	mg/L	10
Nitritos	<0.02	mg/L	0,1
Sulfatos	108	mg/L	250
Hierro	<0,10	mg/L	0,3
Cloruros	<1	mg/L	250
Manganeso	<0.1	mg/L	0,1
MICROBIOLÓGICO			
E. Coli	0	ufc/100ml	
Coliformes Totales	0	ufc/100ml	
IRCA	15%		
Nivel de riesgo	Medio		

Fuente: Laboratorio de Análisis de Aguas y Alimentos.

De acuerdo con los resultados obtenidos, el único parámetro que no cumple corresponde al cloro residual libre con un valor de 0,16 mg/L, el cual está por debajo del rango entre 0,3 y 2,0 mg/L.

Estos resultados en el marco del índice de riesgo de calidad del agua para consumo humano – IRCA, se encuentra en nivel de riesgo medio con valor de 15%, siendo 0 - 5 cuando se cumple con los valores aceptables para cada una de las características físicas, químicas y microbiológicas contempladas en la Resolución 2115 de 2007, y 100 para el más alto riesgo cuando no cumple ninguno de ellos. El índice de riesgo medio establece que el agua no es apta para consumo humano. Sin embargo, el ensayo de coliformes permite afirmar que el agua es segura para consumo humano.

4.4 Eficiencia del sistema de tratamiento

La evaluación de la eficiencia se realizará con base en los parámetros que no cumplen con la normatividad legal vigente del agua cruda. Los resultados se presentan en la Tabla 25.

Tabla 25 Eficiencia sistema de tratamiento de agua potable

PARÁMETRO	UNIDAD	AGUA CRUDA	AGUA TRATADA	EFICIENCIA (%)
FISICOQUÍMICO				
Color	UPC	373	5	99
Turbiedad	UNT	78.2	0.37	100
Hierro	mg/L	0.94	0.1	89
MICROBIOLÓGICO				
E. Coli	ufc/100ml	17	0	100
Coliformes Totales	ufc/100ml	48	0	100

Fuente: El estudio.

Acorde a los resultados obtenidos, la eficiencia de tratamiento para los parámetros evaluados están por encima del 89% y cercana al 100% para el color, turbiedad, E. Coli y Coliformes totales, cumpliendo con los límites establecidos en la Resolución 2115 de 2007. Para el cloro residual libre, no se evaluó su eficiencia, dado que no existe precloración al inicio del proceso de tratamiento. Dicho parámetro no cumple con la norma mencionada.

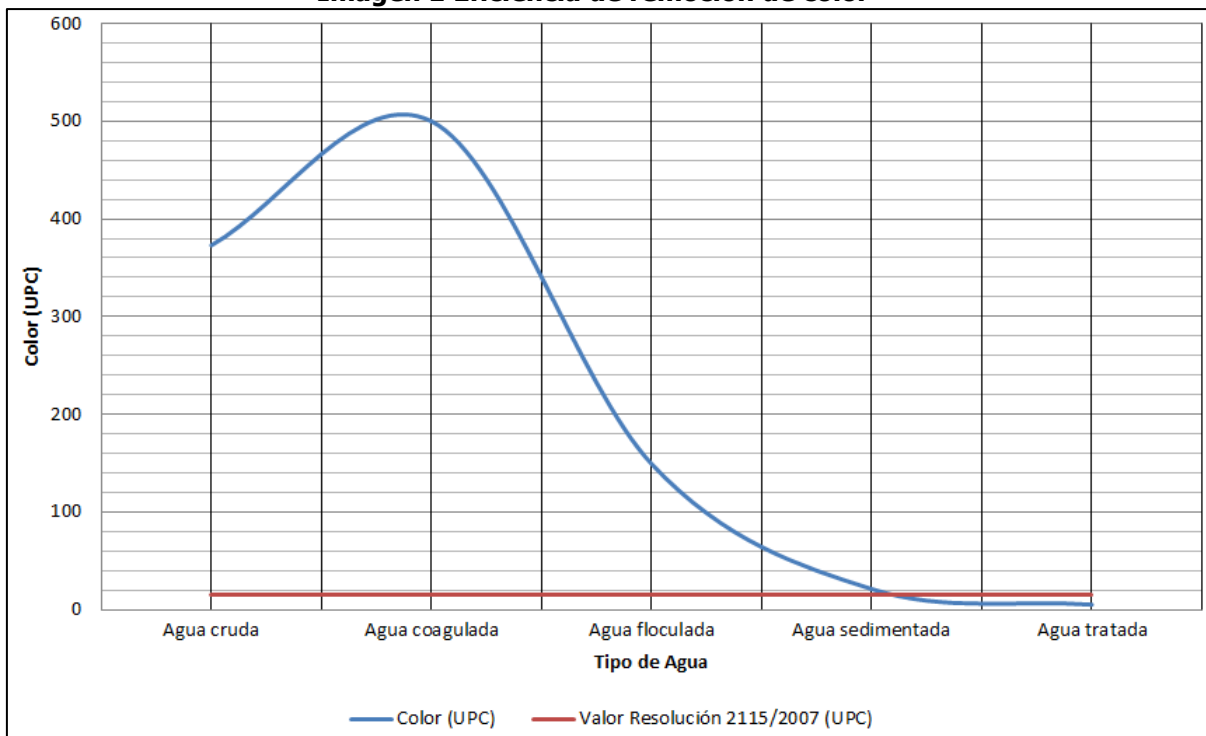
4.5 Eficiencia remoción de color

Tabla 26 Eficiencia de remoción de color

ITEM	VALOR	UNIDAD
Agua cruda	373	UPC
Agua coagulada	500	UPC
Eficiencia	0	%
Agua floculada	149	UPC
Eficiencia	70.2	%
Agua sedimentada	21	UPC
Eficiencia	85,91	%
Agua tratada	5	UPC
Eficiencia	76,19	%

Fuente: El estudio.

Imagen 1 Eficiencia de remoción de color



Fuente: El estudio.

El tratamiento inicia con un valor de color de 373 UPC, asciende en la mezcla rápida hasta 500 UPC. Posteriormente, el valor decrece una vez el agua pasa los procesos de floculación y sedimentación con valores de 149 y 21 respectivamente, hasta alcanzar un valor de 5 UPC, valor inferior al definido por la normatividad de 15 UPC.

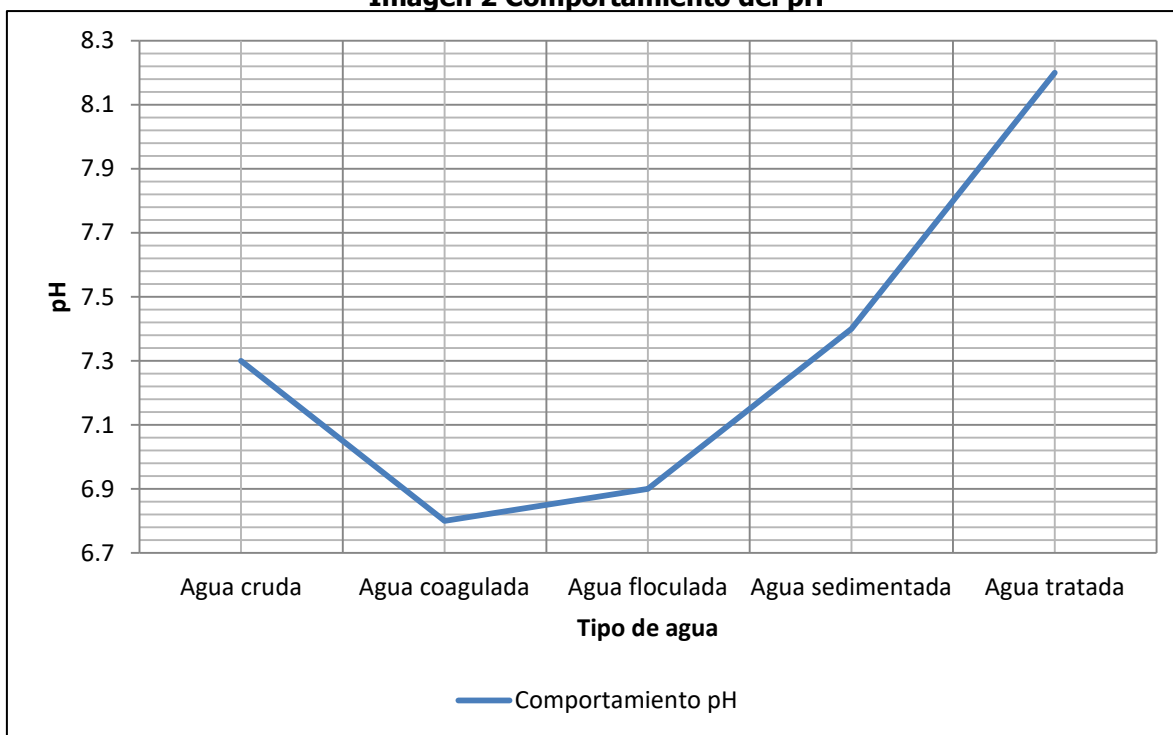
4.6 Comportamiento del pH

Tabla 27 Comportamiento del pH

TIPO DE AGUA	VALOR	UNIDAD
Agua cruda	7,3	un
Agua coagulada	6,8	un
Agua floculada	6,9	un
Agua sedimentada	7,4	un
Agua tratada	8,2	un

Fuente: El estudio.

Imagen 2 Comportamiento del pH



Fuente: El estudio.

El pH inicia el tratamiento con un valor de 7,3, descendiendo hasta 6,8 una vez el agua sale de la mezcla rápida. A partir de este punto, se incrementa por las operaciones de floculación, sedimentación y filtración hasta alcanzar un valor de 8,2, el cual se encuentra en el rango entre 6,5 y 9,0 según norma.

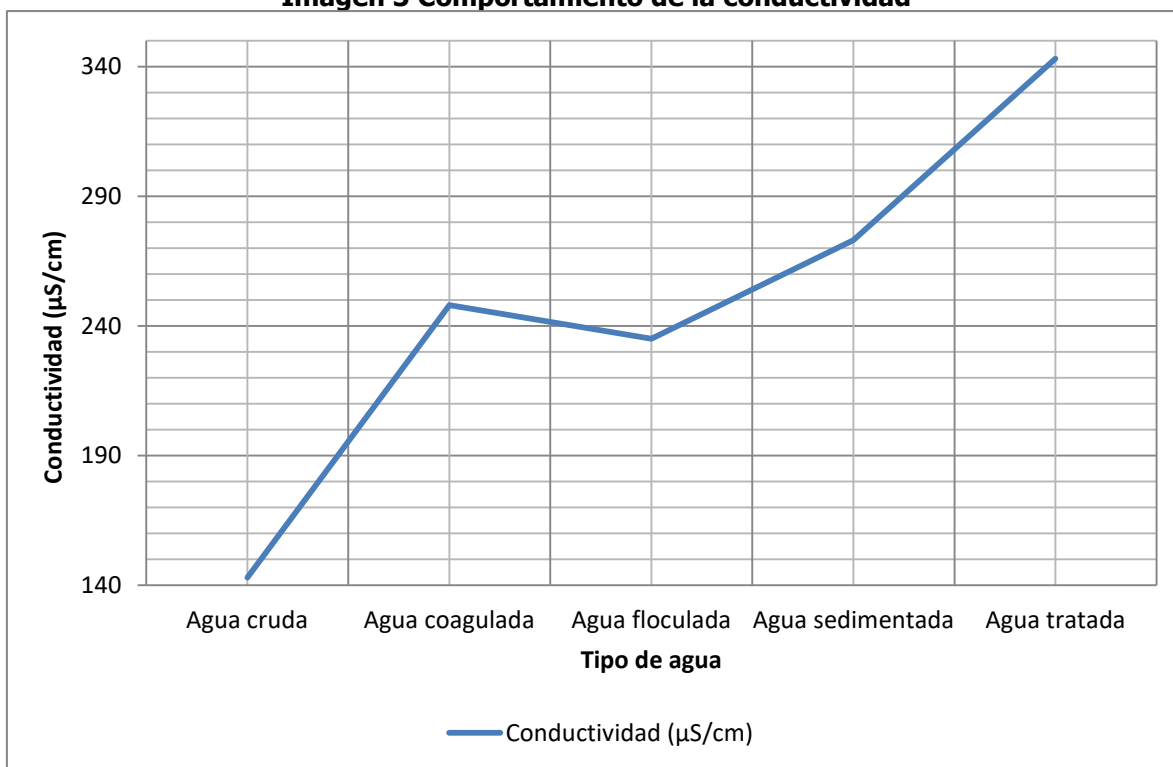
4.7 Comportamiento de la conductividad

Tabla 28 Comportamiento de la conductividad

TIPO DE AGUA	VALOR	UNIDAD
Agua cruda	143	$\mu\text{S/cm}$
Agua coagulada	248	$\mu\text{S/cm}$
Agua floculada	235	$\mu\text{S/cm}$
Agua sedimentada	273	$\mu\text{S/cm}$
Agua tratada	343	$\mu\text{S/cm}$

Fuente: El estudio.

Imagen 3 Comportamiento de la conductividad



Fuente: El estudio.

La conductividad inicia el tratamiento con un valor de 143 $\mu\text{S}/\text{cm}$, ascendiendo hasta 248 $\mu\text{S}/\text{cm}$ una vez el agua sale de la mezcla rápida, incrementando en las operaciones de floculación, sedimentación y filtración hasta alcanzar un valor de 343 $\mu\text{S}/\text{cm}$, el cual cumple la norma.

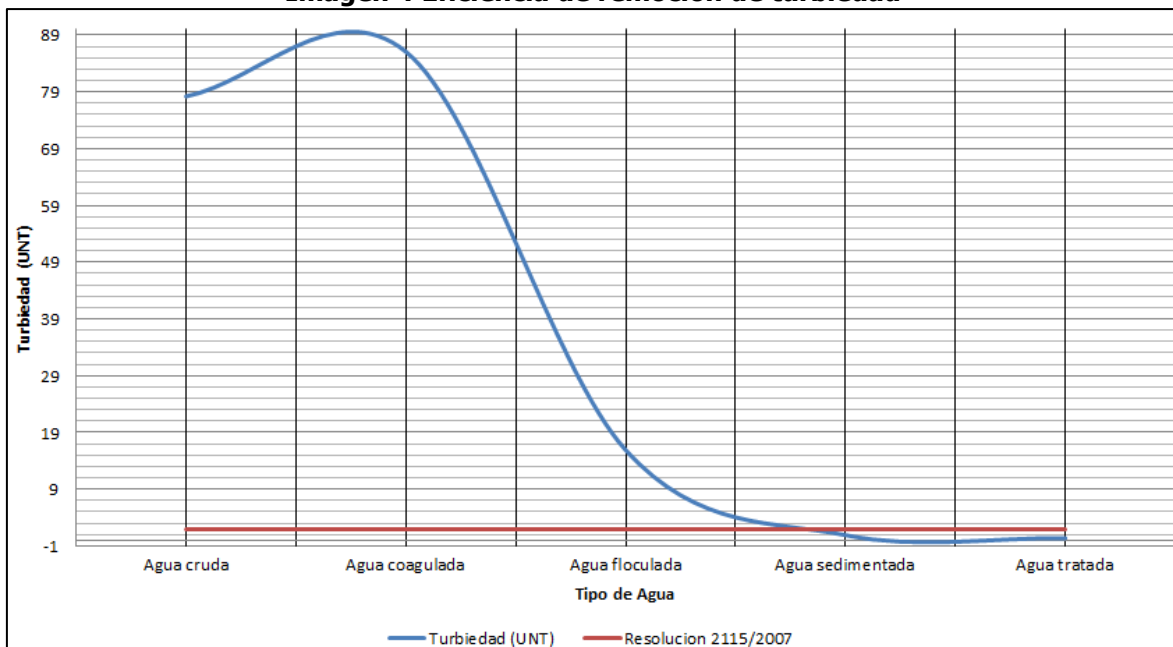
4.8 Eficiencia remoción de turbiedad

Tabla 29 Eficiencia de remoción de turbiedad

ITEM	VALOR	UNIDAD
Agua cruda	78,2	UNT
Agua coagulada	86,08	UNT
Eficiencia	0	%
Agua floculada	15,9	UNT
Eficiencia	81,53	%
Agua sedimentada	0,91	UNT
Eficiencia	94,28	%
Agua tratada	0,37	UNT
Eficiencia	59,34	%

Fuente: El estudio.

Imagen 4 Eficiencia de remoción de turbiedad



Fuente: El estudio.

Se observa que el agua inicia con un valor de color de 78,2 UNT, valor que asciende una vez se realiza la mezcla rápida hasta 86,08 UNT. Posteriormente, el valor decrece una vez el agua pasa los procesos de floculación y sedimentación con valores de 15,9 y 0,91 respectivamente, hasta alcanzar un valor de 0,37 UNT, valor inferior al definido por la normatividad de 2 UNT.

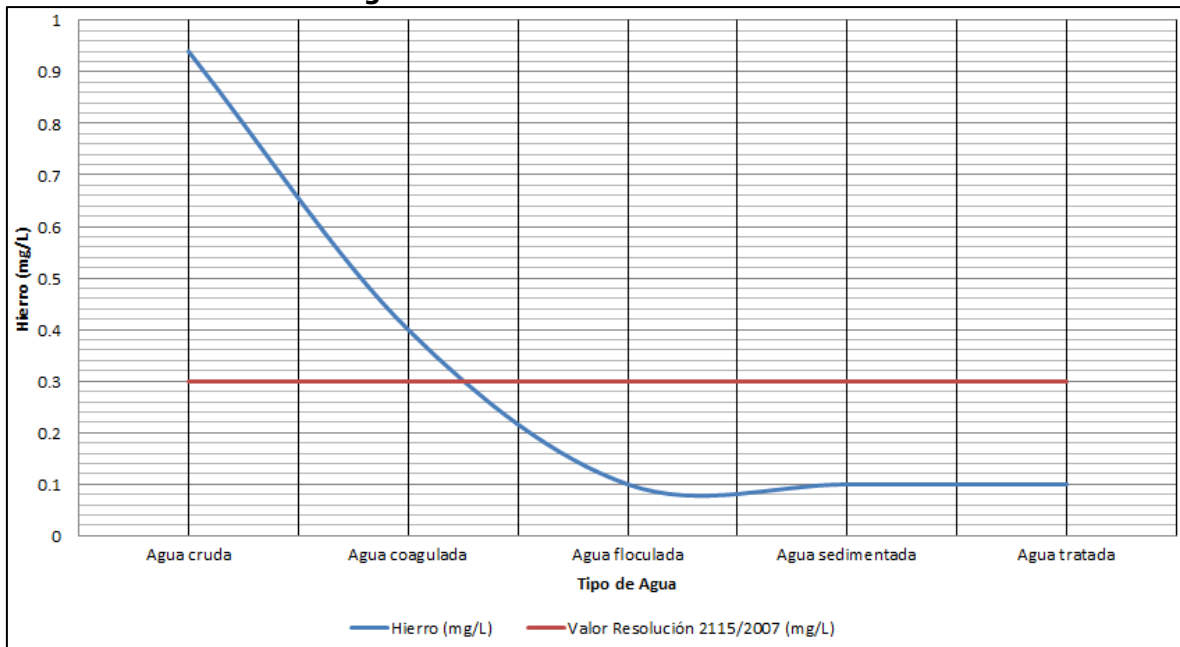
4.9 Eficiencia remoción de hierro

Tabla 30 Eficiencia de remoción de hierro

ITEM	VALOR	UNIDAD
Agua cruda	0,94	mg/L
Agua coagulada	0,4	mg/L
Eficiencia	57,45	%
Agua floculada	0,1	mg/L
Eficiencia	75,00	%
Agua sedimentada	0,1	mg/L
Eficiencia	0	%
Agua tratada	0,1	mg/L
Eficiencia	0	%

Fuente: El estudio.

Imagen 5 Eficiencia de remoción de hierro



Fuente: El estudio.

Se observa que el agua inicia con un valor de hierro de 0,94 mg/L, valor que desciende una vez se realiza la mezcla rápida hasta 0,4 mg/L. Posteriormente, el valor permanece constante en los procesos de floculación, sedimentación y filtración con un valor de 0,1 mg/L valor inferior al definido por la normatividad de 0,3 mg/L.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Cámara de aquietamiento

Las dimensiones actuales de la cámara de aquietamiento, no garantizan el volumen requerido para la capacidad máxima de operación de 75 L/s, por lo que se deberá construir una nueva cámara con las dimensiones que garanticen este parámetro. Dicha estructura deberá tener una tubería de desagüe con su respectiva compuerta. En cuanto al mecanismo para controlar el caudal de excesos, se deberá proyectar un vertedero ubicado en sentido longitudinal. El ingreso del agua proveniente de la conducción se realizará por la parte inferior, generando una velocidad ascensional uniforme. Una vez el agua sale de la cámara de aquietamiento, se propone proyectar una pantalla difusora antes de la mezcla rápida, para estabilizar el flujo y direccionarlo hacia el canal de aproximación. En su parte inferior deberá tener orificios para el lavado y mantenimiento.

5.2 Mezcla rápida

La canaleta Parshall según la evaluación hidráulica realizada para los dos escenarios, cumple tan solo con el gradiente de velocidad para el caudal de 75 L/s y la relación h_0/w para los caudales de 50 y 75 L/s respectivamente. Se recomienda modificarla por un mezclador tipo perfil Creager construido en poliéster reforzado con fibra de vidrio, con respectiva reglilla de aforo para la lectura de caudales ubicada 4 o 5 veces la altura del vertedero. La dosificación se realizará en el punto de mayor turbulencia. En cuanto a la distribución de agua coagulada a los floculadores, se recomienda realizar mediante un canal independiente para cada estructura.

5.3 Floculadores

El sistema de floculación está conformado por 2 módulos tipo Alabama con 10 cámaras cada uno. En el diagnóstico hidráulico se evidenció que las velocidades en algunos de los codos no cumplen con lo solicitado en el Título C del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2010, por lo cual se recomienda redimensionar estos elementos. Así mismo, se observa que no se cumple con tiempo de retención, gradientes en diferentes zonas y carga superficial sobre las cámaras de cada módulo para los dos escenarios de evaluación, por lo que se deberá rediseñar cada unidad, dimensionando sus cámaras acorde a lo establecido en la Resolución 0330/2017 y Título C del RAS 2010. En cuanto al ingreso de agua al floculador, se propone que esta

se realice por la parte inferior mediante la construcción de una cámara de ingreso que optimice su distribución en esta ubicación, dado que actualmente el ingreso se realiza por la parte superior.

5.4 Sedimentadores

De acuerdo con los resultados del diagnóstico hidráulico, existen parámetros que no están acorde con lo especificado en la norma para velocidad crítica de sedimentación, carga superficial, tiempo de retención hidráulica, velocidad de flujo, las cuales están relacionadas con las dimensiones del tanque de sedimentación y el módulo de sedimentación, por lo que se recomienda redimensionar estas estructuras, según lo establecido en la Resolución 0330/2017.

La zona de sedimentación cuenta con paneles de sedimentación acelerada tipo colmena en regular estado, así como los colectores de recolección de agua sedimentada. Por ello, se recomienda la optimización de estos dos componentes implementando paneles hexagonales de sedimentación acelerada, fabricados en ABS, calibre 40, color negro y resistencia a los rayos ultravioleta, cubiertos con pintura epoxica para evitar la corrosión. En cuanto a la recolección de agua sedimentada, se propone el uso de canaletas con sección rectangular, con vertederos triangulares distribuidos en cada lateral de la canaleta, lo cual garantizará que la estructura y los vertederos trabajen a descarga libre. Con respecto a la distribución de agua floculada, se propone un dispositivo de sección cuadrada con orificios distribuidos a lo largo de la zona de sedimentación.

5.5 Filtros

Según el diagnóstico hidráulico realizado, el sistema de filtración no cuenta con la capacidad para tratar el caudal en el horizonte de diseño, es decir, 75 L/s. Por lo anterior, se recomienda incrementar el número de filtros con las mismas especificaciones de las estructuras existente. Así mismo, se propone la reposición del lecho filtrante, así como las compuertas, ya que presentan fugas al no garantizar un cierre hermético.

Se proyecta la reposición del falso fondo existente, utilizando losetas equipadas con boquillas de $\frac{3}{4}$ ".

5.6 Tratamiento de lodos

Dado que el sistema no cuenta con tratamiento de lodos, se propone transportar las aguas de lavado de floculación, sedimentación y filtración hacia un tanque de igualación para posteriormente llevarlo hasta un espesador y finalizar con la disposición en lechos de secado.

En el tanque de igualación se garantizará la homogeneización de las aguas y amortiguación de caudales de lavado. En el espesador se aumentará la concentración de lodos y se disminuirá el volumen de lodos a tratar en los lechos de secado. Su capacidad debe ser la suficiente para almacenar los lodos hasta que se descarguen en dichos lechos y contar con un sistema de recolección de sobrenadantes.

Los lechos de secado deben ser modulares, es decir, independientes que permitan el mantenimiento de diferentes unidades sin afectar el proceso de deshidratación. Deben contar con un sistema de filtros o desagües que permitan el transporte del agua percolada y la superficie debe facilitar su recolección. El tiempo de retención debe ser suficiente para que garantice un óptimo tratamiento.

5.7 Caracterización de agua cruda

Se deberán, como mínimo, determinar in situ: temperatura, pH y conductividad; y en el laboratorio: turbiedad, color, pH, alcalinidad, hierro, manganeso, cloruros, sulfatos, nitritos, dureza, nitrógeno y fosforo (estos dos últimos en el caso de presencia de actividades agrícolas). Como parámetro microbiológico se tendrá que determinar E. Coli, y en el caso de confirmarse su presencia, deberá verificarse si existen otros patógenos en el cuerpo de agua abastecedor, a partir de las inspecciones sanitarias y el Mapa de Riesgo de calidad de agua (Resolución 0330, 2017).

5.8 Ensayos de laboratorio

El sistema de tratamiento de agua potable, deberá contar con los equipos de monitoreo y control de operaciones, que ejecuten pruebas y análisis de parámetros físico- químicos y microbiológicos del agua cruda y tratada, con el fin de determinar alertas tempranas para ajustes en los procesos unitarios. Como mínimo, deberá contar con los materiales, equipos y procedimientos para realizar ensayos de tratabilidad, pH, alcalinidad, turbidez,

color, cloro, y dotación de material indicador de presencia o ausencia de E. Coli (Resolución 0330, 2017).

5.9 Información en sistemas de potabilización

Se deberá implementar un sistema de almacenamiento de información, en el cual se tengan como mínimo los registros de medición de caudales, tablas de control de caracterización de agua cruda, tablas de control de calidad de agua tratada, registros de actividades de mantenimiento y paradas del sistema, consumo de reactivos, costos energéticos, operacionales e indicadores energéticos. De igual manera, deberán incluirse análisis e informes periódicos de dichas actividades que, posteriormente, hagan parte del plan de mejora continua de la operación de la PTAP (Resolución 0330, 2017).

REFERENCIAS

- Arboleda Valencia, J. (2000). *Teoría y práctica de la purificación del agua*. Bogotá D.C.: McGraw-Hill.
- Lozano Rivas, W. A., & Lozano Bravo, G. (2015). *Potabilización del Agua*. Bogotá D.C.: Universidad Piloto de Colombia.
- Resolución 0330. (2017). Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009. *Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio*.
- Romero Rojas, J. (1999). *Potabilización del Agua*. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Saavedra Ramirez, T. (2009). *Diseño Planta de Potabilización Municipio de Cumaral - Meta*. Villavicencio.